

Ionel GOSAV

**DURABILITATEA ELEMENTELOR
SI STRUCTURILOR DIN BETON**

- Note de curs -

CAPITOLUL I

CAUZELE DEGRADĂRII CONSTRUCȚIILOR

1. Clasificarea cauzelor

În domeniul construcțiilor, **degradarea** reprezintă orice modificare (în sens negativ) a caracteristicilor fizice și/sau chimice ale materialelor/elementelor/construcțiilor care afectează criteriile de performanță admise privind **rezistența, stabilitatea și durabilitatea acestora** [1].

Degradările pot fi *aparente* sau *ascunse*, la elemente structurale sau nestructurale. Prin extensia noțiunii, se poate vorbi de *degradarea funcțiunii* sau a *esteticii* unei clădiri. De asemenea, pot fi considerate drept *degradări inițiale* deficiențele de concepție, proiectare, ca și abaterile din execuție [2].

Cu aceste precizări, degradarea unei construcții pe *durata de serviciu normată* poate fi reprezentată ca în figura I.1[2][3].

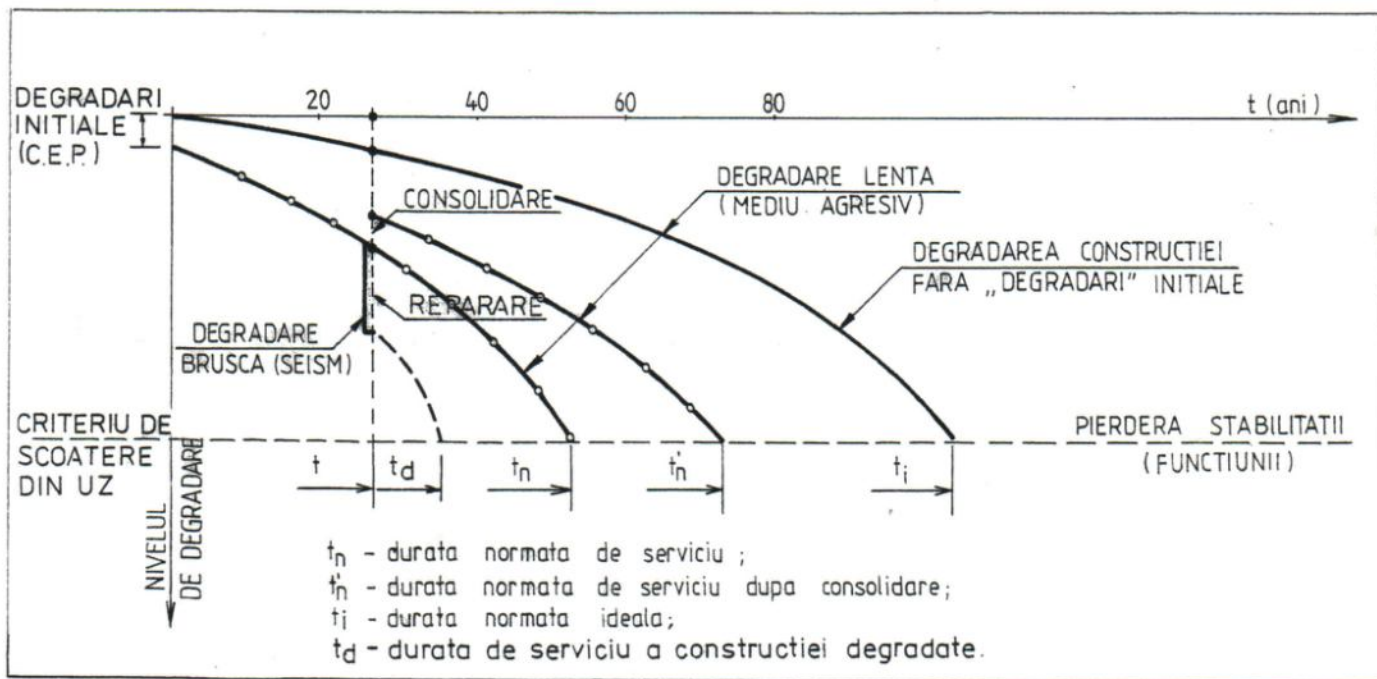


Fig. I.1. Durata de serviciu a unei construcții

Nivelul de degradare al unei construcții crește (proporțional, scade nivelul de siguranță în exploatare) datorită acțiunii lente (prin coroziune, de exemplu) sau brusce (în

• **acțiunile mecanice**, sunt acele acțiuni care produc stări de solicitare mecanică¹⁾, putând fi reprezentate prin sisteme de forțe.

• **acțiunile fizice**²⁾, sunt acele acțiuni care produc modificări ale integrității materialelor/elementelor/structurilor fără a modifica natura materialelor.

• **acțiunile chimice**, sunt acele acțiuni care produc modificări ale proprietăților, naturii și integrității materialelor.

Se observă că STAS 10100/0-75 definește prin termenul de *acțiune* numai acțiunile mecanice. Corespunzător, pentru acțiunile fizice și chimice (inclusiv cele biologice, care în ultimă instanță tot de natura chimică sunt) se poate utiliza denumirea de *acțiuni corosive*.

Având aceste noțiuni fundamentate și convențional acceptate, se poate concluziona că degradarea construcțiilor este rezultatul acțiunilor și implicit a modului în care acestea sunt luate în considerare la **concepția, proiectarea, execuția și exploatarea construcțiilor**. Considerarea acestor acțiuni la concepția, proiectarea, execuția și exploatarea construcțiilor are la baza două categorii esențiale de factori, care reprezintă de fapt cauzele primare ale degradării construcțiilor:

- (i) riscul acceptat sau insuficiența cunoștințelor în domeniu;
- (ii) nepriceperea, neglijența, erorile.

Dacă factorii din prima categorie nu se pot înlătura și trebuie acceptați ca atare la un moment dat, cei din a doua categorie trebuie diminuați în cât mai mare măsură, cel puțin până la o limită considerată *normală* de către societate.

De asemenea, acțiunile pot fi considerate ca provenind din mediul *ambient natural* sau *industrial* sau din însăși construcția respectivă. Acestea pot acționa separat sau cumulativ, diferit ca durată (de lungă durată, temporare sau de scurtă durată), frecvență (rare, periodice), intensitate, viteză (acțiuni lente, bruste, violente).

¹⁾ cf. DEX, mecanica este știința care se ocupă de studiul forțelor.

²⁾ deși fizica include mecanica, din rațiuni de sistematizare a noțiunilor, prin acțiuni fizice vom defini în continuare, acele acțiuni fizice care nu sunt de natură mecanică.

2. Acțiunea mediului ambient asupra construcțiilor

2.1. Relația mediu ambient-construcții

2.1.1. Interacțiunea mediu-societate-produse ale activității umane

Activitatea omului, de orice natură, implică un complex de intercondiționări la scara unor zone geografice și la scara planetară între: **mediul înconjurător** (ca sursa de materii prime, energie, loc de desfășurare a activității umane și de deversare a deșeurilor), **produse ale activității oamenilor** (din care fac parte și construcțiile) și **societate**, intercondiționări care în cadrul unui sistem³⁾ pot fi reprezentate de ecuația (*) din figura I.3 [2] [6] [7].

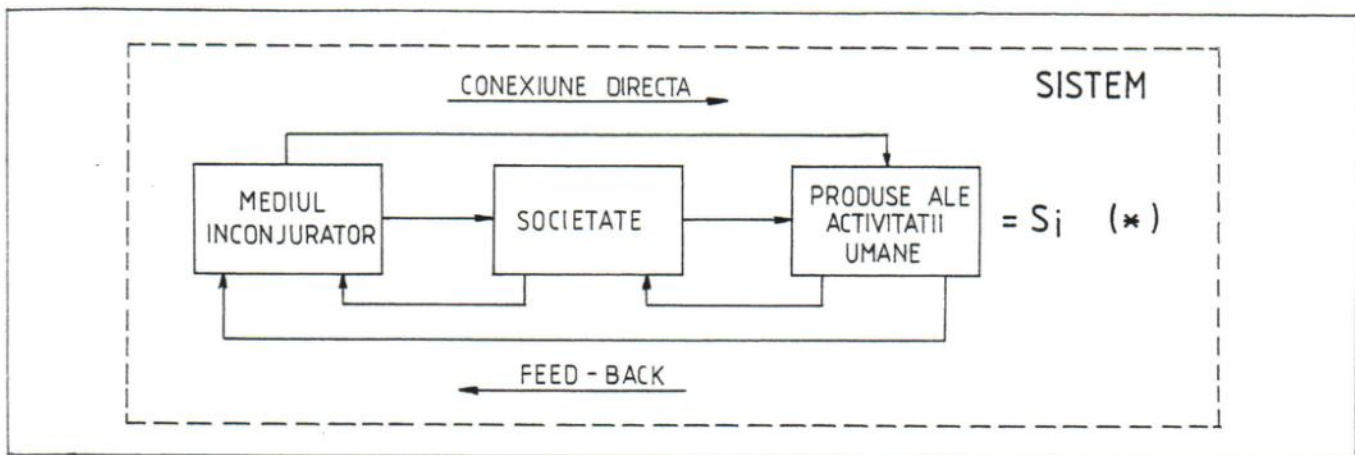


Fig. I. 3. Relația de echilibru a sistemului

La începutul dezvoltării societății omenești, în ecosistemul planetei (sau a unui subsistem al acestuia), mediul a condiționat societatea, omul prin activitățile sale (agricultura, domesticirea animalelor, construirea de adăposturi) modificându-l neesențial. Odată cu dezvoltarea societății însă, acțiunea omului asupra mediului a devenit din ce în ce mai complexă, echilibrul natural al sistemului menținându-se totuși pe durate lungi, datorită reacțiilor de autoechilibrare, proprii sistemelor [8].

Odată cu revoluția industrială de la sfârșitul secolului al XVII-lea, societatea și produsele sale au intervenit ca factor perturbator din ce în ce mai puternic asupra mediului înconjurător, autoreglarea sistemului prin relații de feed-back (conexiune inversă) între termenii ecuației (*) producându-se din ce în ce mai dificil și pe perioade din ce în ce mai scurte, la nivele tot mai ridicate ale entropiei (fig. I.4.).

³⁾ în cazul nostru, prin sistem înțelegem o entitate geografică, ecologică sau socială (umană sau tehnologică) a cărei schimburi energetice (mărimile de stare ale sistemului) cu entitățile ce o înconjoară (deci cu exteriorul) se pot aproxima ca fiind nule.

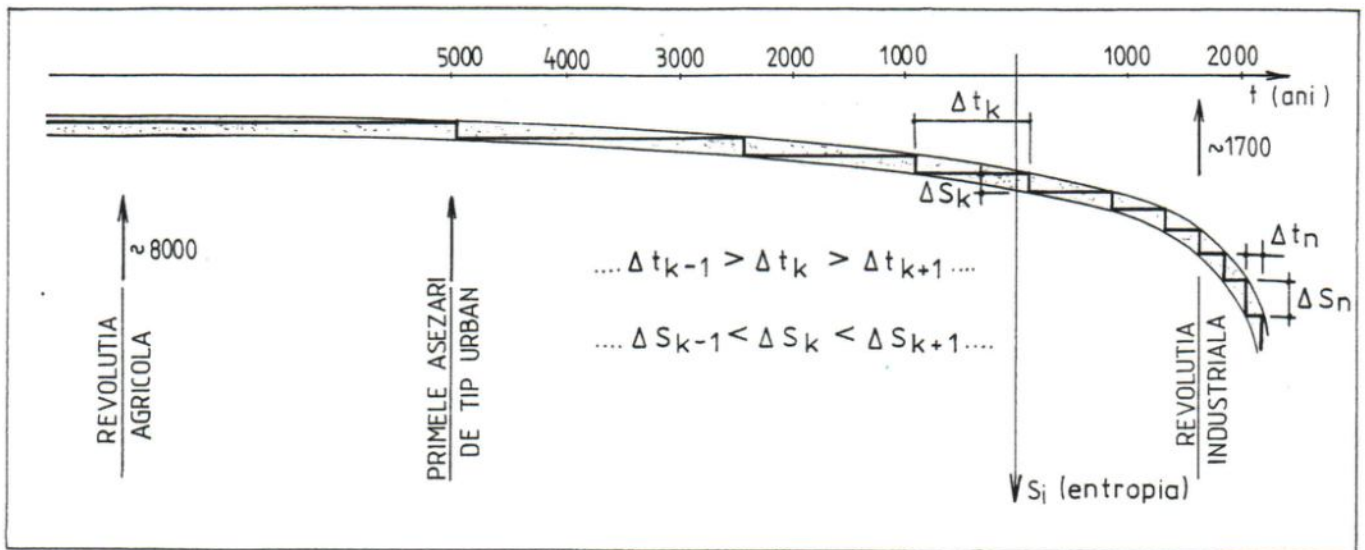


Fig. I. 4. Creșterea în timp a entropiei unui sistem (ecosistemul planetei)

Rezultă astfel o degradare entropică a mediului ambient prin exploatarea resurselor de materiale și energie [9] și prin degradarea produselor activității umane, acestea devenind deșeuri sau poluanți pentru mediul înconjurător.

În continuare, va fi examinată o secvență a ecuației (*) și anume relația **mediu ambient** → **produse ale activității umane**, mai precis o particularizare a ultimului termen, **construcțiile**.

2.1.2. Interacțiunea mediu-construcții-activitate umană

În decursul timpului omul a implantat în mediul înconjurător construcții tot mai numeroase și diverse, vizând satisfacerea nevoilor sale de adăpostire, hrană, apărare, agrement, în conformitate cu un standard de viață materială și spirituală în creștere continuă și din ce în ce mai rapidă (dacă trasăm curba evoluției în timp a nevoilor omului, aceasta are aceeași alură ca și cea a creșterii entropiei sistemului, prezentată în figura I.4. [9]).

La începuturile activității de construcții, omul și-a luat din mediul înconjurător materialele de construcții (piatra, lemnul) apoi și surse de energie pentru prelucrarea unora dintre acestea (de exemplu, cărbunele pentru arderea cărămizii). Odată cu dezvoltarea societății omenești, construcțiile s-au diversificat și au luat amploare din necesitatea satisfacerii unor funcțiuni tot mai diverse, fiind executate din materiale noi, obținute pe cale industrială. Au apărut centre urbane, canale de irigații și transport, drumuri, poduri și mai apoi construcțiile cu destinație industrială, agricolă și social-culturală, schimbând treptat configurația mediului înconjurător, producând modificări ecologice și deșeuri. Totodată, activitățile industriale au perturbat în anumite regiuni și perioade de timp, brusc și esențial, mediul înconjurător, efectele resimțindu-se și asupra construcțiilor. Astfel, *mediul natural* și-a modificat caracteristicile crescând aria de răspândire a unui mediu cu caracteristici noi, *mediul industrial* (sau *tehnologic*, figura I.5.).

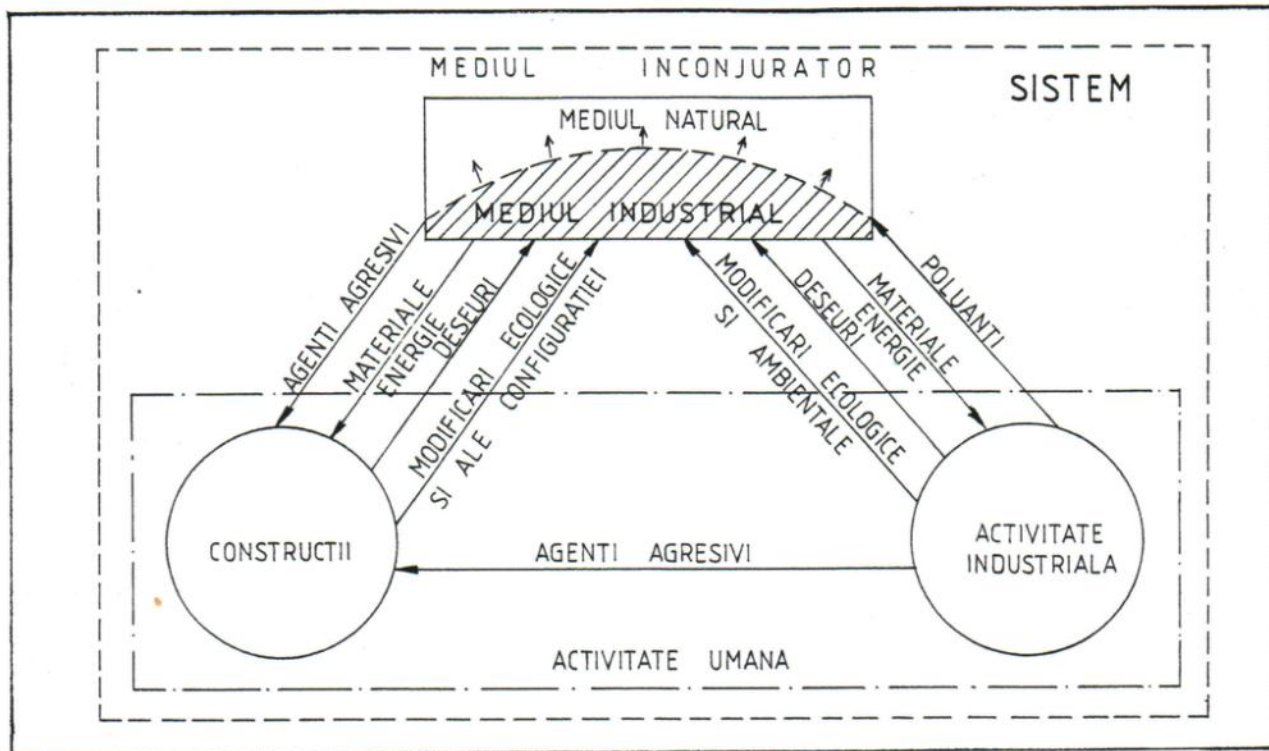


Fig. I.5. Interacțiunea mediu-construcții-activitate industrială

Este de remarcat și faptul ca o parte din acțiunile care degradează construcțiile (vezi figura I.2.), fiind produsul direct al activității industriale intense, asupra lor cel puțin teoretic, se poate interveni prin decizii și măsuri de limitare, ca și pentru protejarea construcțiilor împotriva acestor acțiuni.

2.2. Comportarea în timp a materialelor de construcții

Activitatea de a-și construi un adăpost a fost una din primele activități conștiente ale omului, în strânsă legătură cu mediul înconjurător din care și-a luat materialele pentru construcții (la început lemnul și piatra) și față de care construcțiile l-au protejat. Astfel, s-au stabilit primii termeni ai ecuației (*) și relațiile dintre aceștia [10].

Dar mediul înconjurător a degradat construcțiile din momentul apariției lor, indiferent din ce materiale au fost realizate, acestea rămânând totuși printre cele mai durabile creații ale omului (foto I.1).

Omul a căutat să facă construcții cât mai durabile utilizând în primul rând materiale naturale neprelucrate (piatra) sau ușor de prelucrat (lemnul), apoi, pentru realizarea structurilor, a folosit aceste materiale în asociație, diferențiat la părțile componente ale clădirilor (fundatii, pereți, acoperiș). Mai tarziu, s-au inventat materialele de construcții compozite, prelucrate, începând cu cărămida și terminând cu betonul, betonul armat și masele plastice.

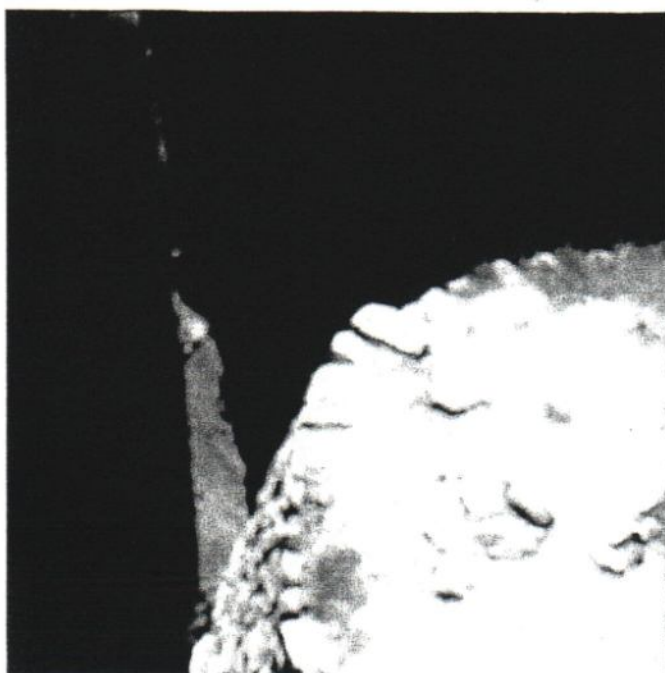


Foto I.1. Ierihonul, cea mai veche așezare de tip orășenesc din lume (aprox. anul 5000 î.e.n) în care, forma circulară în plan a construcțiilor amintește de corturile nomazilor



Foto I.2. Plăcile de planșeu, grinzile și stâlpii din piatră de la templul din Karnak (aproximativ secolul al XIV-lea î.e.n.)

2.2.1. Piatra

Piatra oferă avantaje din punct de vedere al rezistenței, dar are limite fiindcă crapă sub acțiunea greutății proprii iar posibilitățile de acoperire ale unui interior sunt reduse (foto I.2). Odată cu inventarea arcelor și bolților, s-au realizat deschideri mai mari rezemate pe ziduri sau pe stâlpi. Coloanele, preluând încărcări mari, segmentele din care erau realizate, cioplite cu stratificarea pe verticală, crapă dacă suprafețele de contact nu sunt perfect plane. Din acest motiv, între segmentele coloanelor se introduceau plăci de plumb iar pentru ca acesta să nu fie expulzat, rosturile se închideau cu brățări din bronz [11].

2.2.2. Lemnul

Lemnul este materialul cel mai ușor de prelucrat, fiind un bun izolator termic dar și ușor inflamabil și relativ puțin rezistent la intemperii. Pentru a-l proteja contra putrezirii, s-a folosit o fundație de piatră, iar acoperișurile s-au executat cu streșini largi, așezate pe pereți cât mai scunzi [11]. Construcții din lemn folosind sistemul bârne așezate orizontal s-au realizat pe teritoriul țării noastre din cele mai vechi timpuri dar nu s-au păstrat în general decât unele construite începând cu secolul al XVII-lea (foto I.3).

Alte structuri care au utilizat ca material lemnul, sunt cele în catarți și paiantă. Structura în catarți constă în realizarea pereților din pari deși înfiți în pamânt, spațiile dintre ei fiind umplute cu lut, material foarte sensibil însă la umezire.



Foto I.3. Biserica românească de lemn datând din secolul al XVII - lea



Foto I.4. Kramerbrücke (podul negustorilor) din Erfurt, peste râul Gera, cu case din paiantă datând din anul 1325

Sistemul în paiantă (foto I.4) a însemnat o inovație importantă pentru că a separat elementele portante (stâlpii și grinzile din lemn întărite cu contrafișe) de elementele de închidere neportante, realizate din scânduri, împletituri din nuiiele lipite cu lut, chirpici, elemente ușor degradabile dar care se pot repara periodic.

Lemnul ca material pentru structuri a fost părăsit și datorită deselor incendii.

2.2.3. Cărămida

Cărămida a fost utilizată pe teritoriul vechii Mesopotamii încă din mileniul al IV-lea î.e.n. [12] datorită lipsei de lemn și piatra din aceasta zonă, sub formă de cărămidă din lut uscat la soare.

Cărămida, fiind mai ușoară ca piatra, a permis acoperirea unor interioare cu bolți semicilindrice sau calote de deschidere mai mare și totodată a rezistat relativ bine în timp. În Roma se păstrează multe construcții din cărămidă realizate în antichitate, bine conservate și în prezent (foto I.5).

Inventându-se noi sisteme de îmbinare a cărămidizilor, în tranșe tronconice sau înclinate, s-au putut realiza bolți chiar fără a folosi cofraje. Astfel a fost realizată cupola bisericii Sfânta Sofia din Constantinopol. Datorită împingerilor insuficient preluate de calotele încăperilor adiacente pe direcția N-S, cupola a cedat la un cutremur (în anul 558, la cinci ani de la terminare), la reconstrucție prevăzându-se două contraforturi pe această direcție (foto I.6).



Foto I.5. Panteonul (119 e.n.), acoperit cu o calotă de 45 m diametru, din piatră brută înecată în mortar hidraulic și armată cu arce din cărămidă, așezată pe ziduri de 5 m grosime



Foto I.6. Biserica Sf. Sofia (532-537 e.n.) cu o cupolă de 31 m diametru și sistemul de preluare a împingerilor, prin cupole pe direcția E - V și contraforturi pe direcția N - S.

2.2.4. Fierul

Odată cu dezvoltarea metalurgiei, în special în Anglia, în a doua jumătate a secolului al XVIII-lea, fierul apărea tuturor ca materialul viitorului datorită posibilității acoperirii unor spații tot mai mari cu minimum de material, caracteristicilor de rezistență, maleabilitate și ușurința de prelucrare în elemente prefabricate asamblate pe șantier.

Astfel, în decursul unui secol, de la primul pod de 31 m deschidere de la Severn (1779), s-a ajuns la podul suspendat Brooklyn (terminat în 1868), de 486 m deschidere. A rămas celebră construcția uriașă (72.000 m²) Cristal Palace realizată din elemente standardizate (tipizate) funcție de dimensiunile plăcilor de sticlă furnizate de industrie. Și Expoziția universală de la Paris din anul 1889 a rămas celebră prin construcțiile sale din fier [13]. De exemplu, Galerie des machines era o clădire de 420 m lungime, 45 m înălțime și 115 m deschidere, pe arce cu trei articulații. Aceste clădiri nu mai există astăzi, nerezistând în timp. Ca o mărturie însă a tehnicii ingineresti și a încrederii nelimitate în structurile din fier, ne-a rămas doar Turnul Eiffel, ridicat cu aceeași ocazie (foto I.7).

La Chicago, în anul 1885 a fost ridicată prima construcție cu schelet de oțel cu 17 etaje, ca după 1900 New-York-ul să fie invadat de zgârâie nori cu schelet din oțel (foto I.8).



Foto I.7. Turnul Eiffel ridicat cu ocazia Expoziției Universale de la Paris din anul 1889



Foto I.8. Imagine a New York-ului din anul 1925 (după revista La Science et la Vie, nr.102, 1925)

2.2.5. Betonul și betonul armat

Față de celelalte materiale, betonul armat este un material compozit creat prin asocierea betonului (realizat la rândul sau din agregat și liant) cu oțelul.

Apariția cimentului Portland în anul 1824 și utilizarea sa ca liant în realizarea mortarelor iar mai târziu înglobarea în acestea a sârmelor din fier, au dus la apariția și dezvoltarea betonului armat, construcțiile realizate din acest nou material fiind considerate la acea vreme (a doua jumătate a secolului al XIX-lea) ca având durată nelimitată. În acest sens, către 1860, inginerul François Coignet caracteriza betonul armat astfel: “betonul este format din var, nisip, pietriș și ciment” în care o armatură de fier “nu ruginește chiar în apa marii, rămânând strălucitoare ca argintul” [13]. După aproape 40 de ani, Freyssinet crează betonul precomprimat în care armătura se află în stare inițială de tensiune, avantajoasă din punct de vedere al preluării încărcărilor dar mai puțin din punct de vedere al rezistenței la coroziune.

La noi în țară, primele construcții din beton armat sunt executate de ing. Anghel Saligny acestea fiind silozurile de cereale de la Brăila [14] și apoi cele de la Constanța (foto I.9). De la data primelor sale întrebuințări, betonul armat și precomprimat a fost tot mai mult folosit, în prezent majoritatea construcțiilor industriale, de locuințe, social-culturale fiind realizate din acest material a cărui evoluție în timp a început de curând a fi studiată. S-a dovedit astfel că previziunile optimiste ale precursorilor nu au fost întrutotul îndreptățite, deoarece betonul armat se degradează în timp, având “o viață” limitată.

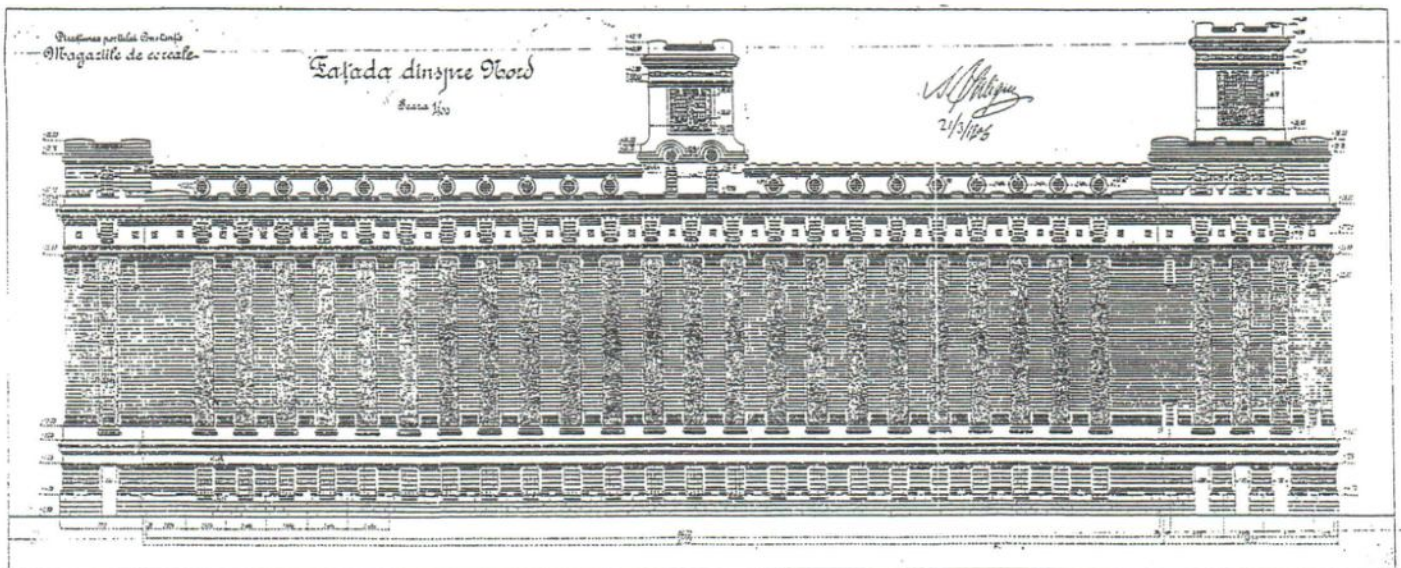


Foto I.9. Silozurile de cereale de la Constanța (reproducere după schița originală)

2.2.6. Materialele plastice

Materialele plastice, produse recente ale dezvoltării industriei și tehnologiilor, având calități deosebite, cunosc o raspândire din ce în ce mai largă în construcții, mai ales ca materiale de înlocuire pentru alte materiale clasice, consacrate.

Durabilitatea materialelor plastice la acțiuni interne (processe chimice, tensiuni) sau externe, nu a fost încă supusă testării în timp în condiții de exploatare iar costul și accesibilitatea acestora variază mult în concordanță cu performanțele.

3. Caracteristicile acțiunilor din mediul natural

3.1. Caracteristicile acțiunilor corosive

3.1.1. Caracteristicile aerului atmosferic

Componența aerului la nivelul solului este prezentată în tabelul I.1 [15].

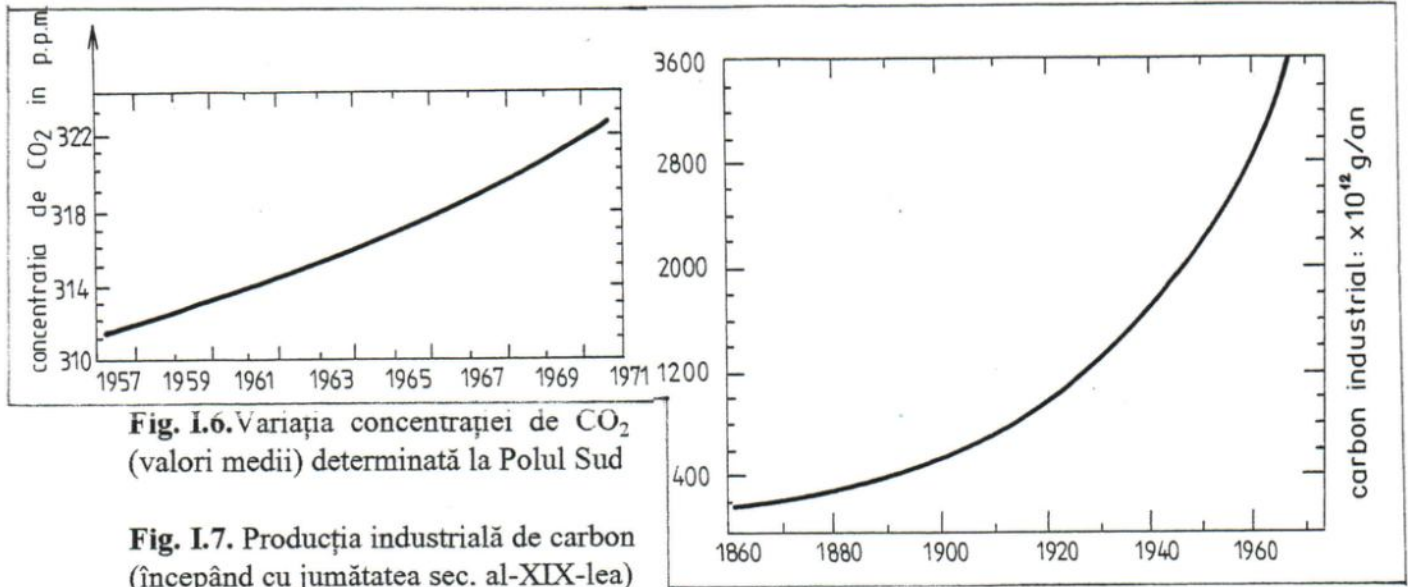
Tabelul I.1. Componența atmosferei la nivelul solului

Componenți	Concentrații (ppm)
Compuși ai carbonului : - bioxid de carbon, CO ₂ - oxid de carbon, CO - metan, CH ₄	320 0,06 ... 0,2
O ₂ , H ₂ și compuși : - oxigen, O ₂ - hidrogen, H ₂ - apa, H ₂ O - ozon O ₃	(20,946 ± 0,002) × 10 ⁴ 0,55 40 ... 40000 0,01 ... 0,03
Azot și compuși : - azot, N ₂ - oxid nitros, N ₂ O - oxid nitric, NO - amoniac, NH ₃	(78,84 ± 0,004) × 10 ⁴ 0,33 ± 0,01 0,001 0,006 ... 0,02
Compușii sulfului: - bioxid de sulf SO ₂ - hidrogen sulfurat H ₂ S	0,001 ... 0,004 0,0002

Din acești componenți ai aerului atmosferic, numai bioxidul și oxidul de carbon produc dezalcinizarea betonului, anulând astfel protecția armăturii și conducând la ruginirea acesteia. Ceilalți compuși, sub forma și concentrațiile în care se află în atmosfera nepoluată, nu atacă betonul.

3.1.1.1. Bioxidul de carbon

Bioxidul de carbon se găsește în atmosferă ca urmare a acțiunii biosferei și a industriei. Conținutul de CO₂ din atmosferă în perioada preindustrială era de aproximativ 290 ppm (în volum), ajungând în 1970 la 325 ppm și având tendința să se dubleze în anul 2000. Se observă o creștere a concentrației de CO₂ la scară planetară (fig. I.6), cel puțin din anul 1957, creștere ce trebuie pusă pe seama arderii tot mai intense a combustibililor fosili din instalațiile industriale [15]. De altfel, producția de carbon industrial, începând din anul 1880 este o funcție exponențială (fig. I.7) cu o creștere de aproximativ 3% pe an ajungându-se în prezent ca, în zone puternic industrializate concentrația de CO₂ să atingă 1% sau mai mult. Pentru a avea o imagine a acestui fapt menționăm că prin arderea în industrie a combustibililor fosili de uz curent (cărbuni, petrol, gaze naturale) a intrat în atmosferă



o cantitate de CO₂ de aproximativ zece ori mai mare decât masa acestuia în perioada preindustrială. De asemenea, a crescut semnificativ și concentrația de oxid de carbon.

3.1.1.2. Aerul marin

Acțiunea aerului marin se manifestă în lungul litoralului mărilor, pe o adâncime de aproximativ 5 km [16]. În apa de mare și implicit în atmosfera litorală se află 88 ... 89,5 % săruri și 8 ... 10,7 % sulfati [17]. Această acțiune este complexă datorită numărului mare de ioni agresivi (tabelul I.2 [15]), dar mai puțin intensă decât dacă aceștia ar acționa în soluții simple.

Tabelul I.2. Concentrația elementelor majore în apă

Elementul	în ocean (mg/kg)	în râuri (%)
Sodiu	10760	6,9
Magneziu	1294	3,9
Calciu	412	15,0
Potasiu	399	2,1
Clor	19350	8,1
Sulfat	2712	10,6
Bicarbonat	145	55,9

3.1.1.3. Aerul poluat

Datorită activității industriale, în atmosferă sunt deversate cantități importante de substanțe poluante specifice diferitelor industrii, agresive și față de construcții. Spre exemplu, în municipiul Suceava și în apropiere au existat peste 60 de surse de poluare [17] dintre care cele mai importante emiteau în decurs de 24 de ore cantitățile de agenți agresivi prezentate în tabelul I.3. Ca urmare a acestui fapt, mediul ambiant din municipiul Suceava, nu cu mult timp în urmă unul din cele mai "curate" din țară, a devenit extrem de poluat (tabelele I.4. și I.5.), concentrațiile de noxe depășind în unele cazuri chiar cu 100% valorile admise de normele de igienă și sănătate.

Tabelul I.3. Surse de poluare în municipiul Suceava

1. Combinatul de Celuloză și Hârtie	2t H ₂ S 3t metilmercaptan 3t sulfați 1...2t NH ₃ sute t vapori
2. Intreprinderea de Fibre Artificiale	6t C ₂ S 2t H ₂ S
3. C.E.T. Suceava	2...8t CO, SO ₂ , pulberi zeci t CO ₂
4. Crescătoriile de păsări	1...2t NH ₄
5. Stația de epurare a apelor reziduale	0,8...3,7 mg/m ³ CS ₂ 5,8...6,7 mg/m ³ NH ₃ 0,83...2,7 mg/m ³ H ₂ S 20...5170 mg/m ³ Cl ₂ 0,45...2,2 mg/m ³ NO ₂
6. Rampele de depozitare și ardere a reziduurilor	4,4...40,3 mg/m ³ NH ₃ 16...38 mg/m ³ CO 0,4...2,8 mg/m ³ funingine 64...2312 mg/m ³ HCl 17...1312 mg/m ³ sulfați
7. Decantoarele de nămol	1,6 mg/m ³ CS ₂ 54 mg/m ³ Cl 5,0 mg/m ³ sulfați

Comparând aceste valori cu caracteristicile mediului industrial agresiv (vezi tabelele I.8 și I.9.), definite conform normativului C 170-87 [19], se constată că mediile zilnice nu depășesc valorile admise pentru încadrarea gazelor în grupa A de agresivitate (în afară de clor, situat în grupa B, vezi tabelul I.4), dar există intervale scurte de timp în care sunt

Tabelul I.4. Valorile medii, minime, maxime și la % peste cele maxime admise (CMA) ale concentrațiilor medii zilnice de poluanți din municipiul Suceava în anul 1989.

Nr crt	Denumirea microzonei	Valori	Indicatorii, în mg/m ³ , 24h						
			CS ₂	H ₂ S	SO ₄ ²⁻	Cl	SO ₂	NO ₂	NH ₃
1.	Ițcani	med.	0,076	0,012	0,044	0,115	0,016	0,024	0,056
		min.	0,030	0,001	0,003	0,044	0,004	0,004	0,030
		max.	0,170	0,036	0,130	0,281	0,240	0,163	0,178
2.	Zamca	med.	0,052	0,0056	0,052	0,109	0,046	0,023	0,085
		min.	0,050	0,022	0,012	0,038	0,005	0,008	0,021
		max.	0,090	0,016	0,190	0,280	0,153	0,052	0,285
3.	Centru (policlinica)	med.	0,049	0,0058	0,045	0,079	0,073	0,037	0,080
		min.	0,012	---	0,017	0,023	0,110	0,018	0,031
		max.	0,076	0,011	0,073	0,153	0,122	0,076	0,152
4.	George Enescu	med.	0,037	0,004	0,040	0,064	0,024	0,032	0,082
		min.	0,004	---	0,010	0,034	0,015	0,018	0,040
		max.	0,073	0,014	0,060	0,127	0,063	0,056	0,151
5.	Obcinilor	med.	0,042	0,0045	0,042	0,061	0,023	0,025	0,083
		min.	0,004	---	0,015	0,026	0,0030	0,012	0,010
		max.	0,083	0,015	0,094	0,116	0,096	0,080	0,164
C.M.A.			0,005	0,008	0,012	0,100	0,250	0,100	0,100
% peste CMA			97	100	25	96	0	1	26

emise cantități mari de poluanți, situând mediul chiar în grupa B de agresivitate pentru construcții (vezi tabelul I.5 cu concentrații momentane determinate pe durata a 30 min.).

Tabelul I.5. Valorile medii, minime și maxime ale concentrațiilor momentane de poluanți atmosferici, determinați în municipiul Suceava în anul 1989

Nr crt	Denumirea microzonei	Valori	Indicatorii, în mg/m^3 , 30'					
			CS_2	SO_4^{2-}	Cl	SO_2	NO_2	NH_3
1.	Itcani	med.	0,570	0,280	1,06	0,27	0,203	0,55
		min.	---	---	0,74	0,01	0,020	0,22
		max.	0,930	8,510	1,75	0,55	0,450	1,01
2.	Zamca	med.	0,490	1,300	1,25	0,53	0,150	1,04
		min.	0,020	---	0,26	0,14	0,030	0,44
		max.	0,880	2,670	2,74	1,07	0,410	2,46
3.	Centru (policlinica)	med.	0,160	0,140	0,35	0,18	0,150	0,33
		min.	0,040	0,060	0,90	0,07	0,04	0,08
		max.	0,42	0,360	0,75	0,38	0,22	0,80
4.	George Enescu	med.	0,054	0,260	0,21	0,19	0,120	0,35
		min.	---	0,110	0,09	0,04	0,070	0,13
		max.	0,120	0,860	0,43	0,42	0,230	1,06
5.	Obcinilor	med.	0,105	0,070	0,20	0,15	0,120	0,42
		min.	---	0,030	0,07	0,04	---	0,04
		max.	0,210	0,150	0,39	0,89	0,230	0,81

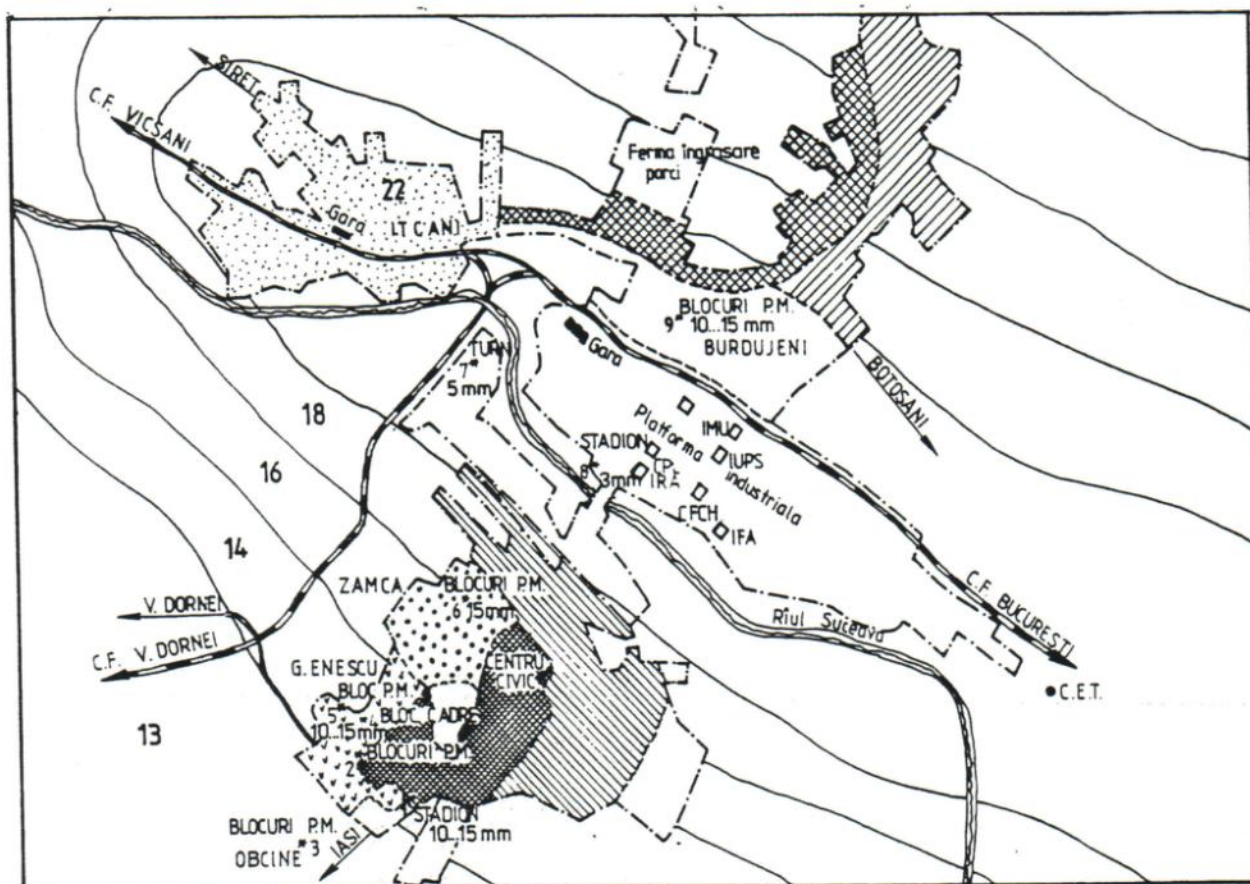


Fig. I.8. Zonarea municipiului Suceava din punct de vedere al poluării atmosferice urbane (* zone în care s-au efectuat testări ale betonului din construcții).

Ținând cont de umiditatea relativă anuală a aerului (vezi tabelul I.6), ca și de alți factori climatici (vânt, nebulozitate) mediul ambiant din zona Suceava se încadrează (cf. C170-87 [19]) în clasa de agresivitate slabă față de construcții și cu perioade în care aceasta devine medie. Se mai remarcă faptul că agresivitatea mediului nu este uniformă în toate zonele municipiului, fiind mai intensă pe valea râului Suceava, în zona industrială (fig. I.8).

Dacă pentru municipiul Suceava nota dominantă pentru poluare o dau compușii sulfului, pentru alte zone industriale predominanți sunt alți poluanți (de exemplu, pentru zona municipiului Onești este clorul, pentru zona municipiului Piatra Neamț este azotul, vezi mai departe subcapitolul 4).

3.1.2. Caracteristicile apelor agresive

3.1.2.1. Apele agresive din sol

Apele din sol reprezintă o agresivitate naturală datorată dizolvării în acestea a unor substanțe conținute în sol, agresivitate sporită local de apa poluată infiltrată. Agresivitatea apelor din sol este în general studiată, teritoriul României fiind cartat funcție de tipul agresivității (fig. I.9. [20]).

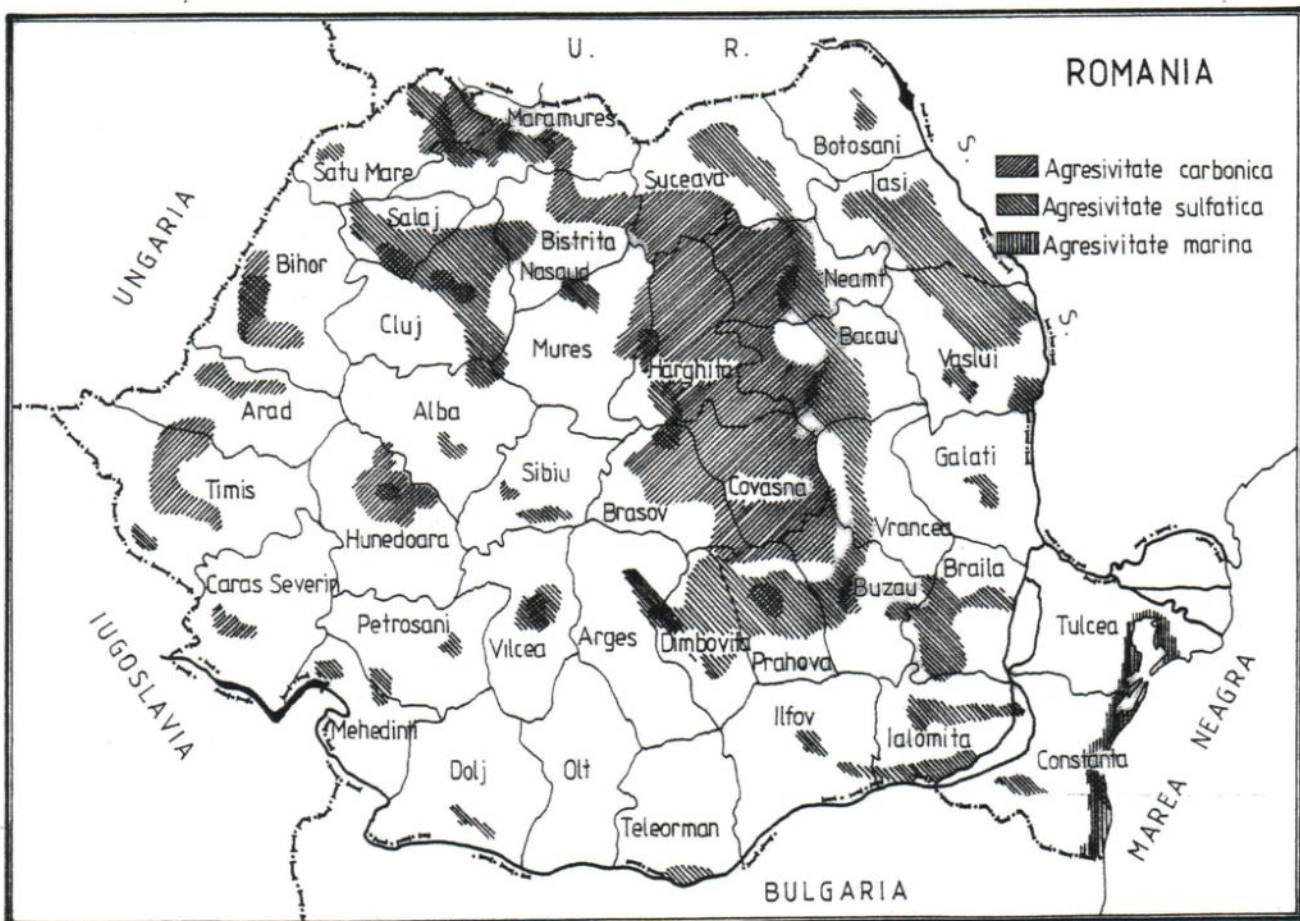


Fig. I.9. Tipurile de agresivități pe teritoriul României

Teritoriile orașelor sunt de asemenea cartate în ceea ce privește agresivitatea solurilor (fig. I.10 [21]).

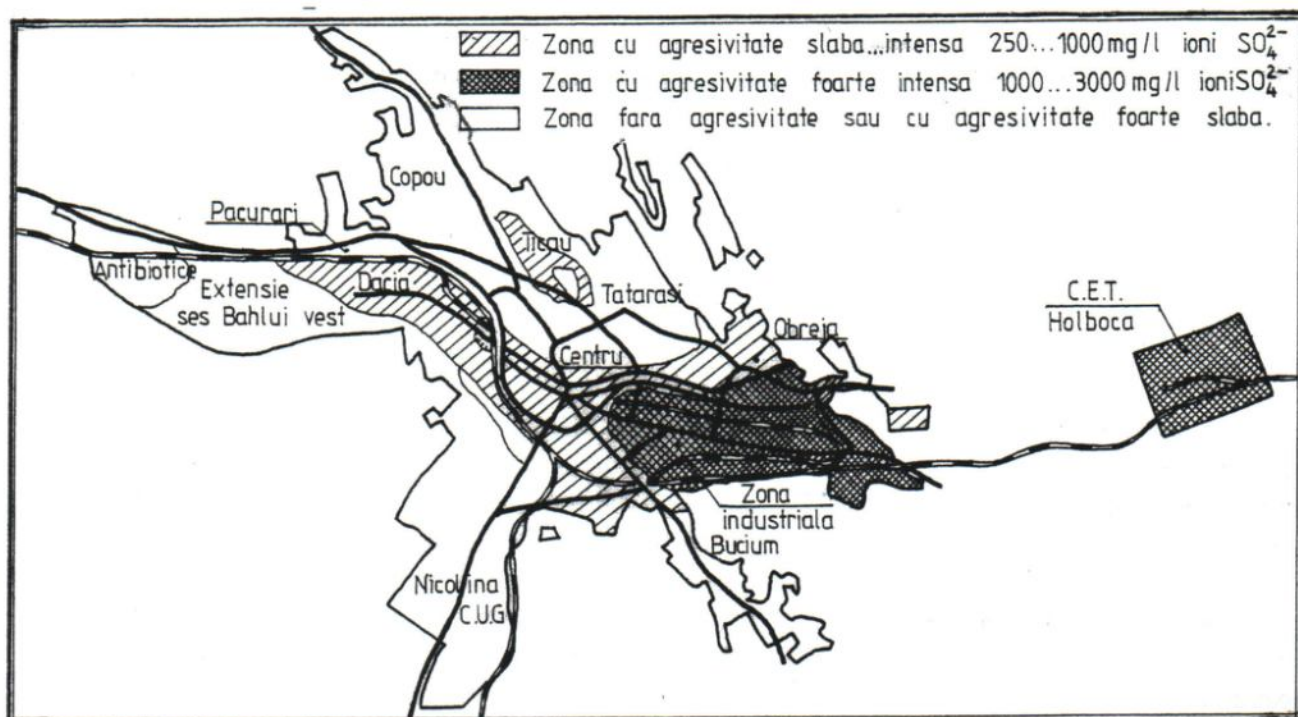


Fig. I.10. Agresivitățile solului în municipiul Iași

Această agresivitate poate fi datorată:

- apelor cu duritate mică (cuprinsă între 0 și 6 grade germane) provenite din precipitații, topirea zăpezilor, din unele lacuri sau pâraie;

- prezenței bioxidului de carbon care în apa subterană are o concentrație de 15...40 mg/l, putând ajunge până la 150 mg/l în zonele în care are loc descompunerea substanțelor organice sub acțiunea microorganismelor și la 3000 mg/l în apele minerale carbogazoase;

- prezenței sulfatilor formați natural prin oxidarea particulelor de pirită, prin descompunerea biologică a substanțelor organice, prin transformarea hidrogenului sulfurat sub acțiunea bacteriilor aerobe prezente în sol în proporție obișnuită de 0,01...0,05%, sau în unele tipuri de sol ajungând chiar la 5%;

- prezenței sărurilor de magneziu provenite din roci minerale în concentrații de până la 300 mg/l și valori maxime de 6000...7000 mg/l în vecinătatea zonelor cu dolomite;

- acidității naturale datorate prezenței acidului carbonic, acizilor organici (humici) sau sărurilor acide.

O sursă importantă pentru creșterea agresivității solului o constituie infiltrarea apelor reziduale poluate. Spre exemplu, în zona limitrofă municipiului Suceava conținutul de SO_4^{2-} în sol ajunge până la 38,8 mg % (aproape de patru ori valoarea minimă obișnuită de 0,01 %) iar în apa din unele fântâni din municipiu la 277,35 mg/l (aproape de 2,8 ori față de valoarea minimă obișnuită).

3.1.2.2. Apele de suprafață

a. Acțiunea corozivă

Apele de suprafață pot fi categorisite ca ape marine și ape din râuri, lacuri, fluvii. Toate aceste ape conțin substanțe chimice dizolvate (tabelul I.2. [17]), agresive pentru construcțiile în contact cu acestea.

b. Eroziunea

Pe lângă coroziunea de tip chimic, apa în mișcare poate produce efecte de tip fizic de eroziune prin abraziune și cavitație.

Aceste acțiuni se întâlnesc în primul rând la construcțiile hidrotehnice și nu fac obiectul acestui studiu.

3.1.3. Îmbătrânirea materialelor

3.1.3.3. Con tracția

Betonul se contractă la întărire, la uscare și la carbonatare [16].

Con tracția la întărire are loc în condițiile în care este evitat schimbul de umiditate între beton și mediu și se datorează pierderii de apă în sens chimic. Con tracția la întărire are o intensitate mai mare după încheierea prizei și scade în timp, tinzând spre stabilizare.

Con tracția la uscare (și umflarea la umezire) se datorează pierderii de la suprafață tuturor particulelor de gel a unui strat de apă de grosimea unei molecule [22] și este un fenomen de durată (se semnalează chiar până la 28 de ani) care are o viteză mai mare la începutul intervalului de uscare (circa 1 an, figura I.11.a). În orice caz, s-au emis mai multe teorii asupra mecanismului con tracției la uscare, fără a clarifica cert toate fenomenele observate.

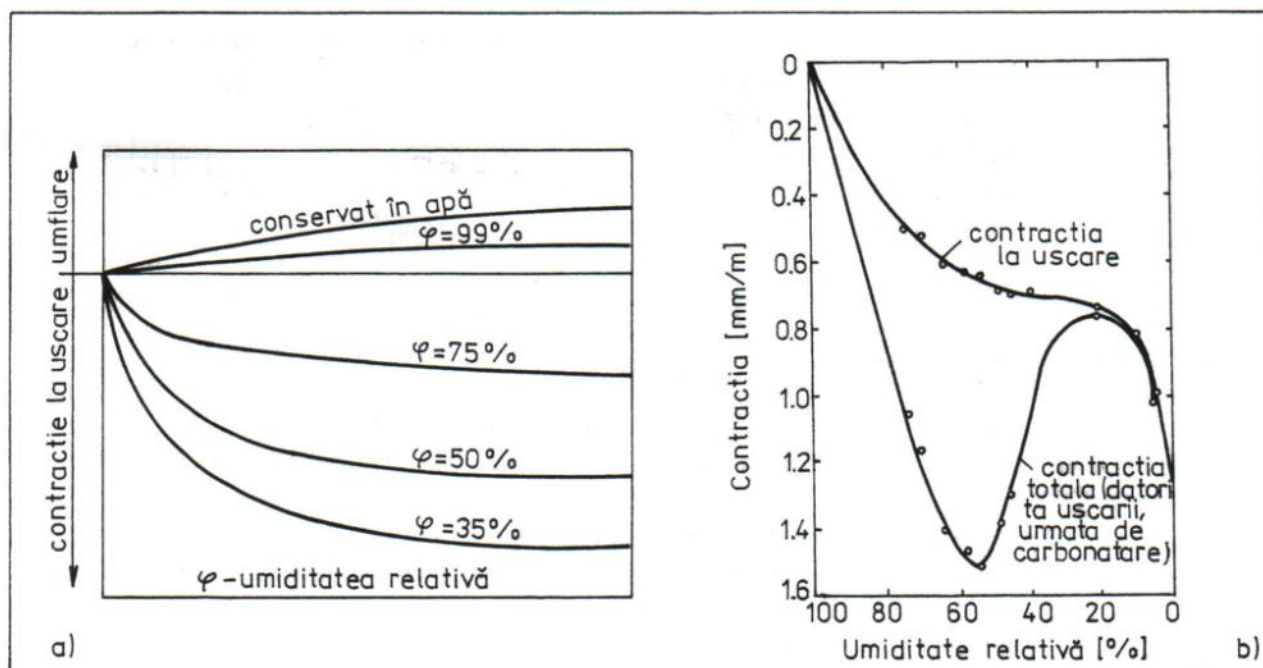


Fig. I.11.a. Influența umidității relative asupra con tracției betonului

Fig. I.11.b. Con tracția la uscare și con tracția la carbonatare

Aditivii acceleratori și în particular clorura de calciu determină creșterea sensibilă (chiar până la 50%) a con tracției la uscare, efect similar având și emulsia de poliacetat de vinil. De asemenea, umiditatea relativă a mediului de expunere are o mare influență asupra

contractiei (fig. I.11.b). Dacă numai una din fețele elementului este expusă umidității are loc o contracție neuniformă (diferențiată).

Reacția de carbonatare în timp a betonului sub influența CO_2 are loc cu punerea în libertate de apă evaporabilă și este însoțită de o contracție ireversibilă (fig. I.11.b).

3.1.3.4. Curgerea lentă

Curgerea lentă reprezintă deformația betonului în timp sub sarcină constantă și de lungă durată (fig. I.12). Curgerea lentă se manifestă la scurt timp după aplicarea sarcinii și durează timp îndelungat, cea mai mare parte a deformațiilor de curgere lentă dezvoltându-se în primii 4...5 ani de la încărcare după care se înregistrează deformații reduse, mai puțin importante în practică [16]. Curgerea lentă este influențată de mărimea solicitării (fig. I.12.a) dar și de umiditatea mediului. Astfel, deosebim curgerea lentă de bază care se manifesta în condițiile în care nu are loc un transfer de umiditate între beton și mediu și curgerea lentă de uscare generată de aceeași încărcare, dar care are loc în condițiile unui gradient higroscopic.

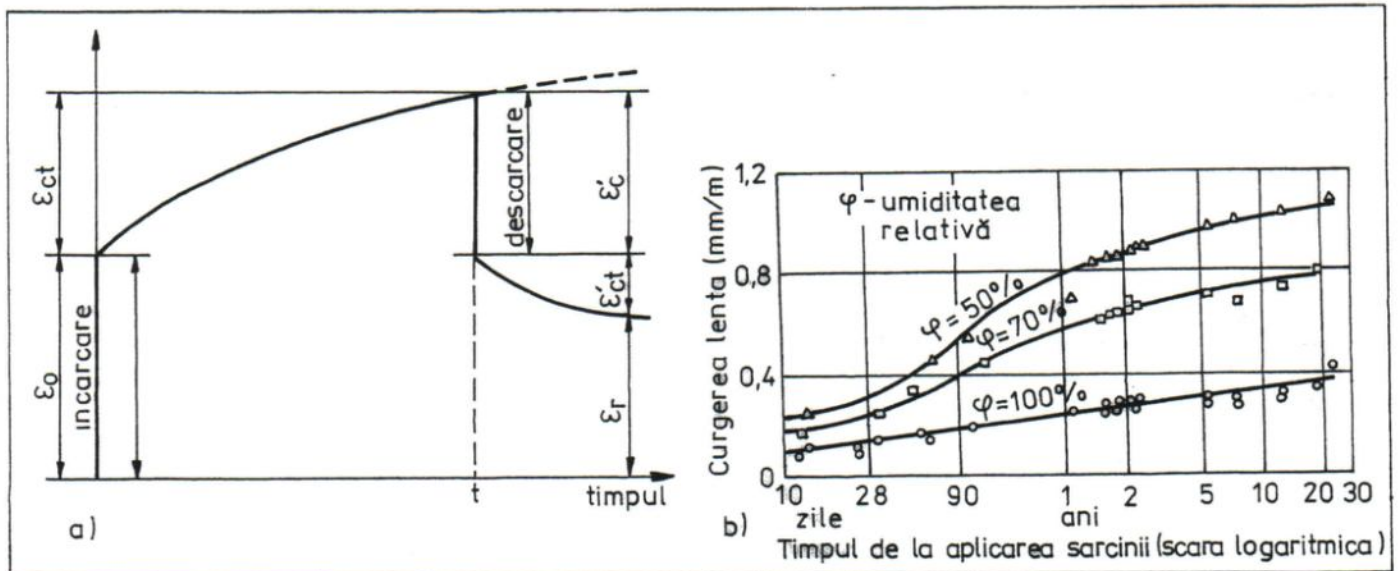


Fig. I.12.a. Deformația de curgere lentă a betonului

Fig. I.12.b. Influența umidității relative asupra curgerii lente

În practică se consideră că deformația totală a unui element supus unei încărcări de lungă durată reprezintă suma deformațiilor de contracție și curgere lentă, ipoteză aproximativă totuși [16]. Explicațiile privind natura fenomenului nu sunt foarte clare, fiind emise mai multe ipoteze dintre care cea care implică presupunerea că curgerea lentă este un fenomen elastic încetinit, la care revenirea completă este împiedicată de hidratarea progresivă a cimentului este o ipoteză de lucru acceptabilă [22].

3.1.4. Caracteristicile acțiunii biologice

Acțiunea organismelor vii asupra betonului nu este în general periculoasă [17], plantele (licheni, mușchi) crescând pe suprafața betonului, în general, după carbonatarea acestuia în straturile mai profunde. Betonul mai poate fi perforat de scoici.

Acțiunea bacteriilor se manifestă prin schimarea conținutului sulfatic al apei freactice. Bacteriile care formează sulfați există în condiții aerobe. Aceste bacterii se pot înmulți în orice apă stătătoare.

3.2. Caracteristicile acțiunilor climatice

3.2.1. Umiditatea

Umiditatea conținută în atmosferă, din precipitații, este rezultatul condițiilor climatice specifice diferitelor zone geografice și are un rol esențial în procesul de degradare a construcțiilor, acționând ca mediu de propagare a reacțiilor chimice și puternic catalizator al acestora, în strânsă legătură și cu variațiile de temperatură. Așa după cum a rezultat și din cele prezentate până acum, umiditatea atmosferică conține ape dedurizate sau poluate (ploi acide) care acționează direct asupra structurilor sau infrastructurilor (prin infiltrare în pământ). De asemenea, umiditatea determină esențial clasa de agresivitate a mediului. De exemplu, umiditățile relative lunare în zona Suceava (tabelul I.6), situează mediul ambiant (vezi și § 3.1.1.3.) din oraș în clasa medie de agresivitate în lunile cu umiditate de peste 75 %. De asemenea, condițiile meteorologice din zonă cu 40...60% calm atmosferic în timpul nopții, când pe valea râului Suceava se realizează acumulări importante de noxe în aer, cuplate cu cețurile apărute și din contribuția vaporilor de apă evacuați de întreprinderile industriale, sunt factori importanți în creșterea agresivității mediului.

Tabelul I.6. Umiditățile relative lunare în zona municipiului Suceava

luna												media
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	%
86	84	82	73	74	74	75	76	77	77	85	87	79

Se remarcă faptul că, la scară planetară, în mod normal SO₂ (cel mai frecvent compus al sulfului) se găsește în aerul nepoluat în cantități nesemnificative iar H₂S se găsește sub limitele de detectare. În urma activităților industriale însă, aportul de SO₂ se ridică la 65x10¹² g/an. În zonele puternic poluate acesta dă naștere la ploile acide în care concentrația de ioni SO₄²⁻ atinge valori de aproximativ 3,5 mg/l [15].

3.2.2. Temperatura

3.2.2.1. Variațiile de temperatură

Principalele forme de manifestare a variațiilor de temperatură ca acțiuni asupra structurilor sunt: variația de temperatură exterioară, variațiile dintre interior și exterior și variațiile de temperatură între părți ale aceluiași element. Consecința acestor variații de temperatură este dilatarea termică a elementelor (apar eforturi de compresiune) și contracția termică (apar eforturi de întindere).

Evaluarea temperaturilor pentru calculul construcțiilor se efectuează pe baza prelucrării statistice a unor date meteorologice acumulate pe mai mulți ani și diferă destul de mult în diferite țări [23]. La noi în țară evaluarea efectelor variațiilor de temperatură pentru elementele de construcții este standardizată ([24] [25]) prin precizarea unei valori pentru

variația temperaturilor medii ale secțiunilor și a diferențelor de temperatură la fețele secțiunilor în sezonul calduros și respectiv friguros.

3.2.2.2. Ingheț-dezghețul repetat

Betonul se distruge la acțiunea îngheț-dezghețului repetat dacă se află în stare umedă. Dacă cel puțin o față a elementului de construcție este în contact permanent cu aerul, comportarea betonului prezintă variații mari, iar dacă betonul se află în aer, acțiunea temperaturilor joase asupra betonului se resimte mai puțin [16].

Având în vedere observațiile expuse, pentru betoanele obișnuite din care sunt executate structurile de rezistență ale clădirilor în zona climatică a țării noastre nu se prevăd caracteristici speciale privind gelivitatea, spre deosebire de betoanele utilizate în construcții hidrotehnice. Astfel, normativele românești legiferează condițiile de realizare a lucrărilor de betoane pe timp friguros (deci se referă la acțiunea îngheț-dezghețului pe perioada punerii în operă și întăririi) și nu la protecția betoanelor întărite la acțiunea îngheț-dezghețului (pentru construcții obișnuite).

3.2.3. Zăpada

Intensitatea încărcării din zăpadă depinde de condițiile meteorologice ale amplasamentului și este amplificată de efectul vântului, variațiile de temperatură și forma construcției.

Aprecierea greutății specifice a stratului de zăpadă printr-o valoare numerică unică este dificilă deoarece, pe înălțimea stratului de zăpadă aceasta crește (fig. I.13) spre bază datorită tasării straturilor inferioare, putând fi majorată și prin îmbibare cu apă și îndesare (poate ajunge la 4 kN/m^3 dacă este umedă și îndesată, sau chiar la 8 kN/m^3 dacă este saturată cu apă). De asemenea, greutatea specifică crește de 1,5...2 ori de la începutul spre sfârșitul iernii datorită îngheț-dezghețului, însoririi, umidității atmosferice [23].

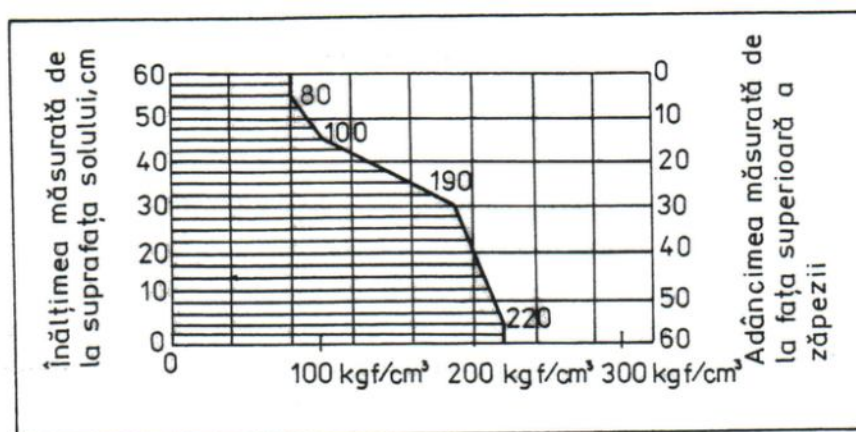


Fig. I.13. Variația densității stratului de zăpadă pe adâncime

Rezultă că o greutate specifică medie este greu de apreciat, standardele din diferite țări indicând diverse procedee de determinare. Pentru țara noastră, standardul 10101/21-92 [26] împarte teritoriul în patru zone până la altitudinea de 700 m și încă o zonă pentru altitudini

mai mari, pentru fiecare din aceste zone indicându-se greutatea de referință (funcție de perioada de revenire). Greutatea specifică a zăpezii este considerată de $2,5 \text{ kN/m}^3$.

Vântul poate provoca acumulări de zăpadă care depind de condițiile generale de relief, de viteza și durata vântului, de intensitatea ninsorii și depunerile deja existente, de forma și dispoziția construcțiilor. În prescripțiile românești aceste efecte sunt luate în considerare prin coeficienți de acumulare determinați experimental, dar în unele cazuri măsurători în situ au arătat că valorile considerate sunt sub cele reale [27].

3.2.4. Vântul

Complexitatea acțiunii vântului rezultată din interacțiunea acestuia cu structura și terenul amplasamentului [23]. Caracteristica principală a vântului este viteza, pe baza căreia se evaluează forțele (presiunile) care se aplică construcțiilor în vederea calculului, utilizând diagrame convenționale în trepte (fig. I.14) care aproximează acoperitor diagrama continuă a variației presiunii dinamice a vântului pe înălțime [23] [27] [28]. Modul de calcul al presiunilor din vânt este standardizat [29]. Pentru presiunea și suucțiunea exercitate asupra construcțiilor, deși au variații neregulate (fig. I.15) se admit în calcule valori constante, acoperitoare, pe aceeași suprafață sau porțiune a clădirii.

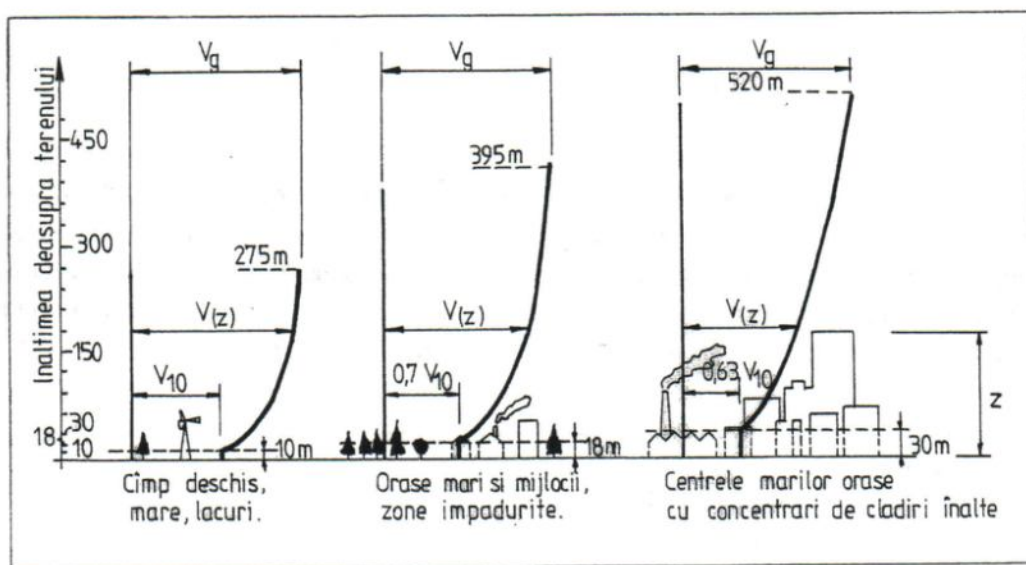


Fig. I.14. Variația pe înălțime a vitezei vântului

Trebuie menționat că în multe cazuri, dispoziția unor grupuri de construcții sau a altor obstacole poate conduce la efecte nefavorabile privind mărimea presiunii dinamice. De asemenea, o serie de dificultăți legate de simularea acțiunii vântului ca și în condiții naturale, pe construcții reale, asociate cu caracteristici tehnice diferite ale tunelurilor aerodinamice, constituie factori ce explică parțial dispersia valorilor coeficienților aerodinamici introduși în codurile diferitelor țări [27].

Vântul are și o acțiune dinamică care se ia în considerare numai pentru construcțiile sensibile la vânt (turnuri, acoperișuri cu cabluri, etc.) ca și o acțiune locală în zonele de discontinuități față de forma generală a ansamblului (muchii, coșuri, balcoane, etc.).

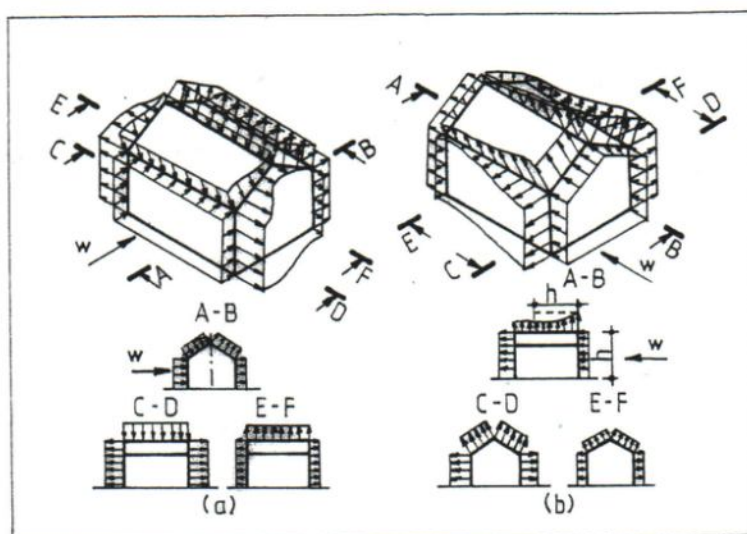


Fig. I.15. Reprezentare schematică a presiunilor (+) și suucțiunilor (-) produse de vântul ce acționează: a - transversal clădirii; b - în lungul clădirii

3.3. Caracteristicile acțiunilor cu caracter excepțional

3.3.1. Cutremurul

Acțiunile seismice sunt acțiuni foarte complexe care depind de o multitudine de factori, greu de anticipat și cuantificat. Un principiu de bază admis în prescripțiile de proiectare din diferite țări este acela ca la cutremure cu intensități corespunzătoare gradului de asigurare antiseismică a construcției, aceasta să nu sufere avarii structurale ci, cel mult degradări limitate la elemente nestructurale, iar la cutremurele de intensitate excepțională, cu probabilitate redusă de apariție pe durata de viață a construcției, să apară cel mult avarii structurale limitate, care să nu pericliteze stabilitatea clădirii.

Multitudinea de influențe ce determină interacțiunea cutremur-teren-structură, nu poate fi exprimată printr-o reglementare de tip standard. De aceea se selecționează cei mai reprezentativi factori prin care se introduc influențele complexe, obținându-se relații de calcul simplificate.

În principiu, majoritatea normativelor (inclusiv cel românesc [30]) prevăd calculul în stadiul elastic la acțiunea unor încărcări seismice care reprezintă, sub forma unor forțe aplicate static, forțele de inerție datorate oscilațiilor seismice. Aceste forțe seismice, static echivalente, se definesc pe baza analizei modale și sunt reduse față de intensitățile maxime reale ca urmare a capacității de deformare postelastice a structurii și a rezervelor de rezistență neconsiderate în calcul. În final, forța seismică rezultă prin afectarea greutateii construcției (sau a unei părți a acesteia) cu o serie de coeficienți care țin seama de influențele ce determină interacțiunea cutremur-teren-structură.

Coefficientul de intensitate seismică k_s , depinde de amplasarea în teritoriu a construcției, teritoriu care pentru România este împărțit în mai multe zone din punct de vedere al intensității seismice. Această macrozonare a teritoriului se efectuează pe baza datelor despre cutremurele anterioare, date care nu pot fi considerate suficiente sau sigure,

24 CAUZELE DEGRADARII CONSTRUCTIILOR

motiv pentru care zonarea seismică a teritoriului suferă modificări după producerea unor cutremure importante (fig. I.16).

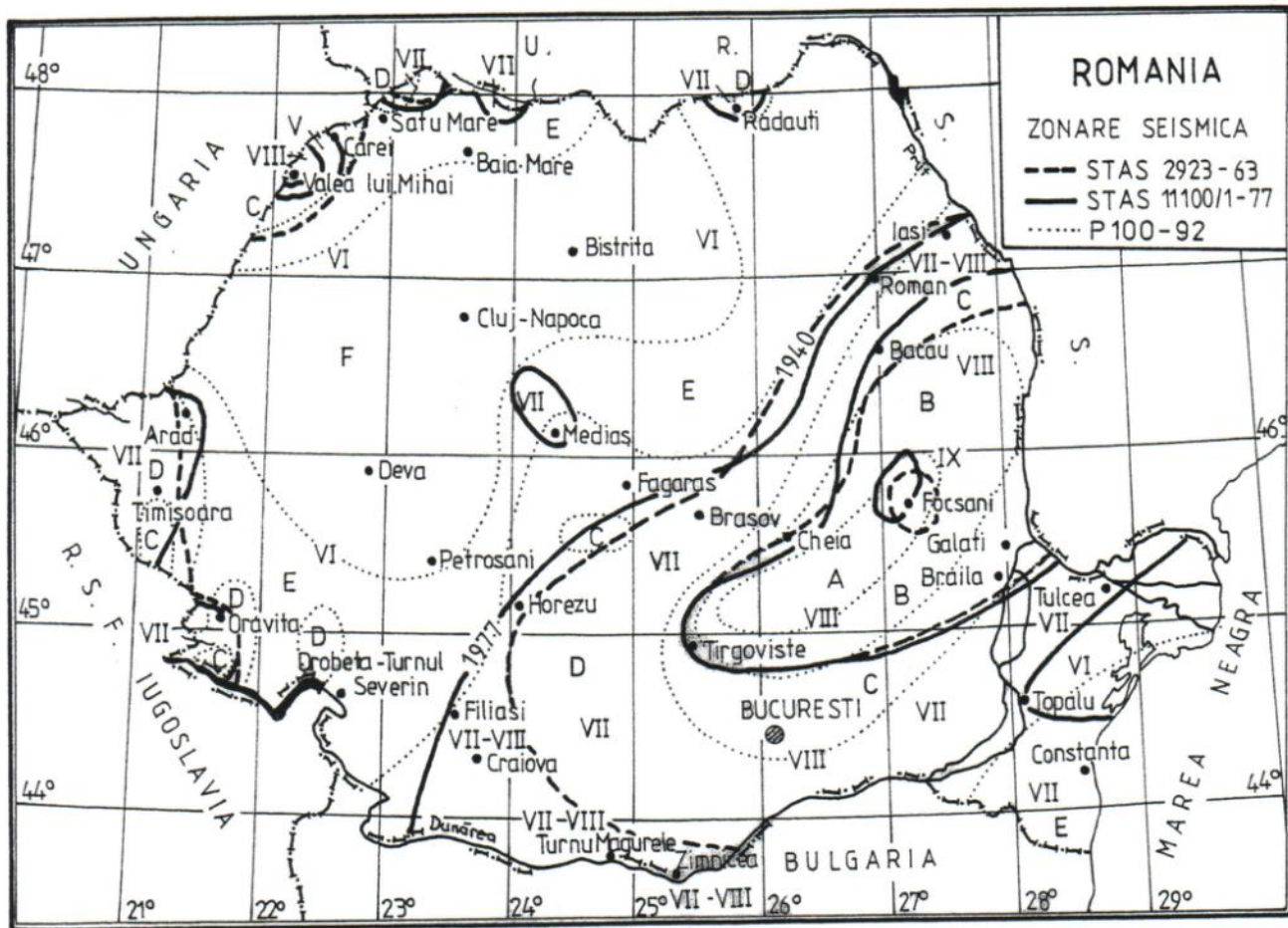


Fig. I.16. Macrozonarea seismică a teritoriului României înainte, după cutremurul din 4 martie 1977 și în prezent.

Coefficientul β reprezintă modificarea caracteristicilor dinamice ale mișcării seismice datorită răspunsului structurii și depinde deci de perioada proprie de vibrație a structurii și natura terenului de fundare. Față de normativul valabil înainte de cutremurul din 4 martie 1977 (P13-70) în normativul P100-81 s-a produs o modificare calitativă substanțială a configurației coeficientului β , care la rândul lui a suferit modificări în normativul P100-92 (fig. I.17).

Coefficientul de reducere a efectelor încărcărilor seismice Ψ , ține seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuire a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, rezultate din conlucrarea structurii cu elementele nestructurale și de efectul amortizării vibrațiilor.

Deoarece prin deformații postelastice structura consumă o parte din energia totală, acestea trebuie să i se asigure o ductilitate corespunzătoare. În cazul acțiunilor alternante însă, factorul de ductilitate se evaluează destul de aproximativ mai ales în cazul structurilor complexe. De asemenea, pe durata aplicării acțiunilor ciclice, rigiditatea de ansamblu scade progresiv (fig. I.18). Din acest motiv investigațiile teoretice și experimentale care stau la baza aprecierii cantitative a valorilor factorilor de ductilitate structurală au un caracter aproximativ și particular [31].

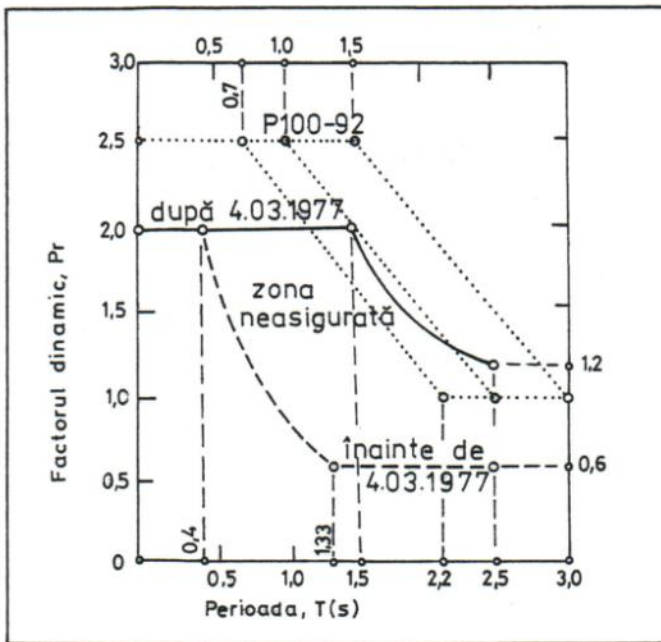


Fig. I.17. Coeficientul dinamic considerat în calcule înainte, după cutremurul din 4 martie 1977 și în prezent

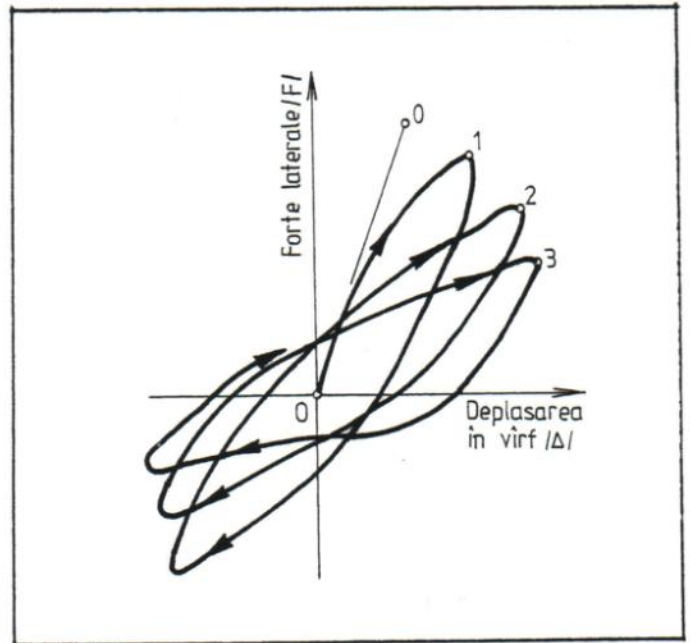


Fig. I.18. Modificarea rigidității prin degradarea succesivă a elementelor de construcții

După cum s-a văzut, evaluarea corectă a acțiunilor din seism este foarte complicată și supusă hazardului, ceea ce conduce și la dașurări, uneori grave și spectaculoase, ale construcțiilor.

3.3.2. Cedările terenului

3.3.2.1. Deformațiile terenului

Terenurile dificile de fundare sunt în general terenurile care în prezența umidității suferă deformații (tasări, umflări, contracții), fenomene ce se repercutează asupra stării de eforturi din construcțiile fundate pe acestea. Se consideră ca terenuri dificile de fundare terenurile macroporice sensibile la umezire și terenurile cu umflări și contracții mari [32].

Pământurile sensibile la umezire sunt loessurile și pământurile loessoide care se caracterizează prin aceea că prezintă tasări suplimentare sub încărcări constante, atunci când umiditatea lor crește peste umiditatea naturală. În țara noastră aceste pământuri ocupă aproximativ 40 000 km², respectiv 17% din teritoriu (fig. I.19.a. [33]).

Pământurile contractile sunt pământuri argiloase care prezintă proprietatea de a-și modifica sensibil volumul atunci când umiditatea lor variază. În țara noastră astfel de pământuri se întâlnesc în toate regiunile geografice (fig. I.19.b. [34]).

Natura terenului de fundare se studiază obligatoriu înainte de a proiecta o construcție. De aceea dașurările construcțiilor situate pe terenuri dificile au drept cauze principale erori de proiectare, execuție sau întreținere.

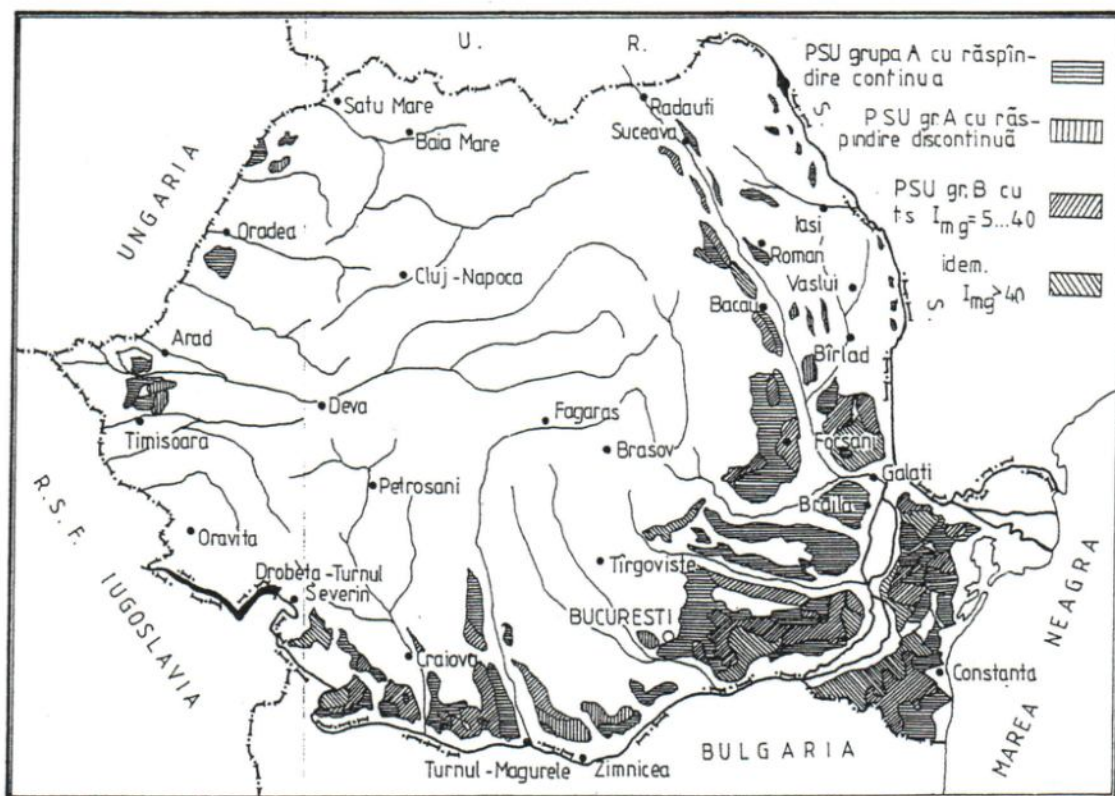


Fig. I.19.a. Răspândirea pământurilor sensibile la umezire

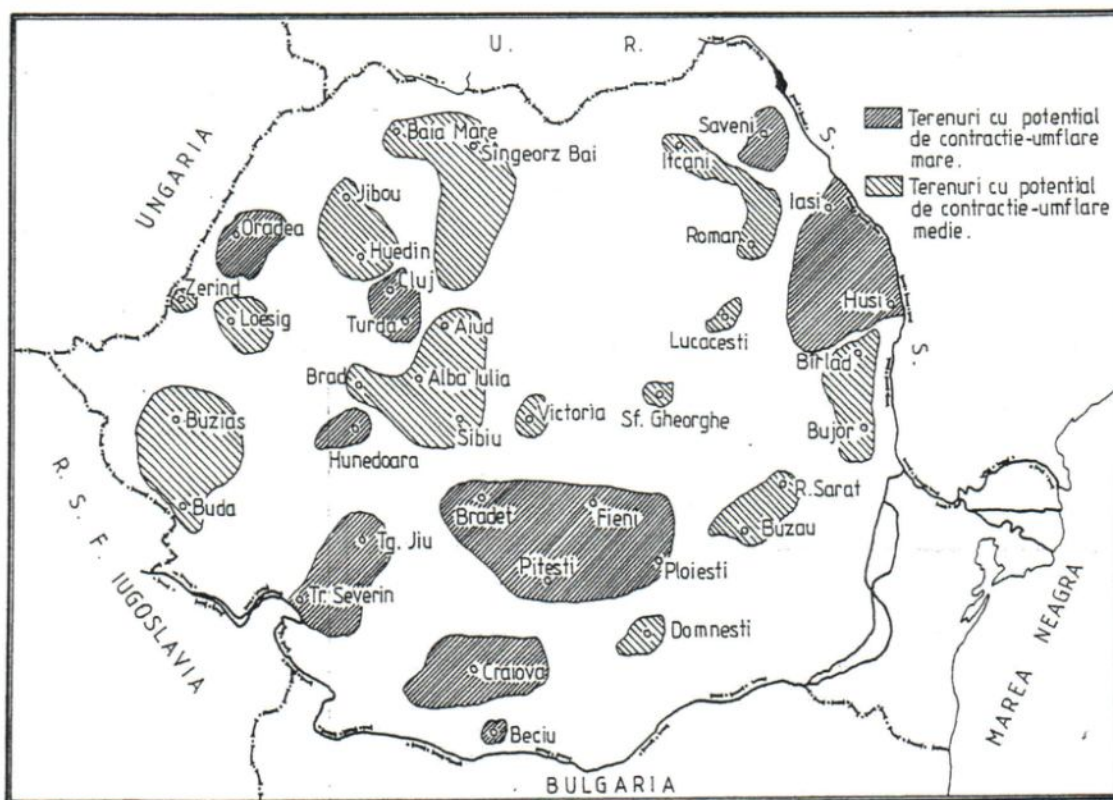


Fig. I.19.b. Răspândire pământurilor cu umflări și contractii mari

3.3.2.2. Deplasările terenului

Deplasările (alunecările) de teren se datorează infiltrării apei meteorice, a apelor din izvoare sau mișcărilor seismice, pe fondul unor formațiuni geomorfologice care favorizează producerea fenomenului. De asemenea, este posibil să se producă cedări ale terenului datorită prăbușirii unor galerii subterane naturale sau artificiale.

În general se cunosc terenurile, în special în zonele deluroase, susceptibile la alunecări produse de infiltrația apei, astfel încât pe aceste terenuri nu se execută construcții sau se iau măsuri de stabilizare a terenului. În cazul lunecărilor datorate seismelor, la 4 martie 1977, lunecările de teren s-au produs nu atât din cauza forțelor inerțiale, cât reducerii rezistenței pământului în condiții de solicitare seismică prin pierderea coeziunii structurale sau prin creșterea accentuată a presiunii apei din pori (fig. I.20. [35]).

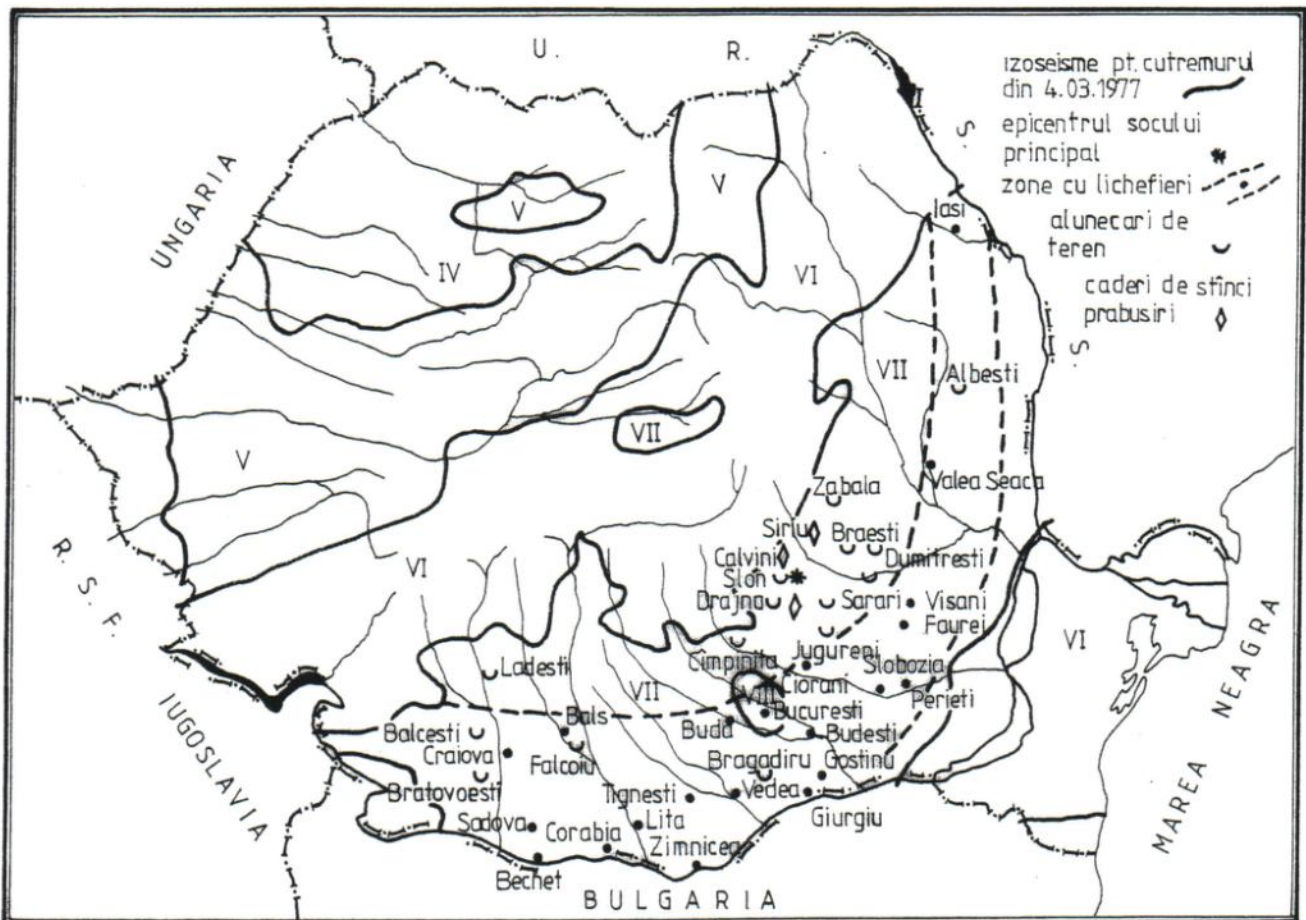


Fig. I.20. Zonele unde s-au produs alunecări de teren, căderi de stânci și fenomene de lichefiere în timpul cutremurului din 4 martie 1977

3.3.3. Alte acțiuni cu caracter excepțional

În afară de cele prezentate, în mediul natural, pot apare și acțiuni de multe ori catastrofale, imprevizibile, complet aleatorii. În această categorie am inclus incendiile (naturale), inundațiile, uraganele (inclusiv celelalte forme ale acțiunii vântului), avalanșele,

trăsnetele, prabușirile de stânci, erupțiile vulcanice, atacurile teroriste, etc. Aceste acțiuni produc avarii de diferite grade, mergând până la prăbușirea completă.

Incendiile iau naștere în păduri datorită secetei și temperaturii ridicate a mediului sau trăsnetului, fiind în general greu de controlat.

Inundațiile sunt fenomene destul de frecvente dar în prezent măsurile de apărare feresc fondul construit de acest fenomen.

Vânturile extraordinar de puternice (uragane, tsunamis, cicloane, etc.) sunt caracteristice anumitor zone ale planetei și produc avarii mari în special zonelor rurale sau clădirilor cu structuri mai puțin rezistente. În general, aceste fenomene sunt însoțite și de inundații.

Erupțiile vulcanice au distrus multe așezări în decursul istoriei. Este celebră distrugerea orașului Pompei în antichitate, dar și mai recente.

O acțiune greu de imaginat cu puțin timp în urmă este cea provocată de exploziile teroriste produse în spații închise sau deschise pentru care construcțiile nu sunt asigurate.

4. Caracteristicile acțiunilor din mediul industrial

4.1. Caracteristicile mediului industrial exterior

Caracteristicile mediului de pe platformele industriale sunt determinate de substanțele chimice cu care se lucrează în instalațiile respective și depind în mare măsură de condițiile atmosferice specifice zonelor (vânturi dominante, temperatura zilnică și anuală, regim de precipitații, etc.). Acțiunea vaporilor, gazelor și substanțelor agresive degajate în atmosferă este puternic catalizată de umiditate și precipitații astfel încât de multe ori acțiunea acestora, în exteriorul construcțiilor este mai evidentă decât în interior (tabelul I.7).

Tabelul I.7. Observații meteorologice și concentrații momentane ale principalelor noxe de pe platforma industrială CFS - Săvinești pe durata unei zile.

Ora	Observații meteorologice								Concentrații de substanțe agresive						
	Temperatura	Umiditate relativă	Viteza vânt	Directie vânt	Nebulozitate	Baza nori	Presiune atmosferică	Punct roua	NH ₃	NO	SO ₂	SO ₄ ²⁻	Cl ₂	CO ₂	CO
	°C	(%)	m/s			m	mm	°C	mg/m ³ aer						
1	6.6		5	NV	5/8	600			1,452	0,184	0,093	0,018	0,020		
2	6.2	80	2	NV	3/8	600	731	2,4	3,300	0,296	0,101	0,248		465	
5	6.3	70	7	NV	0		736	1,5	1,216	0,056	0,093	0,035			
8	5.3	70	7	NV	0		736	1,7	5,500	0,912	0,079	0,115		650	15
11	10.8		4	NV	4/8	2500	736	5,5	1,210	0,208	0,051	0,026	0,071	550	21
12	11.9	65	calm		7/8	600	736	5,5	4,840	0,046	0,051	0,221	0,050	700	15
15	13.4	48	2	SE	7/8	800	736	2,6		0,083	0,020	0,081	0,071		
18	13.6	44	calm		6/8	800	738	1,6		0,912	0,020	0,516	0,344	550	2
19	13.4		calm		8/8	800		ceața	4,840	0,528	0,038	0,133	0,101	400	
21	7.4	76	calm		5/8	800	738	3,5	1,342	0,536	0,036	0,150	0,111		
22	7.2		4	V	3/8	820			2,992	0,328	0,034	0,141	0,142		
24	6.8	79	2	V	4/8	800	738	3,4	2,224	0,064	0,036	0,150		410	

Comparând aceste valori cu cele caracteristice mediului natural (tabelul I.1.) se constată că SO₂ de exemplu, este de cel puțin 4 ori mai mult decât limita maximă obișnuită (0,004 ppm) din atmosferă dar poate ajunge și în cantități de 40 ori mai mari (0.101 mg/mc), CO₂ poate ajunge la peste 2 ori limita obișnuită, iar CO la peste 100 ori, amoniacul la peste 250 ori. De asemenea, Cl₂, în mod obișnuit nedecelat în atmosfera naturală, se găsește în cantități remarcabile în atmosfera platformelor industriale.

Comparând concentrațiile substanțelor agresive din atmosfera exterioară a platformei Combinatului de Fibre Sintetice Săvinești cu cele ce caracterizează atmosfera agresivă conform normativului C 170-87 (tabelele I.8 și I.9) se constată că acestea se încadrează în grupa B de agresivitate, dar cu depășiri momentane ale concentrațiilor la anumite substanțe (amoniacul, de exemplu) ce le încadrează în grupa C.

Ținând cont de umiditatea relativă a aerului situată în cea mai mare parte a anului sub 75% (dar cu perioade în care aceasta poate fi depășită), mediul respectiv poate fi considerat ca având agresivitate medie, agresivitate care în unele momente poate ajunge puternică.

Tabelul I.8. Grupele de încadrare a gazelor agresive funcție de concentrație (cf. C 170-87)

Denumirea gazului	Formula chimică	Concentrația gazelor (mg/m ³ aer)		
		Grupa		
		A	B	C
Bioxid de sulf	SO ₂	0.1	0.1 - 5.0	5.1 - 50.0
Hidrogen sulfurat	H ₂ S	0.01	0,01 - 0,5	0,51 - 5,0
Acid fluorhidric	HF	0,02	0,02 - 0,5	0,51 - 5,0
Clor	Cl ₂	0,05	0,05 - 0,5	0,51 - 2,0
Amoniac	NH ₃	0,05	0,1 - 5,0	5,1 - 50,0
Oxizi de azot	NO, NO ₂	0,05	0,05 - 1,0	1,1 - 10,0
Sulfură de carbon	CS ₂ *	0,05	0,05 - 5,0	5,1 - 50,0
Acid clorhidric	HCl	0,05	0,05 - 1,0	1,1 - 10,0

*) Sulfura de carbon apare în ediția din 1983 și nu mai apare în ediția din 1987 pe considerentul că nu este agresivă pentru beton.

Tabelul I.9. Clasele de agresivitate ale mediilor (cf. C 170-87)

Clasa de agresivitate a mediilor	Umiditatea relativă a aerului (%)	Caracteristicile gazelor agresive (tabelul I.4.)
I. Agresivitate foarte slabă	a) 61 ... 75 b) ≤ 60	- fără gaze agresive - gaze agresive grupa A
II. Agresivitate slabă	a) întemperii și umiditate predominantă peste 75 % b) 61 ... 75 c) ≤ 60	- fără gaze agresive - gaze agresive grupa A - gaze agresive grupa B
III. Agresivitate medie	a) > 75 b) 61 ... 75 c) ≤ 60	- gaze agresive grupa A - gaze agresive grupa B - gaze agresive grupa C
IV. Agresivitate puternică	a) > 75 b) 61 ... 75	- gaze agresive grupa B - gaze agresive grupa C - pulberi agresive

Este de remarcat faptul că, dizolvându-se în precipitații, sau direct, substanțele agresive intră în pământ schimbând caracteristicile acestuia și corodând fundațiile.

Acțiunea atmosferei conținând mai mulți agenți agresivi este complexă, efectele de obicei cumulându-se, dar se remarcă și situații în care există doar un agent corosiv în cazul industriilor singulare (nu complexe). În această situație se găsesc, spre exemplu, exploatarea de sare unde mediul exterior, datorită degajărilor de praf de sare și umidității atmosferice, este puternic agresiv.

4.2. Caracteristicile mediului industrial interior

Caracteristicile mediului industrial interior clădirilor de producție variază în limite largi, de cele mai multe ori acestea fiind mult superioare caracteristicilor considerate la proiectare. Agresivitatea sporită are drept cauză primară deversarea a soluțiilor direct pe elementele de construcții, nederijarea controlată a gazelor și substanțelor în exteriorul clădirilor sau spre stațiile de neutralizare.

În tabelul I.10 [2] sunt prezentate concentrațiile de CO la o secție de tratamente termice, concentrații ce pot depăși de la câteva sute de ori până la o mie de ori concentrația acestui gaz în atmosfera naturală, ceea ce duce evident la carbonatarea mai rapidă a betonului.

Degajările de pulberi agresive, cum este de exemplu sarea, în prezența umidității conduce la o agresivitate deosebită a mediului în care sunt exploatate construcțiile. În tabelele I.11 și I.12 sunt prezentate caracteristicile mediului interior la o exploatare de sare din zăcământ [36], caracteristici ce-l situează în categoria mediilor puternic agresive.

Într-o instalație industrială nu acționează, de cele mai multe ori, doar un agent agresiv ci, de obicei mai mulți (baze, acizi, săruri, etc.), cu acțiuni complexe, ca de exemplu la băile de decapare (tabelul I.13. [2]).

Tabelul I.10. Concentrațiile de CO la Secția I - tratament termic secundar, Subex Bacău

Locul de recoltare	CO mg/m ³ aer	
	ora 9	ora 12
Linia îmbunătățire nr. 1		
- zona cuptorului de călire	57.9	53.9
- zona băii de ulei	23.7	28.5
- zona cuptorului de revenire	38.7	44.9
Linia îmbunătățire nr. 3		
- zona cuptorului de călire	64.2	29.2
- zona băii de ulei	37.5	35.9
- zona cuptorului de revenire	39.2	33.0
Linia îmbunătățire nr. 5		
- zona cuptorului de călire	33.6	23.2
- zona băii de ulei	40.6	25.7
- zona cuptorului de revenire	23.5	29.9
Linia de brunare	25.8	16.5
Medii	38.9	32.1
	35.5	

Caracteristicile mediului la Salina Ocna Dej

Tabelul I.11. Gradul de prăfuire

Locul de recoltare	Reziduuri
	mg/m ³ aer
1. Lângă moară, la caderea sării de pe benzile transportoare	2676
2. Lângă șite	231
3. Lângă vațuri (sare fină)	617
4. La ieșirea din mină	27

Tabelul I.12. Agresivitatea mediilor apoase

ph-ul soluției	Ca ²⁺	Cl ⁻	Mg ²⁺	Na ⁺
	mg/l			
5.8	4.0	459.7	13.4	267.1
5.8	6.0	50.0	7.3	26.7
5.8	6.0	40.8	6.1	19.3
5.8	4.0	250.3	2.73	160.3

Tabelul I.13. Concentrații de substanțe agresive la hala decapare a Uzinei Metalurgice Iași

Locul determinării	NaOH %	HCl %	FeCl ₂ g/l	ZnCl ₂ g/l	Fe ⁺ %
Instalația 1	6.5	9.6	248	53	0.22
			243		
Instalația 2	7.2	12.8	228	49	0.50
		14.0	24.0		
		14.7	124		

Degradarea construcțiilor datorită agresivității, de cele mai multe ori foarte puternice, a mediului are drept cauze primare erori, neglijențe sau necunoașterea fenomenelor în fazele de concepție, proiectare, execuție și exploatare a unei clădiri, cauze care în cvasitotalitatea cazurilor pot fi eliminate.

4.3. Umiditatea și temperatura

Așa după cum s-a arătat, umiditatea și temperatura sunt puternici catalizatori ai acțiunilor agresive atât în interiorul cât și în exteriorul construcțiilor.

O analiză a concentrațiilor noxelor pe platforma Săvinești (vezi tabelul I.7) în intervalul 27.03 - 1.04. 1984 arată că temperatura mai ridicată din timpul zilei ($14^{\circ}\text{C} \dots 18^{\circ}\text{C}$) a determinat împrăștierea amoniacului iar temperaturile mai scăzute din timpul nopții ($3^{\circ}\text{C} \dots 7^{\circ}\text{C}$), asociate cu valori ale umidității relative mai ridicate (80...90%), au influențat păstrarea noxelor cu greutate specifică mai mare (HCl , SO_4^{2+}). De asemenea, apariția ceții odată cu atingerea punctului de rouă, mărește gradul de impurificare a atmosferei, iar curenții de aer cu viteze de 6...8 m/s favorizează transportul noxelor, degajând platforma industrială.

Pentru mediul interior este semnificativ cazul stației de producere a bioxidului de sulf de la Tarnița [37] unde, în clădirea cuptoarelor de ardere a piritei cu umiditate foarte scăzută acțiunea sulfatică este aproape imperceptibilă față de clădirea instalației de captare a bioxidului de sulf unde umiditatea foarte ridicată a produs, în aceeași perioadă de timp, degradări semnificative.

Din exemplele arătate rezultă rolul determinant al umidității în producerea degradărilor, motiv pentru care aceasta nu trebuie în nici un caz disociată de acțiunea substanțelor agresive propriu-zise. Temperatura are un rol negativ atât timp cât favorizează degajările de substanțe, dar poate avea și rol pozitiv când coboară umiditatea mediului (îl "usucă").

4.4. Caracteristicile acțiunilor cu caracter de șoc

Acțiunile de tip șoc pot fi accidentale (explozii din acumulări de gaz, ciocniri ale autovehiculelor, explozii de petrol, etc.) sau dirijate (explozii din cariere).

Acțiunile de tipul explozii în spații închise au loc prin creșterea presiunii pe pereți, care poate ajunge în câteva milisecunde $600 \dots 12000 \text{ kN/m}^2$ [38]. La noi în țară nu există normative pentru aprecierea valorică a unor astfel de încărcări dar sunt prevăzute unele măsuri constructive (ziduri antiex) în cazul construcțiilor în care există pericolul producerii unor explozii. Deși nu se iau în considerare la calculul construcțiilor, totuși statisticile arată că astfel de acțiuni au un caracter relativ frecvent. Astfel, în Franța în decurs de 10 ani (1957-1966) au avut loc 1889 de explozii în clădirile de locuit îndeosebi datorită acumulării de gaze din rețea [39], iar în țara noastră mijloacele mass media au informat că anual în industrie ar avea loc cca. 2000 de cazuri de explozii și incendii.

4.5. Caracteristicile acțiunii incendiilor

În general, incendiile sunt provocate de ignorarea sau insuficiența unor măsuri de protecție împotriva focului. Performanța construcțiilor privind siguranța la foc se apreciază

funcție de trei parametri și anume: stabilitatea la foc (capacitatea elementelor de a nu ceda prin prăbușire), etanșeitățile (capacitatea elementelor de compartimentare de a împiedica trecerea flăcărilor) și izolarea termică (capacitatea elementelor de compartimentare de a reduce transferul de căldură) [27].

Prin prescripții [40] se stabilesc limitele de rezistență la foc pe ansambluri și elemente de construcție, condițiile de rezistență a pereților antifoc etc.

Este de remarcat faptul că limita de rezistență la foc pentru un element structural se calculează pe baza unui incendiu standard pentru care temperatura variază după o curbă standard care diferă destul de mult de cele reale (fig. I.21).

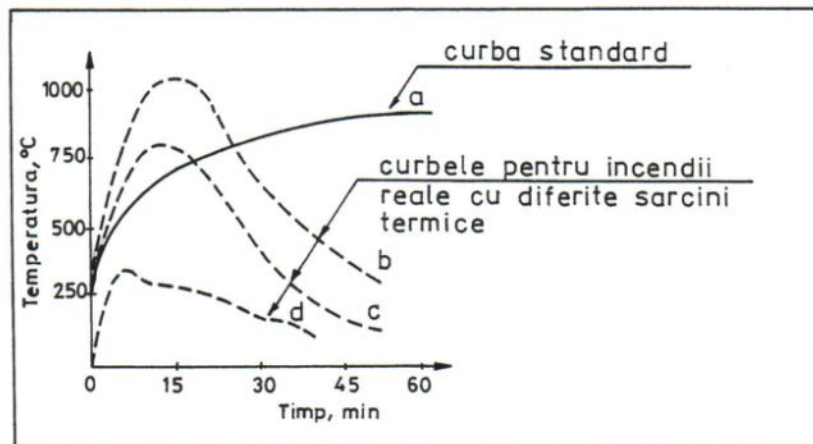


Fig. I.21. Curba standard temperatura-timp și curbele temperatura-timp corespunzătoare unor incendii reale

5. Caracteristicile acțiunilor proprii construcțiilor

5.1. Caracteristicile acțiunilor permanente

Evaluarea încărcărilor permanente presupune incertitudini mult mai mici decât a altor categorii de încărcări. Unele incertitudini pot decurge din modificări ale funcționii, evaluarea aproximativă a volumelor de la intersecțiile elementelor, unele simplificări în calculul încărcărilor ce decurg din conceptul de arie aferentă. Asemenea incertitudini conduc la diferențe între încărcările reale și cele calculate de până la $\pm 30\%$ și în mod curent de $\pm 10\%$ [52]. Studiile statistice au evidențiat (tabelele I.15 și I.16) valori mici pentru coeficienții de variație ai încărcărilor permanente, astfel: pentru beton armat, coeficientul de variație ai încărcărilor nu depășește 7 ... 8%, la elemente metalice 1 ... 2%, la șape, tencuieli, straturi izolatoare, valorile coeficientului de variație pot fi 10 ... 15%.

Tabelul I.14. Exprimarea statistică a unor greutateți specifice

Materialul	Număr de probe	Greutate specifică medie	Abateri standard	Coeficientul de variație
Beton simplu	2096	2319	67,7	2,92
Cărămidă plină	172	1500	138,0	9,25
Cărămidă cu goluri mari	114	1231	104,0	8,46
Cărămidă cu goluri	294	2278	97,3	7,49

Tabelul I.15. Exprimarea statistică a grosimilor unor elemente

Tipul elementului	Dimensiune proiectată (cm)	Număr de măsurători	Grosimea medie măsurată	Coeficientul de variație
Perete din beton armat	15	106	15,3	6,3
Placă din beton armat	10	118	10,8	7,8
Zid de cărămidă	6 - 10	28	-	5,2
	25 - 38	100	-	2,6
Tencuială cu ipsos	0,8	68	1,07	21,5
Izolație termică	10,9	35	11,7	5,9

Acțiunea precomprimării se consideră a fi tot o încărcare permanentă. Modificarea în timp a eforturilor de la valori neprevăzute în calcule este foarte puțin probabilă. Variații ale acestora pot interveni pe fondul unor *degradări inițiale* (betoane de slabă calitate, defecte de structură) datorate execuției defectuase sau efectelor de coroziune apărute pe parcursul exploatării.

5.2. Caracteristicile acțiunilor temporare datorate procesului de exploatare

Aceste acțiuni sunt considerate în mod simplificat ca fiind uniform repartizate pe planșee, deși există posibilitatea acțiunii concentrată unor obiecte grele (sobe, utilaje speciale, aparatură etc.). Se specifică faptul că prin compararea valorilor indicate în prescripțiile diferitelor țări, se constată diferențe sensibile, ceea ce exprimă caracterul cvasiarbitrar de evaluare a acestora (fig. I.22.[41]). Studii efectuate în țara noastră [42] au arătat că valorile coeficienților acestor încărcări pot fi reduse, nefiind conforme cu realitatea.

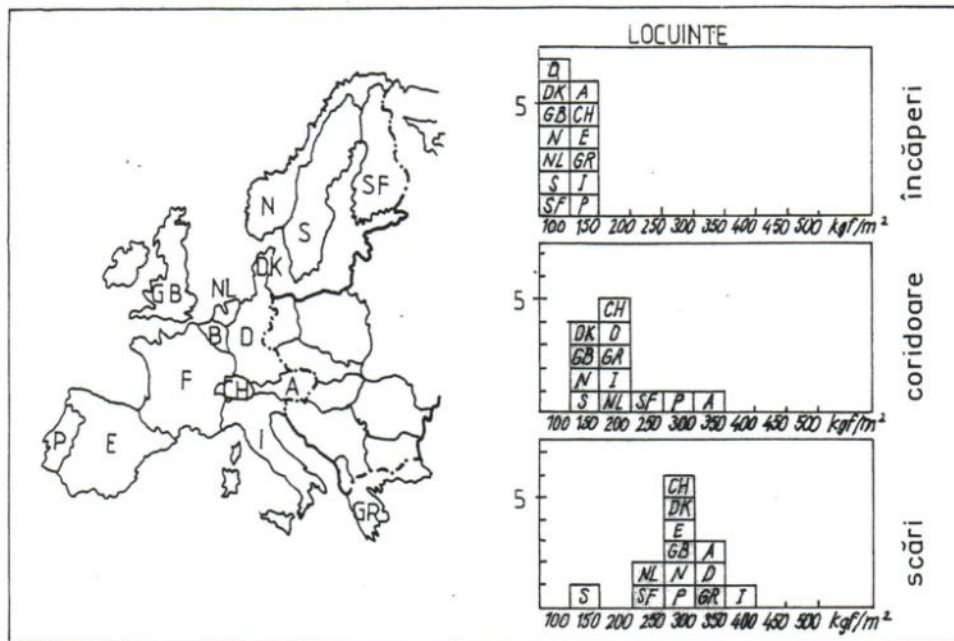


Fig. I.23. Valori ale încărcărilor utile în prescripțiile din țări europene.

5.3. Caracteristicile acțiunilor corozive proprii materialelor

a. Reacția alcali-agregate

Materialele din care este constituit betonul (agregatul și piatra de ciment) pot prezenta, în anumite condiții, efecte de expansiune. Astfel, există agregate reactive care conțin forme active ale hidroxidului de siliciu și care participă activ la reacțiile cu alcalii din ciment [18]., cu formarea unor produși ce pot determina distrugerea betonului prin expansiune.

La noi în țară, în mod obișnuit nu se utilizează agregate reactive la prepararea betonului dar pot apărea situații când necesitatea utilizării unor cantități mari de agregat (la execuția barajelor de exemplu) impune extragerea acestuia din cariere locale, caz în care reactivitatea acestuia trebuie în mod obligatoriu testată.

b. Expansiunea cimentului

Unele cimenturi la care hidratarea continuă mult după aparenta lor întărire, formându-se produși de expansiune, poate produce distrugerea betonului. În mod normal controlul procesului tehnologic de obținere a cimentului trebuie să excludă această posibilitate ceea ce înseamnă că degradările produse de expansiunea necontrolată a cimentului au drept cauză de fapt deficiențe de fabricare a cimentului.

CAPITOLUL II

MODUL DE DEGRADARE AL CONSTRUCȚIILOR

1. Considerații generale

În capitolul anterior au fost analizate acțiunile (= cauzele) care conduc la degradarea construcțiilor, prezentându-se parametrii caracteristici ai acestora. Din studiul acestor date se pot evidenția, în principiu, două aspecte principale:

- (i) unele acțiuni cum sunt de exemplu cele care produc coroziunea materialelor la valori excepționale, anormale, cu sau fără voința sau știința noastră, iar
- (ii) alte acțiuni cum este de exemplu seismul, au caracteristici care nu sunt, sau nici nu pot fi precis cunoscute.

Degradările produse de cele două tipuri de acțiuni pot fi prevenite sau reduse prin:

- (i) decizii, legiferări și acte normative privind limitarea acțiunilor la valori acceptabile, concomitent cu prevederea unor măsuri de protecție;
- (ii) acumularea de date și cunoștințe privind caracteristicile acțiunilor și adecvarea construcțiilor pentru preluarea acestora, cu degradări acceptate.

Punând în relație caracteristicile acțiunilor care produc degradări cu caracteristicile construcțiilor (materiale, elemente, structură, protecții, etc.) rezultă că, neputându-se elimina cauzele degradării construcțiilor, este necesar să se elucideze modul în care aceste acțiuni degradează construcțiile. Din acest motiv, în prezentul capitol este analizat modul în care se degradează construcțiile, pornind de la caracteristicile cunoscute ale materialelor (beton, beton armat și beton precomprimat), elementelor (plăci, grinzi, stâlpi, etc.) și structurilor (cadre, diafragme, mixte, etc.).

Sunt prezentate în primul rând acțiunile de tip corosiv cu efectele lor asupra betonului și armăturii, exemplificările fiind extrase din studiile de caz cercetate de autor, începând din 1984 și până în prezent.

2. Acțiunea aerului

2.1. Carbonatarea betonului

2.1.1. Prezentarea fenomenelor

Carbonatarea betonului este un fenomen care are loc în mod natural sub acțiunea bioxidului de carbon din atmosferă (fig.II.1).

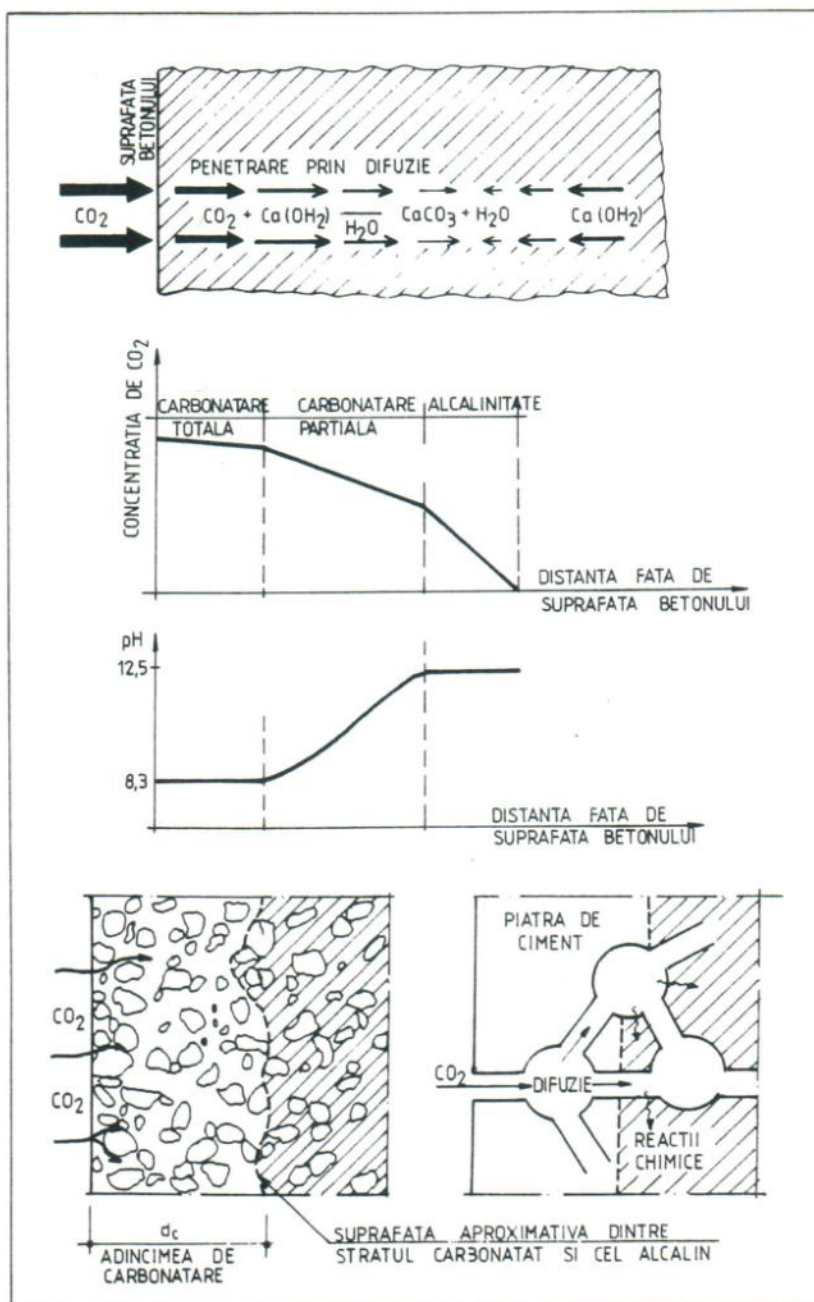


Fig. II.1. Modelul simplificat al carbonatării

Carbonatarea nu reprezintă propriu-zis un fenomen de degradare a betonului, neavând efecte negative asupra elementelor de beton simplu. În schimb, la elementele din beton armat, protecția armăturii împotriva coroziunii este asigurată tocmai de alcalinitatea betonului de acoperire, alcalinitate care, exprimată prin **indicele pH**, trebuie să aibă în **mod normal** valoarea de **12,5**. Betonul se consideră carbonatat, nemaiprotejând armătura, în momentul în care valoarea **pH-lui scade sub 9** (vezi figura II.1. [43]).

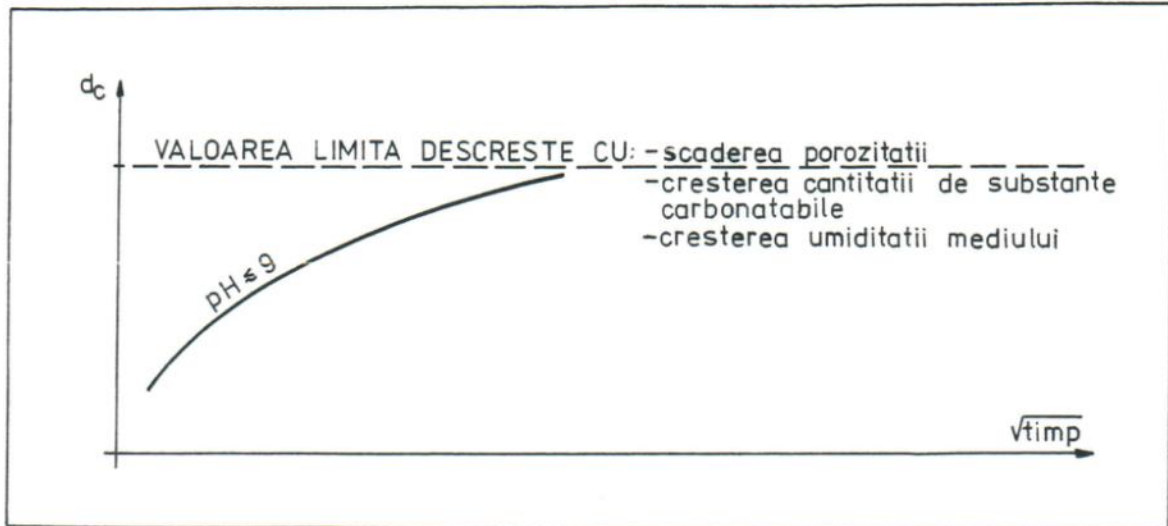


Fig. II.2. Viteza de carbonatare (înaintarea suprafeței cu $\text{pH} \leq 9$) a betonului

Carbonatarea are loc prin difuzia CO_2 prin porii din masa betonului și avansează după o suprafață neregulată, determinată de neomogenitatea betonului. Difuzia CO_2 este posibilă doar prin porii umpluți cu aer (**betonul saturat cu apă nu se carbonatează**).

Viteza de carbonatare depinde în principiu (fig. II.2. [43]) de:

- **presiunea parțială a CO_2** (în aer aceasta este de 0,03 %) și umiditatea mediului;

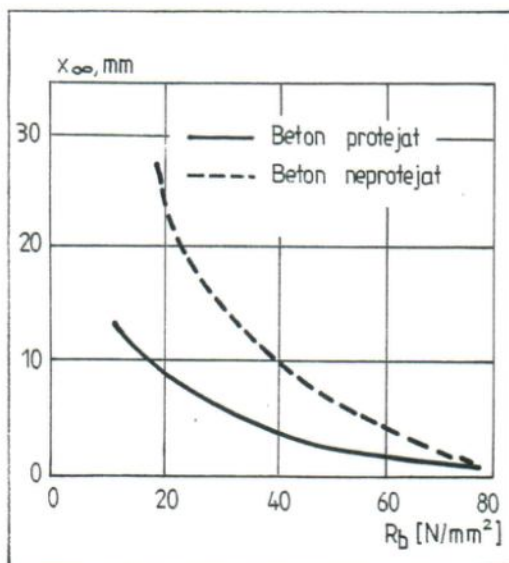


Fig. II.3. Creșterea adâncimii de carbonatare funcție de clasă și protecție

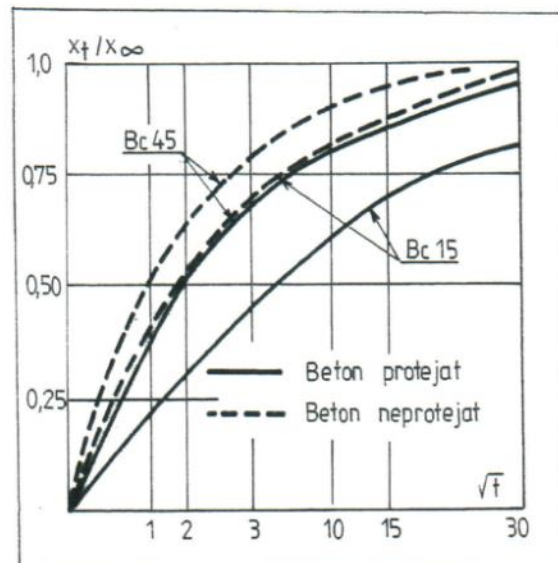


Fig. II.4. Adâncimea de carbonatare funcție de rezistența betonului

- permeabilitatea betonului (raportul A/C, protecția, umiditatea betonului, cantitatea de ciment, granulometria);
- cantitatea de substanțe carbonatabile (cantitatea și tipul cimentului);
- clasa betonului (este mai mare la clase mai reduse) și de protecția elementului (este mai redusă la elemente peliculizate, fig. II.3. [44]);
- rezistența betonului (fig. II.4. [44]), adâncimea betonului carbonatat fiind mai mare la betoane mai slabe în aceleași condiții de expunere;
- este mai rapidă la betoane fisurate dar nu depinde prea mult de mărimea deschiderii fisurilor (fig. II.5. [45]).

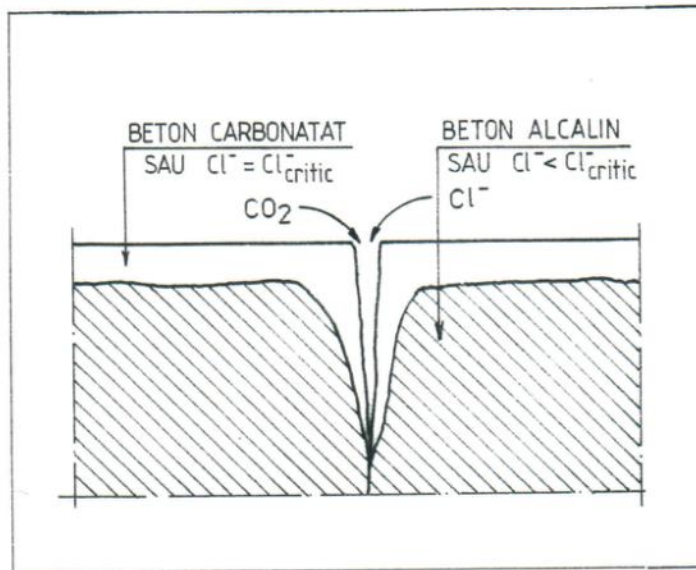


Fig. II.5. Carbonatarea betonului în dreptul fisurilor

Se remarcă faptul că testările alcalinității betonului efectuate in situ au dat rezultate cu o împrăștiere destul de mare [46] față de eșantioanele testate în laborator (fig. II.6).

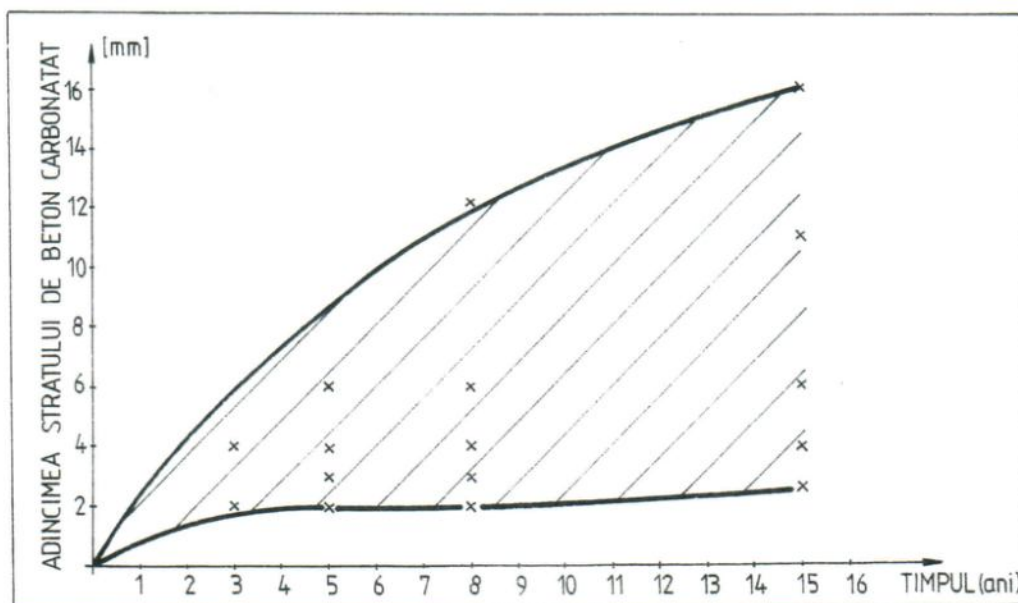


Fig. II.6. Rezultate ale testărilor privind adâncimea de carbonatare

2.1.2. Studii de caz

Investigațiile privind pH-ul betonului reprezintă o testare obișnuită, efectuată în cvasitotalitatea cazurilor investigate de autor (vezi tabelul III.5 și anexa A). În continuare vor fi prezentate câteva din cazurile semnificative.

Mediul interior dintr-o hală industrială (obiectivul 25 din tabelul III.5) cu concentrații de bioxid și oxid de carbon de circa 3,5 ori mai mari decât în mediul natural, a dezalcalinizat betonul de clasă Bc 7,5 protejat de tencuială și zugrăveală la stâlpi și grinzi, într-o perioadă de 40 de ani, pe adâncimi de 20...30 mm (fig. II.7) funcție de compactitate și defecte structurale. Stratul de beton dezalcalinizat peste grosimea celui de acoperire a armăturilor a permis inițierea procesului de coroziune a armăturilor (zone limitate cu pete de rugină).

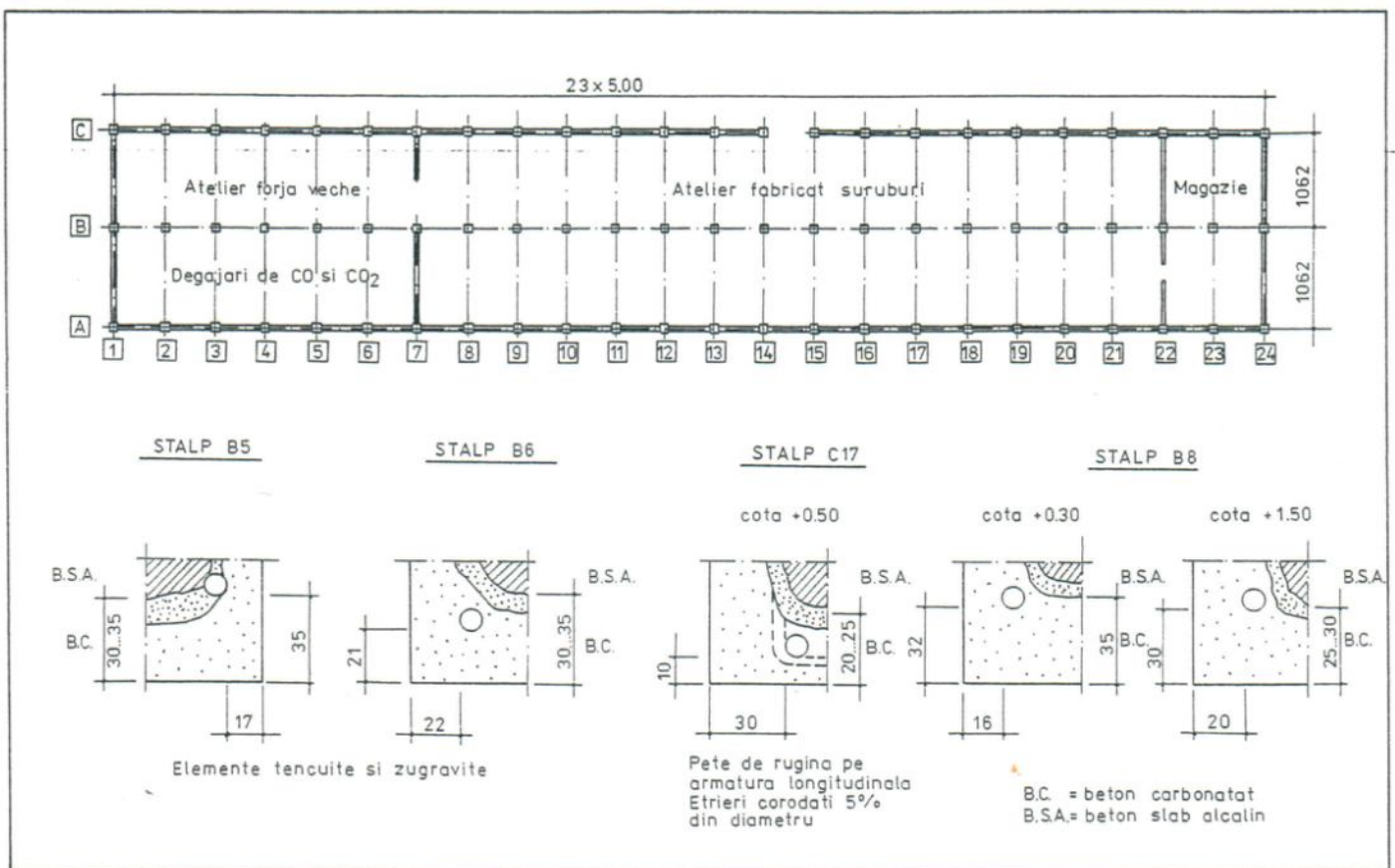


Fig. II.7. Starea de dezalcalinizare a betonului la grinzi și stâlpii unei hale industriale

Testările efectuate la mai multe obiective din municipiul Suceava [18] (marcate pe harta din figura I.8) au arătat că după 10...12 ani de exploatare în mediu urban poluat (având caracteristicile arătate în cap. I, § 3.1.1.3, tabelle I.4 și I.5.) sub tencuiei, dezalcalinizarea betonului s-a produs pe adâncimi de până la 10 mm la panouri mari și de peste 15 mm la betonul din îmbinări (mai slab). La elemente netencuite și mai puțin compacte (pereți), expuse direct intemperiiilor, betonul a fost dezalcalinizat chiar cu peste 20 mm în adâncime iar armăturile ruginite în proporție de 10 % din secțiune. În cazul betoanelor compacte, cu protecții secundare (tencuială și pelicule), dezalcalinizările s-au produs până la o adâncime de

maximum 5 mm (cazul turnului de parașutism, obiectivul 48 din tabelul III.5) ca și la betoanele recent turnate, neprotejate, dar compacte.

Betoane de clasă obișnuită (Bc15....20), executate în condiții bune de calitate și protejate prin tencuire s-au carbonatat în mediu natural cu 15... 20 mm în decurs de 35 de ani (foto II.1, obiectivul 49 din tabelul III.5). În condițiile în care armăturile au asigurată o acoperire cu beton de 25... 30 mm la stâlpi, construcția poate fi exploatată în siguranță (din punct de vedere al durabilității) până la epuizarea duratei programate de serviciu.

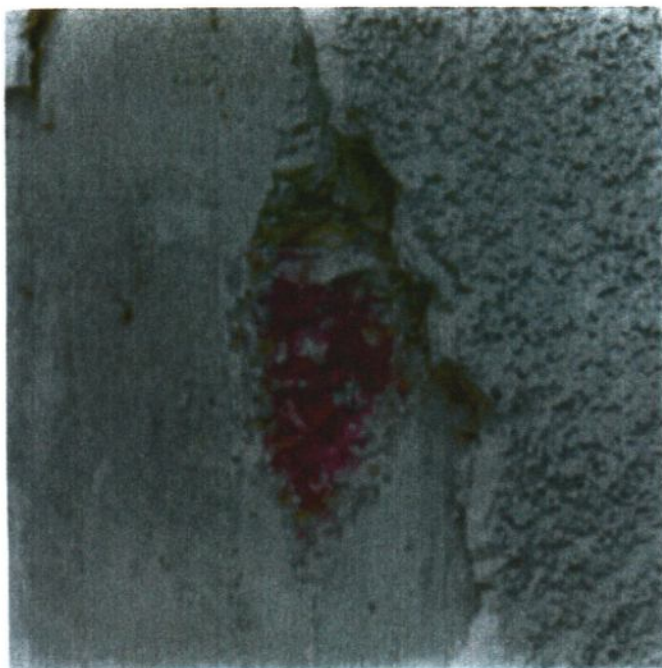


Foto II.1. Dezalcalinizarea betonului la un stâlp protejat prin tencuire, după 35 de ani de exploatare



Foto II.2. Armătură cu procesul de coroziune în curs de propagare sub beton de acoperire carbonatat

La elementele exploatate în mediu industrial cu conținut bogat în oxid de carbon (vezi obiectivul 24 din tabelul III.5 pentru care agresivitatea mediului este dată în tabelul I.10), dar uscat, betoanele de clasă superioară (Bc40 din ferme precomprimate cu armătură postîntinsă) protejate prin zugrăvire nu s-au dezalcalinizat în aproximativ 15 ani de exploatare, valoarea pH-lui determinată pe probe de beton fiind de 11 (tabelul II.1). La betoane de clasă Bc30 (grinzile din beton precomprimat armat cu armături preîntinse) valoarea pH-lui este de 10.5, scăzând simțitor la elementele din beton de clasă scăzută (stâlpii aceleiași hale industriale, vezi tabelul II.1).

Tabelul II. 1. Valorile pH-lui pe probe prelevate

Nr. crt.	Proba	pH-ul	Valoare extract apos
1.	Grindă cu zăbrele din beton precomprimat cu armătură postîntinsă (beton Bc 40)	11	foarte slab roz
2.	Grindă cu inimă plină cu armătură preîntinsă (beton Bc 30)	10.5	roz
3.	Stâlp din beton armat (beton Bc 15)	9.25	galben - roz

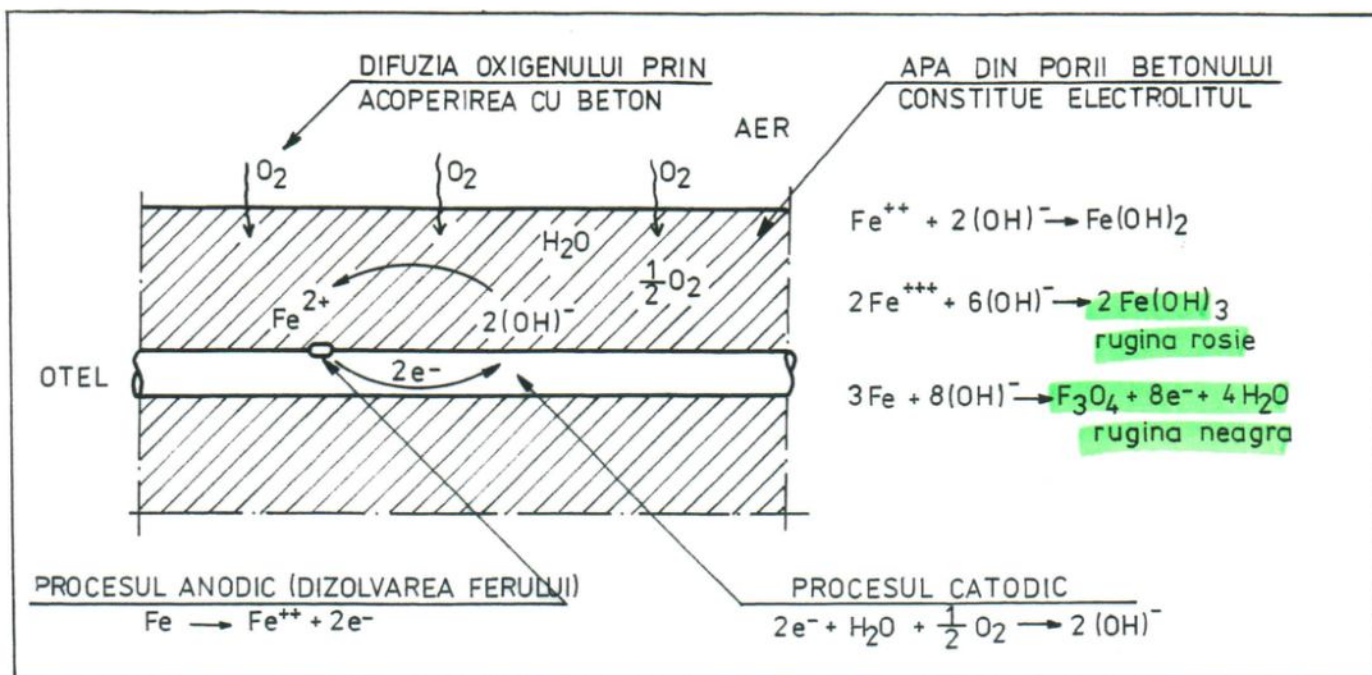


Fig. II.9. Modelul simplificat al procesului de coroziune a oțelului în beton

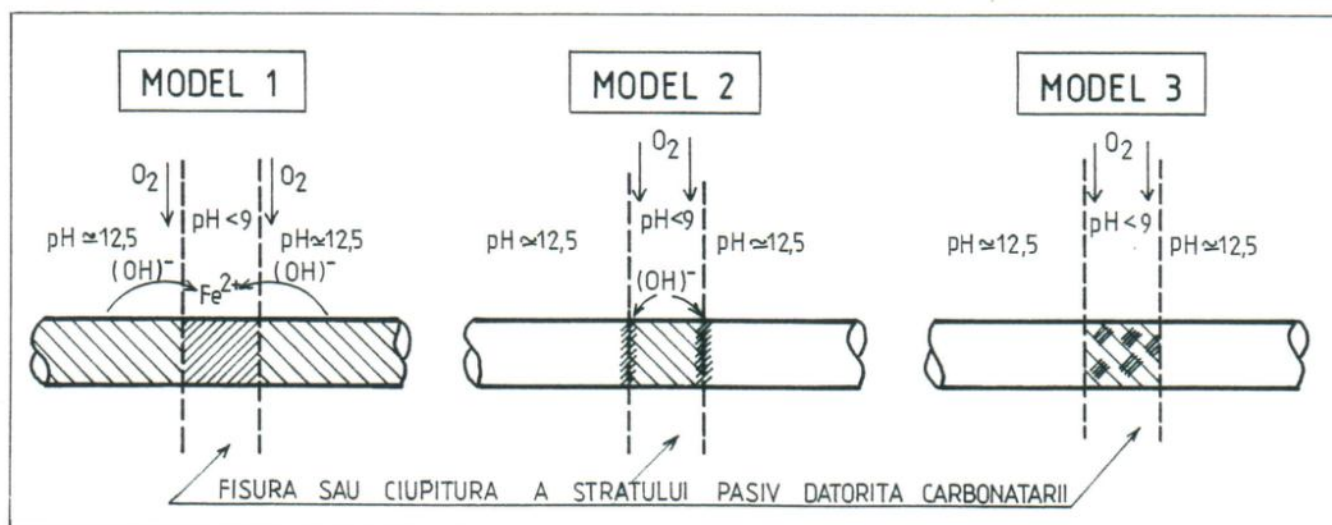


Fig. II.10. Modele ale procesului de coroziune a oțelului în zonele de alcalinitate redusă a betonului sau în dreptul fisurilor (ca în fig. II.5)

În dreptul fisurilor, carbonatarea se produce mai repede (deci și depasivarea armăturii, fig. II.11.a) decât în betonul nefisurat. În cazul fisurilor normale (cu deschideri de până la 0,4 mm) depunerile de calciu și de rugină din fisuri, observate frecvent, conduc la estomparea acestora (**self-healing = autovindecarea**) și oprirea coroziunii armăturilor (fig. 11.b. [56]).

Deși fisurile pot accelera coroziunea, totuși aceasta se localizează și se limitează la intersecția lor cu barele de armătură. Dacă oxigenul (sau ionii de clor) pătrund prin betonul nefisurat și inițiază un proces de coroziune (fenomen mult mai răspândit decât cel localizat,

din dreptul fisurii), după o anumită perioadă de exploatare diferența dintre armătura corodată în betonul fisurat și cel nefisurat dispare [47].

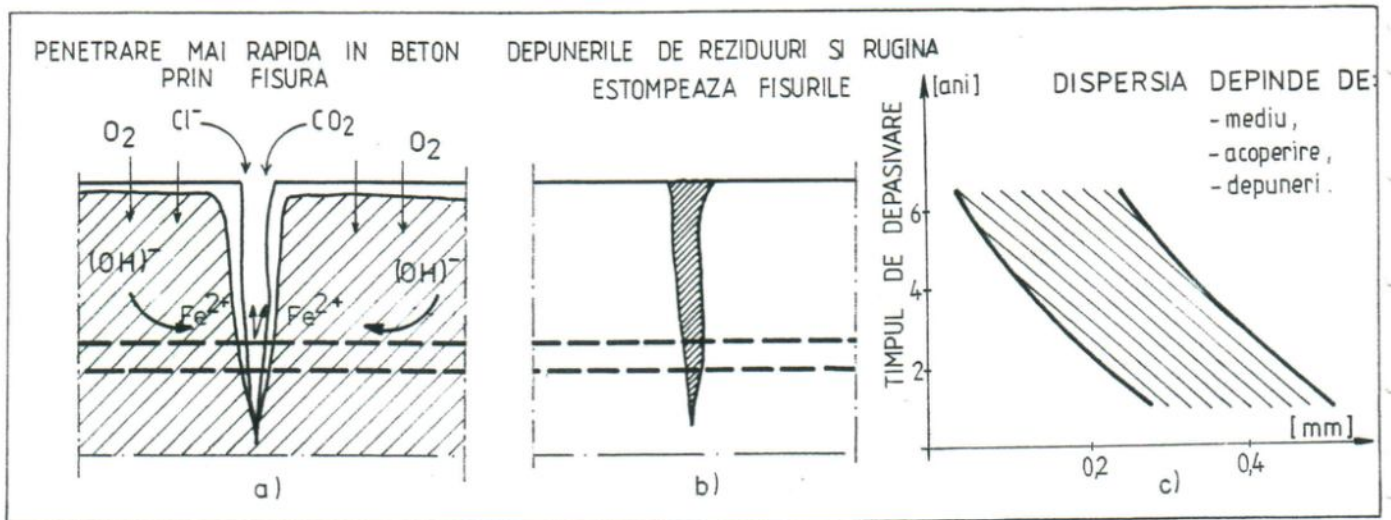


Fig. II.11. Influența fisurilor asupra coroziunii armăturilor: a - fisurile deschise permit corodarea armăturii; b - fisurile cu deschideri mici se estompează; c - durata de depasivare a armăturilor funcție de deschiderea fisurilor

Investigații sistematice efectuate în China [48] pe elemente din beton cu vârste variind între 12 și 70 de ani, exploatate în condiții diferite de mediu, fisurate și nefisurate, au arătat următoarele:

- în mediul natural din interiorul construcțiilor elementele din beton armat nu prezintă fenomene de coroziune a armăturilor, indiferent de starea de fisurare;
- în condiții de mediu exterior armaturile corodează numai dacă fisurile au deschideri mai mari de 0,2 mm (la unele fisuri de circa 5 mm deschidere, corodarea armăturilor a fost aproape completă);
- viteza medie de coroziune a armăturilor în cazul fisurilor cu deschideri medii de 0,2 mm a fost de 0,02 mm/an pentru o umiditate atmosferică de 70% și de 0,04 mm/an pentru o umiditate de 80%;
- oțelul de înaltă rezistență suferă o descreștere mai accentuată a rezistenței la întindere decât cel laminat la rece;
- betonul de clasă mai redusă permite corodarea mai rapidă a armăturilor;
- dacă stratul de acoperire cu beton a armăturilor crește de exemplu de la 10 mm la 20 mm, viteza de coroziune descrește cu 10...15 %.

2.2.2. Studii de caz

Concomitent cu testarea alcalinității betonului, investigațiile la majoritatea obiectivelor din tabelul III.5 (vezi și anexa A) s-au extins și la examinarea stării armăturilor sub stratul de acoperire cu beton.

Astfel, la același cadru la care betonul din stâlp, în atmosferă naturală a fost dezalcalinizat cu până la 20 mm în 35 de ani (obiectivul 49 din tabelul III.5 și foto II.1) la grinzile exploatate în aproximativ aceleași condiții (hală industrială parțial închisă),

armăturile cu acoperire mai mică de 10 mm, complet carbonată, prezintă o coroziune superficială generalizată (foto II.2).

Agentul coroziv (oxigenul sau ionii de clor) pătrunde prin fisuri (foto II.3.a), mai ales la variații de umiditate ale mediului corodând puternic armăturile nu numai în dreptul fisurii, coroziunea acestora propagându-se în lungul armăturii, chiar dacă betonul în vecinătatea suprafeței fisurii nu este carbonat (foto II.3.b, obiectivul 57 din tabelul III.5).



Foto II.3.a. Fisură în îmbinarea dintre două grinzi de rulare

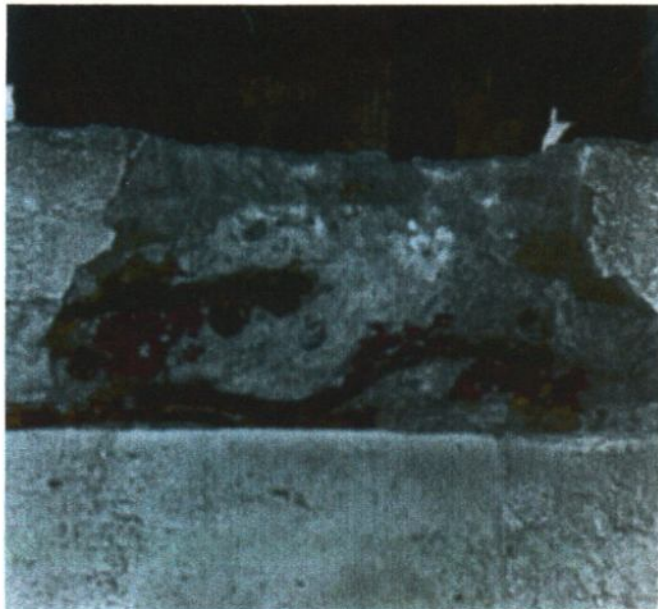


Foto II.3.b. Armătură corodată în fisura din foto II.3.a și în afara acesteia

Defectele structurale ale betonului de tip segregări conduc la coroziuni rapide ale armăturilor ca de exemplu, în cazul îmbinărilor incomplet betonate de blocurile din panouri mari (foto II.4, obiectivul 87 din tabelul III.5).



Foto II.4. Armătură corodată în îmbinări la blocuri din panouri mari.

3. Acțiunea compușilor clorului

3.1. Acțiunea asupra betonului

3.1.1. Prezentarea fenomenelor

Ionii de clor penetrează în beton prin difuzie prin porii umpluți parțial sau total cu apă (fig. II.12.a). Piatra de ciment are capacitatea de a lega fizic și chimic o anumită cantitate de ioni de clor (maxim 0,4 % din cantitatea de ciment) dar, neputând fi legați toți ionii, ia naștere o stare de echilibru dintre ionii liberi și cei legați. Coroziunea oțelului în beton este produsă doar de acțiunea ionilor liberi. Este de menționat faptul că prin carbonatarea betonului ionii legați sunt eliberați din nou astfel încât conținutul de ioni în apa din pori crește considerabil și în consecință și riscul de coroziune datorat acțiunii clorului [45].

Adâncimea de penetrare depinde de concentrația ionilor la suprafața betonului și de variațiile de umiditate (fig. II.12.b). În perioadele cu umiditate ridicată, o cantitate mai mare de ioni pătrunde în beton prin sucțiune capilară. La scăderea umidității, apa din beton se evaporă iar ionii rămân. Prin acest proces conținutul de ioni de clor în betonul supus variațiilor de umiditate (cicluri alternante de umezire-uscare) crește semnificativ.

Ionul de Cl^- poate proveni din apa de mare, din sarea depusă pe drumuri pentru dezghețare dar și în anumite industrii care prelucrează compuși ai clorului cum ar fi exploatarea de sare, instalațiile de producere a acidului clorhidric sau cele în care acest acid se utilizează în cadrul altor fluxuri tehnologice.

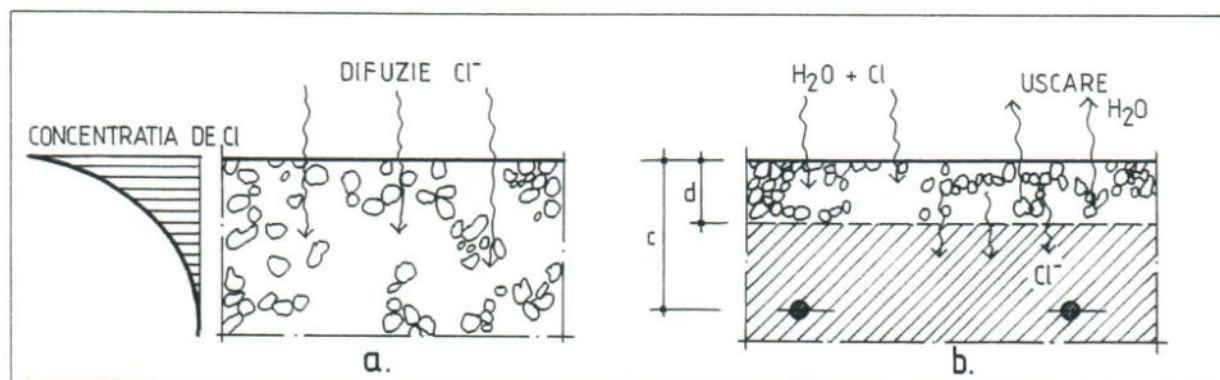


Fig.II.12.a.Difuzia ionilor de clor în betonul întărit; b.influența variațiilor de umiditate

Ionul de clor difuzează prin beton fără a-l dezalcaliniza, motiv pentru care adâncimea de pătrundere se determină prin analize chimice (vezi cap.V, §4.1.14).

Acidul clorhidric reacționează cu toți compușii cimentului (fig. II.13.).

Clorura de calciu formată este foarte solubilă în apă astfel încât sau este spălată sau cristalizează [19]. Din acest motiv chiar și soluțiile diluate sunt dăunătoare. Acidul clorhidric este de asemenea, extrem de corosiv pentru componenții mineralogici ai clincherului (la coroziune completă se formează geluri de acid silicic, hidroxid de aluminiu, hidroxid de fier).

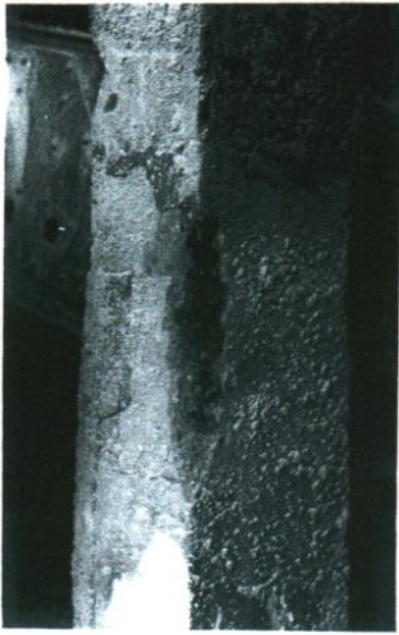


Foto II.5. Penetrarea slabă a ionilor de clor în elemente neexpuse umidității, superficial carbonatate



Foto II.6. Exfolieri ale pietrei de ciment la elemente expuse acțiunii Cl^- și variațiilor de umiditate

La exploatarea Cacica unde structurile sunt expuse unei atmosfere interioare agresive cu umiditate foarte ridicată (interiorul încăperilor în care se fierbe saramura), degradările s-au produs violent, într-un timp foarte scurt (foto II.7). Dar și în mediul exterior montan, cu variații de umiditate mari, degradările elementelor sunt la fel de violente (foto II.8, obiectivul 104, anexa A).

Analizele chimice realizate pe materiale prelevate din elementele de construcții (vezi tabelele III.5, III.6) la Salina Ocna Dej și Cacica au relevat următoarele:

- conținutul de ioni de clor liberi este foarte ridicat, mai ales în elementele expuse intemperiiilor (variațiile de umiditate ale mediului exterior în care se degajă praful de sare, probele 2, tabelul V.6);

- deși în spațiile de prelucrare a sării degajările și depunerile de praf de sare sunt masive, penetrarea ionilor în elemente este condiționată de variațiile de umiditate (probele 1 față de probele 2, tabelul V.6).

- vaporii și condensul conținând ioni de clor depuși pe elementele de construcții produc degradarea rapidă și violentă a acestora (în circa 5...7 ani acestea sunt complet distruse, probele 5, tabelul V.5);

- calitatea betonului (compactitatea și dozajul de ciment) influențează viteza de penetrare a ionilor (betonul compact, de clasă superioară din elementele precomprimate are un conținut de circa 3 ori mai mic de ioni față de betonul obișnuit din stâlpi, proba 4 față de proba 2 din tabelul V.6).

Distrugerea betonului și a elementelor din beton armat datorită acțiunii ionilor de clor este chiar mai violentă în industriile de obținere și prelucrare a acidului clorhidric, cum sunt cele de pe platforma Borzești (foto II.9, obiectivul 86 din tabelul III.5).



Foto II.7. Degradări violente la stâlpi exploatați în mediu cu umiditate foarte ridicată și ioni de clor



Foto II.8. Degradări violente la stâlpi expuși atmosferei exterioare cu conținut ridicat de sare și variații de umiditate

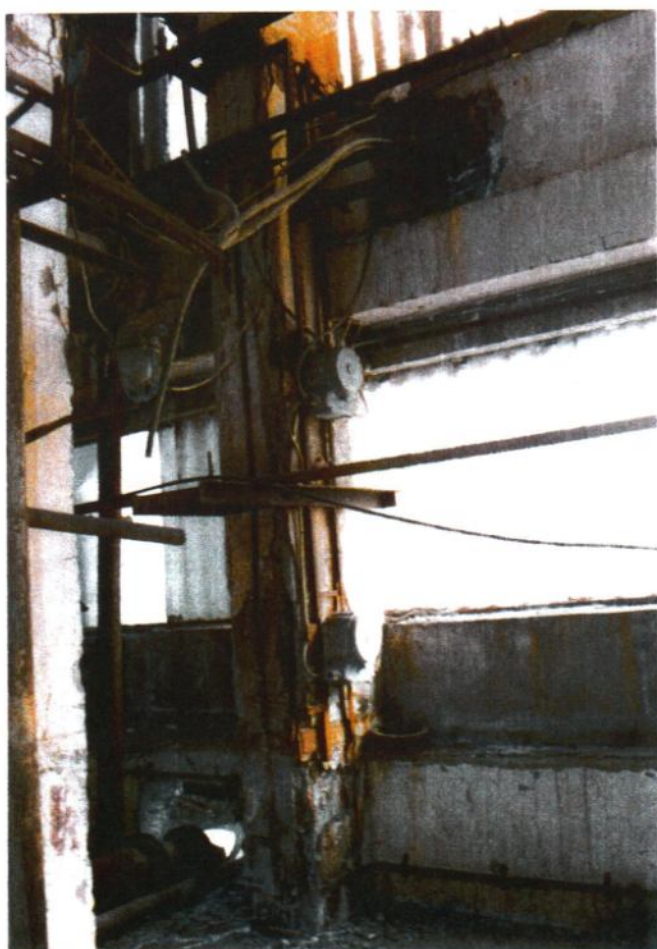


Foto II.9. Distrugereri ale betonului și armăturii la un stâlp de hală industrială exploatată în mediu cu degajări de clor (ansamblu și detaliu)

Clorura de amoniu produce degradări ale betonului, caracteristice acțiunii ionului de clor și compușilor azotului (vezi mai departe §4), penetrând prin beton, dezagregându-l, corodând în același timp și armăturile (foto II.10, obiectivul 6 din tabelul III.5).



Foto II.10. Degradări la elemente din beton armat datorate acțiunii clorurii de amoniu

3.2. Acțiunea asupra armăturii

3.2.1. Prezentarea fenomenelor

Pentru coroziunea armăturii sub acțiunea ionilor de clor sunt trei teorii [50]:

- *teoria stratului pasiv* în care se presupune că stratul de oxid de pe armătură este penetrat de ionii de clor prin pori sau defecte mai ușor decât de către alți ioni (de exemplu, SO_4^{2-}); de asemenea, ionii de clor pot dispersa coloidal pelicula de oxid pătrunzând astfel mai ușor;

- *teoria absorbției*, presupune că ionii de clor sunt absorbiți pe suprafața metalului odată cu oxigenul dizolvat sau ionul hidroxil, ionii de clor provoacă hidratarea ionilor de metal și astfel favorizează dizolvarea ionilor de metal;

- *teoria transportului complex*, conform căreia ionii de clor contribuie împreună cu ionii hidroxil la formarea ionilor de fier prin coroziune (ia naștere un complex solubil de clorură de fier), acest complex poate difuza mai departe de anod, distrugând pelicula de $\text{Fe}(\text{OH})_2$ și permițând continuarea coroziunii; la oarecare distanță de electrod, complexul se distruge, hidroxidul de fier precipită și ionul de clor se eliberează pentru a transporta mai mulți ioni de fier la anod, acest proces poate fi observat în momentul expulzării betonului datorită coroziunii armăturii, de cele mai multe ori se observă și lângă armătură un produs de reacție semisolid, verde deschis, care în contact cu aerul se înnește și apoi se transformă în rugină roșie.

În mod simplificat procesul de coroziune al armăturii cu ioni de clor se poate reprezenta ca în figura II.14 [45]. Stratul pasiv este dizolvat local (coroziune punctiformă), anodul având o suprafață mică iar catodul una foarte mare. Astfel, secțiunea de armătură se reduce local, ionul de clor având rol de catalizator în ciupitură.

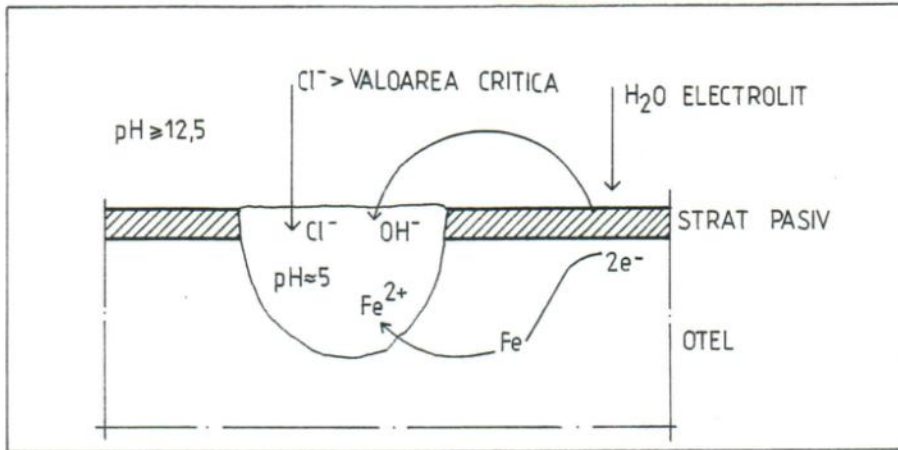


Fig. II.14. Modelul coroziunii armăturii cu ioni de clor .

Viteza de coroziune a armăturii depinde și de concentrația substanței agresive (fig. II.15), respectiv a NaCl, precum și pH-ul mediului în care se află armătura (fig. II.16. [50]). De asemenea, coroziunea armăturii în beton se produce atunci când la nivelul acesteia concentrația de Cl^- este mai mare de 0,6 (OH⁻).

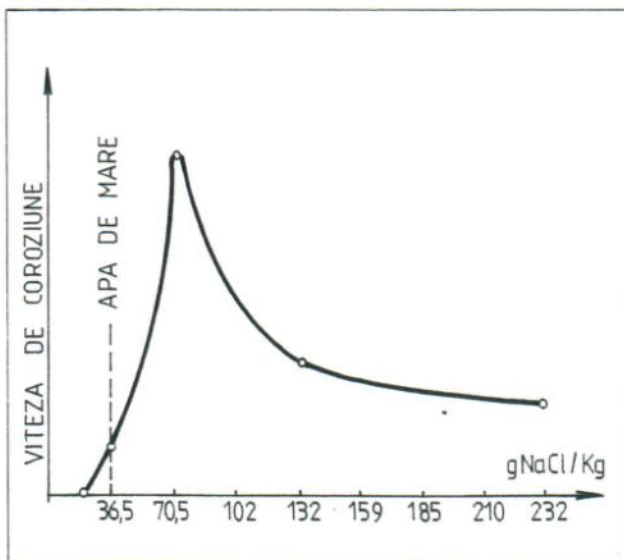


Fig. II.15. Efectul concentrației de sare asupra vitezei de coroziune

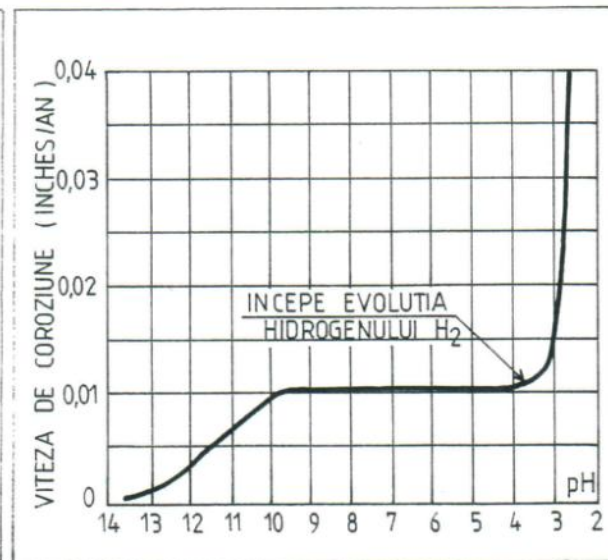


Fig. II.16. Efectul pH-ului asupra vitezei vitezei de coroziune în apă dedurizată

3.2.2. Studii de caz

De fapt, distrugerea elementelor din beton armat sub acțiunea ionilor de clor, constă în primul rând din corodarea armăturii care, producându-se prin formarea prin expansiune a ruginii, provoacă fisurarea și expulzarea stratului de acoperire cu beton a armăturii, în același timp producându-se și acțiunea asupra betonului (vezi foto II.9). Dacă elementele sunt continuu spălate cu soluții conținând ioni de clor armătura corodează până la dizolvare completă (foto II.11, obiectivul 86 din tabelul III.5. [36]).



Foto II.11. Coroziunea armăturii sub acțiunea soluțiilor conținând ioni de clor

Carbonatarea betonului, acoperirea redusă în beton și defectele de structură ale acesteea conduc la o corodare rapidă a armăturilor, în straturi succesive, până la dispariție (foto II.12, obiectivul 40 din tabelul III.5) chiar dacă concentrația de ioni de clor din aer este mult mai mică decât în cazul soluțiilor ce spală elementele (ca în cazul anterior).

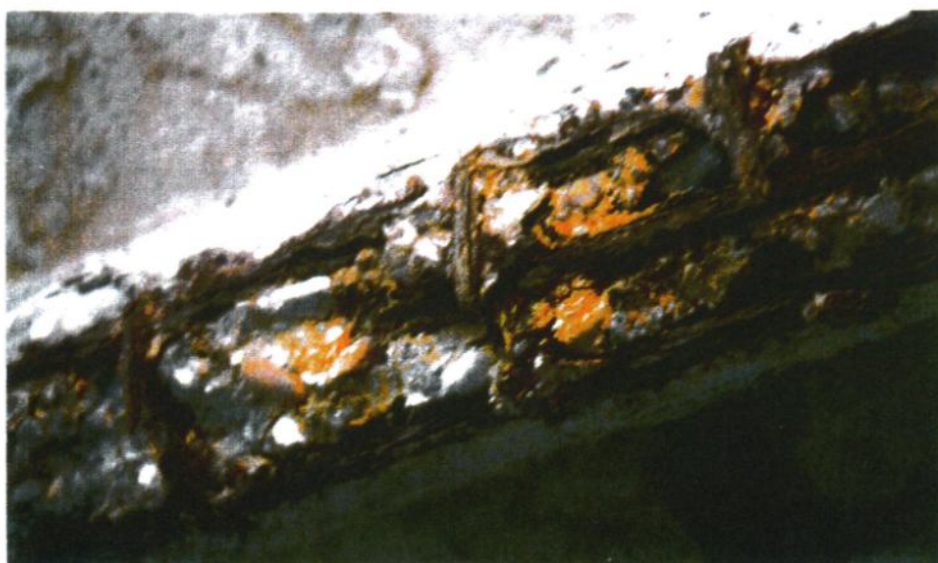


Foto II.12. Coroziunea armăturii în straturi succesive în betonul carbonatat

4. Acțiunea compușilor sulfului

4.1. Acțiunea asupra betonului

4.1.1. Prezentarea fenomenelor

Acțiunea compușilor sulfului asupra betonului se reduce în final la acțiunea ionului de SO_4^{2-} (provenit din disocierea H_2SO_4 , H_2SO_3 , NaSO_4 , MgSO_4 , $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ etc.) ce substituie ionul OH^- din $\text{Ca}(\text{OH})_2$ din piatra de ciment. Acidul sulfuric poate lua naștere și din alți compuși ai sulfului aflați în aerul poluat (SO_2 , H_2S etc.).

Schema acțiunii compușilor sulfului asupra betonului este prezentată în fig. II.17.

Acidul sulfuric reacționează în primul rând cu **hidroxidul de calciu** din beton formând gipsul. În **primă fază gipsul format cu expansiune de volum** (cristalizează cu două molecule de apă) umple porii betonului, **compactându-l într-un strat superficial în grosime variabilă funcție de condițiile specifice de expunere**. Dacă acțiunea continuă, intră în reacție și alți componenți ai pietrei de ciment (**aluminatul tricalcic**) formând etringitul, produs ce își mărește volumul de 2,5 ori. În aceste condiții cei doi produși formați prin expansiune de volum cojesc betonul în straturi succesive, pe măsura formării lor.

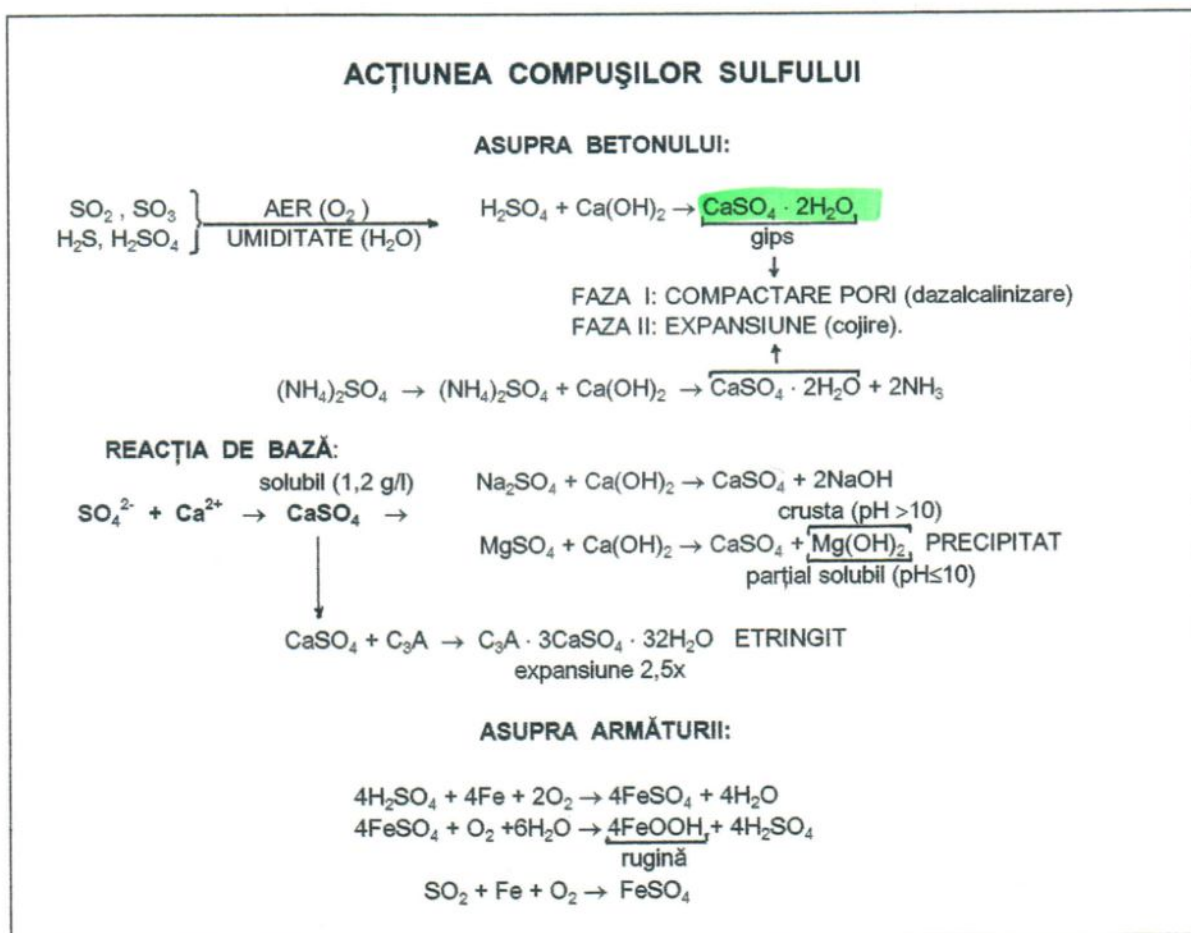


Fig. II.17. Acțiunea acidului sulfuric asupra betonului și armăturii

Acidul sulfuric acționează asupra fierului doar în soluție diluată, fierul fiind pasiv față de acidul sulfuric concentrat.

Coroziuni datorate acidului sulfuric sunt frecvent semnalate în industrie, având caracter specific funcție de condițiile de mediu cum ar fi umiditatea și temperatura [52].

4.1.2. Studii de caz

În mediul industrial interior clădirilor în care se degajă bioxid de sulf, dar umiditatea este scăzută și constantă (de exemplu, în clădirea cuptoarelor de ardere a piritei (obiectivul 83 din tabelul III.5. [37]) nu se constată degradări ale elementelor, stratul superficial de beton fiind compact datorită ghipsului format în porii betonului. Nu aceeași situație se constată în mediul exterior aceluiași obiective unde variațiile mari de umiditate diurne și anuale au condus la exfolieri ale betonului pe diferite adâncimi [53].

Dinamica acțiunii acidului sulfuric concentrat asupra betonului determinată prin analize chimice (vezi cap. IV) este prezentată în tabelul II.2 (obiectivul 15 din tabelul III.5). Se observă corelația dintre pH-ul betonului și creșterea concentrației de sulfat.

Tabelul II.2. Continutul de sulfat în beton

Determinarea	U.M.	Adâncime de recoltare a probei		
		0...2 cm	2...4 cm	4...8 cm
indice pH la 20° C		3,5	7,5	9
sulfatți solubili	mg SO ₄ ²⁻ /kg	7291	242	113
sulfatți totali	mg SO ₄ ²⁻ /kg	79607	58097	58665

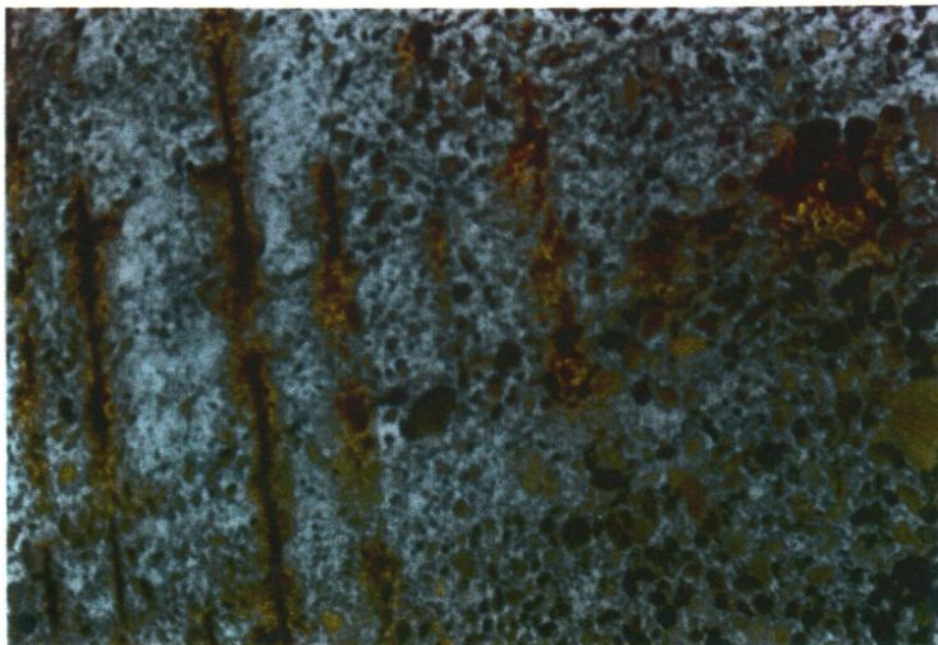


Foto II.13. Degradarea betonului sub acțiunea ionului sulfat, prin cojirea succesivă a pietrei de ciment din beton

Degradarea betonului prin cojirea pietrei de ciment în straturi succesive după fenomenul descris mai sus este un proces specific coroziunii cu acid sulfuric, ceea ce-l face ușor de recunoscut (foto II.13, obiectivul 40 din tabelul III.5). Cojirea se oprește la momentul în care sursa de coroziune este înlăturată, stratul de beton superficial fiind compactat de ghipsul din pori, sau continuă dacă betonul este spălat cu soluții conținând acid sulfuric (foto II.14, obiectivul 30 din tabelul III.5). Agregatul rămâne astfel în relief, desprinzându-se în momentul cojirii pietrei de ciment din jur. În momentul în care întregul strat de acoperire cu beton a armăturilor se distruge, începe coroziunea armăturii.



Foto II.14. Degradări la elemente spălate cu soluție de acid sulfuric (ansamblu și detaliu).

Alți compuși ai sulfurului, cum ar fi NaSO_4 (foto II.15), dar mai ales $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ (foto II.16) au o acțiune corozivă foarte puternică asupra betonului. Aceștia din urmă penetrează prin beton și provoacă, în același timp cu cojirea straturilor superficiale și dezagregarea betonului în masa sa (acțiune specifică compușilor azotului). Trebuie remarcată și acțiunea sărurilor de magneziu care reacționează nu numai cu $\text{Ca}(\text{OH})_2$ dar și cu celelalte săruri de calciu din piatra de ciment (coroziune de tipul II [17]).

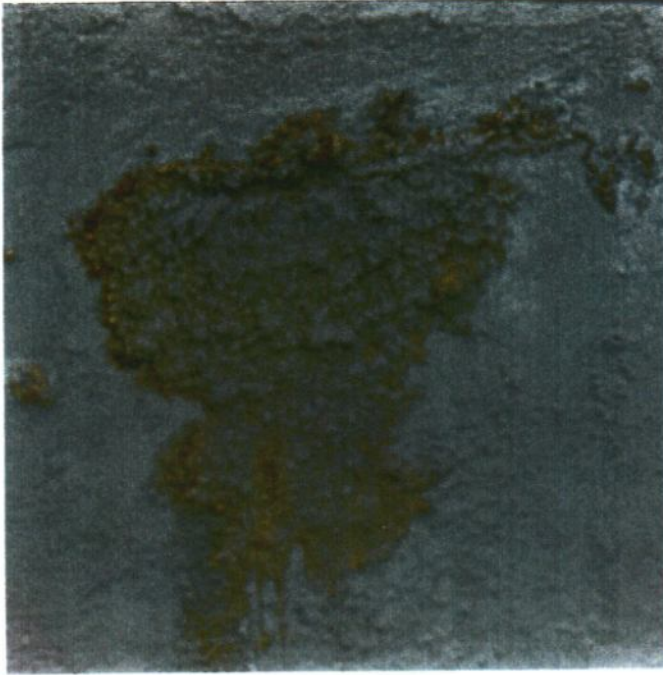


Foto II.15. Degradări datorate acțiunii sulfatului de sodiu



Foto II.16. Dezagregări ale betonului datorate acțiunii sulfatului de amoniu

4.2. Acțiunea asupra armăturii

4.2.1. Prezentarea fenomenelor

Fierul este imediat și violent atacat de acidul sulfuric diluat, dar este pasiv față de acidul sulfuric concentrat la temperatură normală.

Acidul sulfuric acționează asupra fierului doar în condiții de umiditate (peste 75 %), formând sulfatul feros, care, în continuare, se transformă în rugină (vezi figura II.17) eliberând acid sulfuric. În consecință, transformarea sulfatului feros în rugină are loc prin intermediul acțiunii catalitice a acidului sulfuric asupra sulfatului feros, iar reacțiile, alternând în permanență, duc în final la o distrugere intensă a fierului, chiar sub acțiunea unei cantități mici de acid sulfuric [54].

Bioxidul de sulf, atunci când nu se transformă în acid sulfuric în prezența umidității, acționează asupra fierului fiind absorbit de rugina existentă (formată datorită umidității) după care se formează sulfatul feros care în continuare, reacționează după reacțiile prezentate anterior.

4.2.2. Studii de caz

Acțiunea puternic corozivă a acidului sulfuric asupra armăturii se soldează cu dizolvarea acesteia (vezi foto II.15). Procesul este vizibil la elementele de construcții aparente (vezi foto II.13 și II.14) deoarece se produce după cojirea întregului strat de acoperire cu beton a armăturilor, dar este foarte periculos atunci când acidul sulfuric infiltrat în teren corodează fundațiile sau baza stâlpilor (foto II.17, obiectivul 30 din tabelul III.5).



Foto II. 17. Armătură dizolvată prin acțiunea acidului sulfuric (armătură extrasă de la baza stâlpului prezentat în foto II.18)

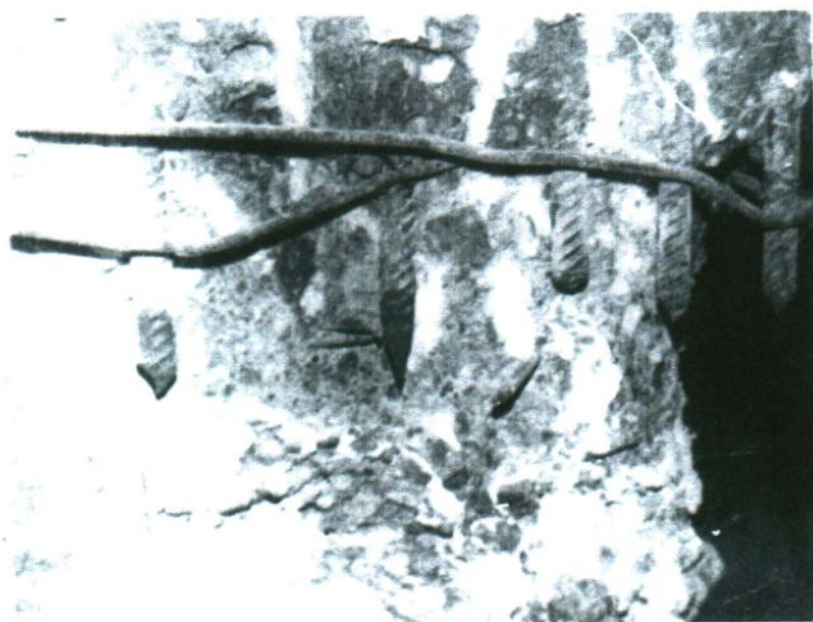


Foto II.18. Degradarea betonului și a armăturii datorită acidului sulfuric la baza unui stâlp, sub pardoseală (situație descoperită prin sondaj efectuat la fundație).

5. Acțiunea compușilor azotului

5.1. Acțiunea asupra betonului

5.1.1. Prezentarea fenomenelor

Cei mai activi compuși ai azotului asupra betonului sunt acidul azotic și azotatul de amoniu (acțiunea clorurii și sulfatului de amoniu au fost arătate la §2 și §3).

Acidul azotic reacționează cu compușii pietrei de ciment, respectiv cu oțelul, după reacțiile prezentate în figura II.18. În primă fază, acesta dezalcinizează betonul prin formarea azotatului de calciu în stratul superficial. Expunerea în prezența umidității la acțiunea acidului azotic, conduce la formarea în continuare a azotatului de calciu care, fiind solubil, se cojește în straturi succesive, pe măsura formării. O expunere continuă la soluții de acid azotic, conduce la intrarea în reacție și a altor compuși ai pietrei de ciment (silicații) astfel încât pe lângă produșii solubili (azotatul de calciu) se formează și geluri (hidroxid de siliciu), ceea ce produce distrugerea treptată, mult mai rapidă, a betonului în adâncimea elementului.

Azotatul de amoniu acționează asupra betonului după reacțiile prezentate în figura II.18. Această acțiune se caracterizează prin aceea că produșii formați prin reacție expandează și fisurează betonul.

Amoniacul are tendința de a se combina cu apa formând o bază slabă, se pare puțin agresivă față de beton.

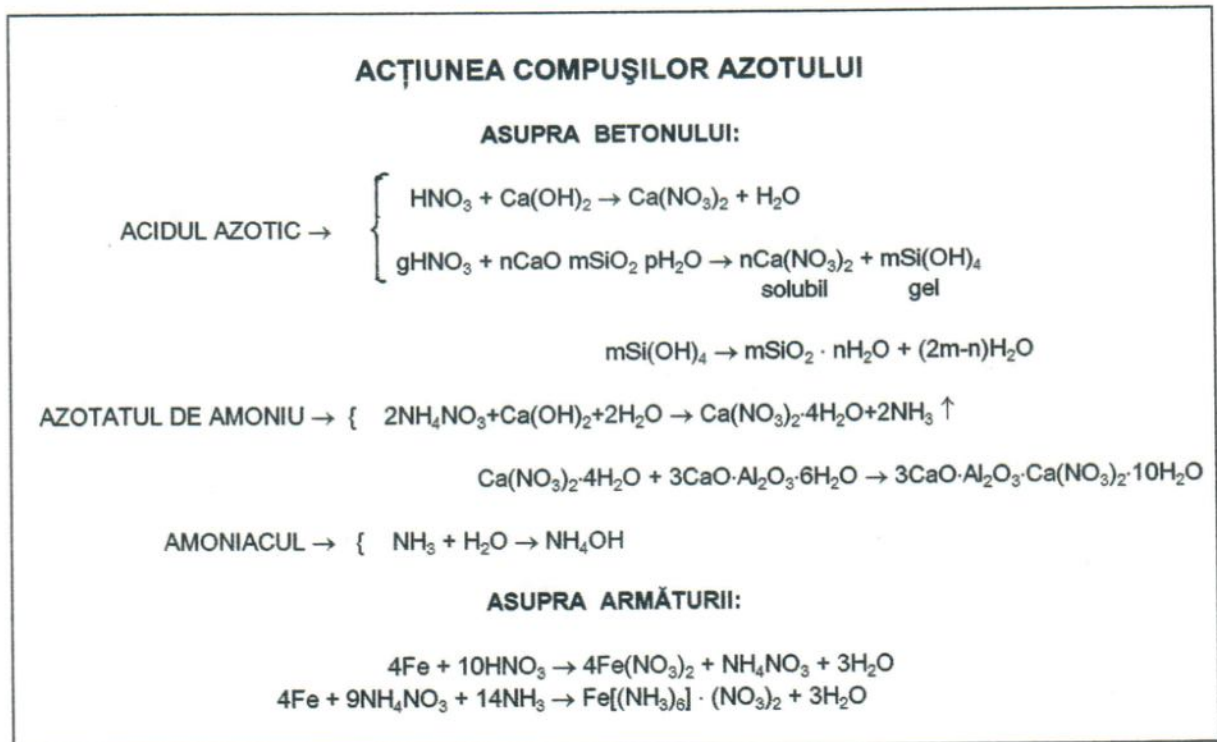


Fig. II.18. Acțiunea compușilor azotului asupra betonului și armăturii

5.1.2. Studii de caz

Ca și în cazul prezentat în foto II.18, infiltrațiile de acid azotic sub pardoseală (la obiectivul 2 din tabelul III.5) au condus la diminuarea cu peste 60 % a secțiunii unui stâlp la o structură din cadre etajată (foto II.19).



Foto II.19. Stâlp degradat sub pardoseală datorită acțiunii acidului azotic

Elementele de construcții expuse permanent acțiunii soluțiilor de azotat de amoniu (spălări) prezintă degradări sub formă de cojiri ale pietrei de ciment și levigarea produșilor formați (foto II.20).



Foto II.20. Dezintegrarea betonului sub acțiunea azotatului de amoniu



Foto II.21. Cojirea în straturi a betonului și armături secționate datorita acțiunii NH_4NO_3

Degradarea se produce mai repede decât în cazul coroziunii cu sulfat deoarece azotatul pătrunde și în masa betonului, stratul cojit fiind mult mai gros (foto II.21).

5.2. Acțiunea asupra armăturii

5.2.1. Prezentarea fenomenelor

Fierul nu este atacat de acidul azotic concentrat ci doar de cel diluat.

Coroziunea generalizată a oțelului în medii pe bază de azotat de amoniu se datorează capacității de oxidare a ionului de NO_3^- și a acțiunii de complexare a ionilor de Fe^{2+} de către ionii de NH_4^+ (fig. II.18). Producții de coroziune formați sunt neaderenți și neprotectori față de oțel [55].

Acțiunea azotatului se mai manifestă prin fragilizare și rupere în zonele în care rețeaua intercristalină a fost alterată, de exemplu prin îndoire (cazul etrierilor, foto II.20). În capătul fisurii intercristaline astfel formate, are loc un proces anodic de coroziune care conduce la secționarea armăturilor (vezi figura II.19.a. [56]).

Fenomenul mai poate apare ca o consecință a unui proces catodic în care, în anumite condiții, atomul de hidrogen apare ca produs intermediar și poate pătrunde în oțel. Recombinarea hidrogenului molecular cu oțelul determină o presiune locală internă foarte mare care are drept consecință fisurarea oțelului (fenomenul poartă denumirea de fragilizare cu hidrogen [45] vezi figura II.19.b și foto II.23).

5.2.2. Studii de caz

Aceste fenomene de coroziune au fost studiate cu ocazia expertizării turnurilor de granulare (instalații de producere a azotatului de amoniu, obiectivul 94, tabelul III.5) de la Ișalnița. Probe de armătură analizate la microscop au prezentat fisuri în zonele indoite (foto II.22 [57]).

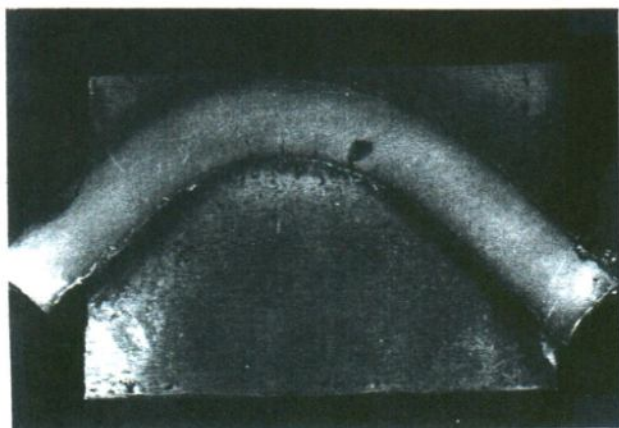


Foto II.22.a. Fisuri în zona de îndoire a armăturilor (mărire 2:1)

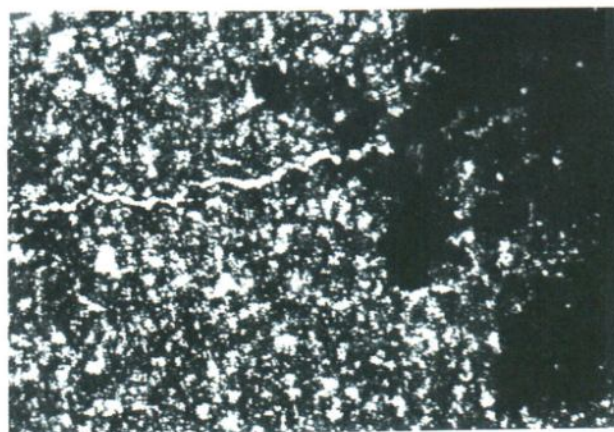


Foto II.22.b. Fisură intercristalină și producții de coroziune formați la suprafața armăturii (mărire 500:1)

Examinarea la microscop cu o mărire de 500:1 a evidențiat stratul de rugină care asigură pasivarea armăturii și fisura intercristalină (foto V.22.b).

Fenomenul de fragilizare a armăturii în zone nealterate mecanic a fost de asemenea evidențiat la același obiectiv [57]. În foto II.23 este prezentată o armătură aproape complet secționată prin fisurare (zona argintie reprezintă partea din armătură nefisurată).

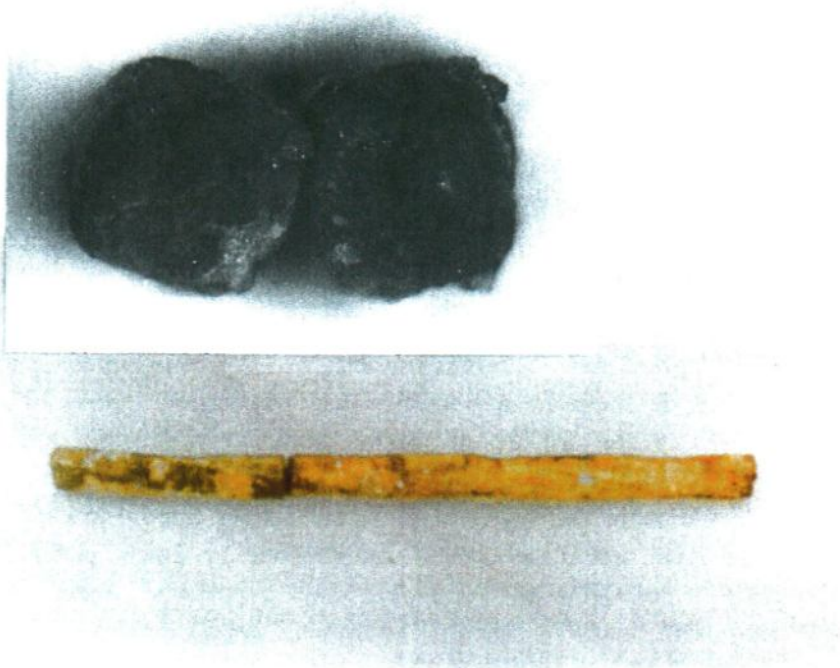


Foto II.23. Armătură fisurată prin acțiunea atomului de hidrogen (cu detaliu în secțiune)

6. Particularități privind coroziunea armăturilor pretensionate

6.1. Prezentarea fenomenelor

Fenomenele de coroziune a armăturilor sunt mult mai periculoase în cazul în care acestea se află sub tensiune. Astfel, datorită eforturilor permanente mari din armăturile pretensionate pot apărea ciupituri sau fisuri în care are loc un proces anodic de coroziune (fig. II.19.a). Acest tip de coroziune se numește coroziune fisurată sub tensiune [45].

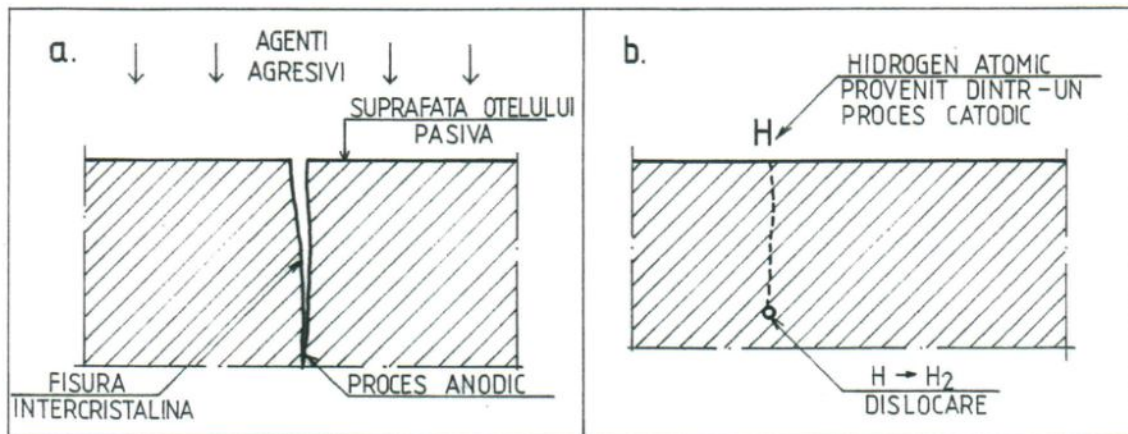


Fig. II.19.a. Fenomenul de coroziune fisurată a armăturii

Fig. II.19.b. Fragilizarea armaturii prin acțiunea atomului de hidrogen

Un alt fenomen care poate conduce la cedarea armăturii pretensionate este acela prin care atomul de hidrogen, rezultat ca produs intermediar în urma unui proces catodic sau din alte cauze (contact direct cu atmosfera, teacă din *pvc*), pătrunde în rețeaua intercrystalină a oțelului și crează o presiune internă care conduce la cedarea brusca a armăturii aflată sub tensiune (fig. II.19.b).

Coroziunea armăturii sub tensiune are loc în zonele în care stratul pasiv s-a degradat, fenomen care poate fi localizat (într-o fisură a elementului) sau generalizat (în cazul dezcalcinizării stratului de acoperire cu beton a armăturilor sau penetrării ionilor de clor).

6.2. Studii de caz

Cedarea fasciculelor de armătură (tip Korowkin) care asamblează bolțarii din care sunt alcătuiți stâlpii unei estacade (obiectivul 90 din tabelul III.5) s-a produs prin coroziune fisurată, în secțiunea de bază a stâlpilor, locul în care, periodic, s-au produs cicluri de umezire-uscare (foto II.24).

Penetrarea ionilor de clor prin betonul unui element armat cu armătură preîntinsă a produs coroziunea generalizată a toroanelor dinspre fibra inferioară și cedarea primului toron, odată cu fisurarea betonului (foto II.25, obiectivul 99 din tabelul III.5).



Foto II.24. Ruperea prin coroziune fisurantă locală a fasciculelor pretensionate care assemblează bolțarii unui stâlp.



Foto II.25. Cedarea unui toron la un element din beton precomprimat datorită coroziunii generalizate cu ioni de clor.

7. Acțiunea apelor dedurizate

7.1. Prezentarea fenomenelor

Apele cu duritate scăzută provin din recircularea apelor industriale, din topirea zăpezilor, din anumite ape curgătoare și în contact cu betonul au tendința de a dizolva și spăla din piatra de ciment, hidroxidul de calciu eliberat în timpul hidrolizei cimentului.

Dezagregarea pietrei de ciment începe cu combinațiile foarte bazice (hidrosilicați, hidroalumiinați și hidroferiți a căror compoziție depinde esențial de concentrația de Ca(OH)_2) și progresează pe măsura îndepărtării din soluție a varului liber format. În primă etapă este levigat hidroxidul de calciu existent în piatra de ciment, ulterior fiind dizolvat și cel eliberat datorită acțiunii hidrolitice a apei. Sub influența concentrației de Ca(OH)_2 , hidrosilicații, hidroalumiinații și hidroferiții pot să se transforme și să recrystalizeze sub forma unor alți hidrocompuși, cu eliberare de hidroxid de calciu. Aceste fenomene sunt însoțite de tensiuni în beton și apariția de microfisuri, defecte de structură care favorizează în continuare procesele de difuzie, accelerând coroziunea betonului până la decalcifierea totală a pietrei de ciment și transformarea sa într-un amestec de geluri de bioxid de siliciu hidratat, hidroxid de aluminiu hidratat și hidroxid feric, descrescând rapid rezistențele mecanice (fig. II.20. [16] [58]).

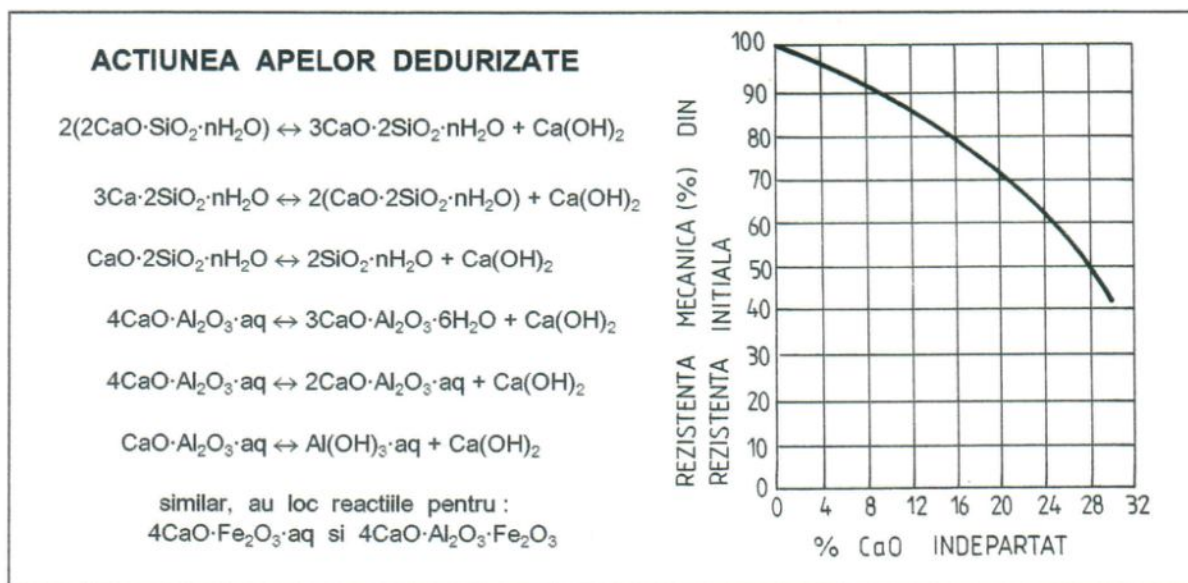


Fig. II.20. Acțiunea apelor dedurizate

Efectul de distrugere este condiționat de viteza de circulație a apei prin masa betonului, un rol important în limitarea coroziunii avându-l carbonatarea la suprafață a betonului.

7.2. Studii de caz

Efectele descrise mai sus sunt evidente la turnurile de răcire a apei recirculate din industrie, degradările acestor structuri mergând de la exfiltrări locale, în general prin defecte de execuție (segregări, fisuri) și până la penetrarea totală a plăcii din beton (foto II.26).



Foto II.26. Degradări ale betonului la un turn de răcire cu tiraj natural

8. Alte acțiuni corosive

Substanțele corosive față de beton și beton armat sunt prezentate în tabelul II.3. În continuare vor fi detaliate acțiunile corosive care nu au făcut obiectul subcapitolelor anterioare, accentuându-se asupra acelor care au constituit studii de caz cercetate de autor, din care se prezintă și exemplificările.

Tabelul II.3. Substanțe agresive față de beton și beton armat

Coroziune acidă	
ACIZI	
Minerall	Organici
Acid clorhidric	Acid acetic
Acid sulfuric	Acid formic
Acid azotic	Acid humic
Acid carbonic	Acid lactic
Acid fluorhidric	Acid tanic
Acid fosforic	Acid tartric
Hidrogen sulfurat	Acid butiric
Acid cloric	Acizi zaharici
Acid ionic	Acid oxalic
Acid bromic	Acid uric
FENOLI ALCOOLI ALDEHIDE	
Coroziune bazică	
BAZE	
NaOH; KOH; ureea; amine	
SARURI	
Anorganice	Organice
Cloruri (Na, Ca, NH ₄ , Mg ...)	Grasimi si uleiuri vegetale si animale
Sulfatți (Na, Ca, NH ₄ , Mg ...)	Grasimi si uleiuri minerale
Azotați (NH ₄ , Na, K ...)	Altele (acetati esteri steari sapunuri)
Sulfuri (Fe, C ...)	
Carbonați	
Fluoruri	
Silicați	
Cromați	
Coroziune biologică	
bacterii; microorganisme; licheni; alge; scoici	

8.1. Coroziunea de tip acid

8.1.1. Acțiunea acizilor minerali

8.1.1.1. Acidul carbonic

Acidul carbonic (H₂CO₃) este soluția apoasă a bioxidului de carbon gazos și este conținut în majoritatea apelor naturale (vezi § 3.1.2.1) și în apele (vapori) industriale, în cazul în care pH-ul acestora este mai mic de 6,5. Din cantitatea totală de CO₂ dizolvată în

apă, doar circa 1% este prezentă sub formă de acid carbonic, în timp ce restul rămâne sub formă de gaz dizolvat (fig. II.21).

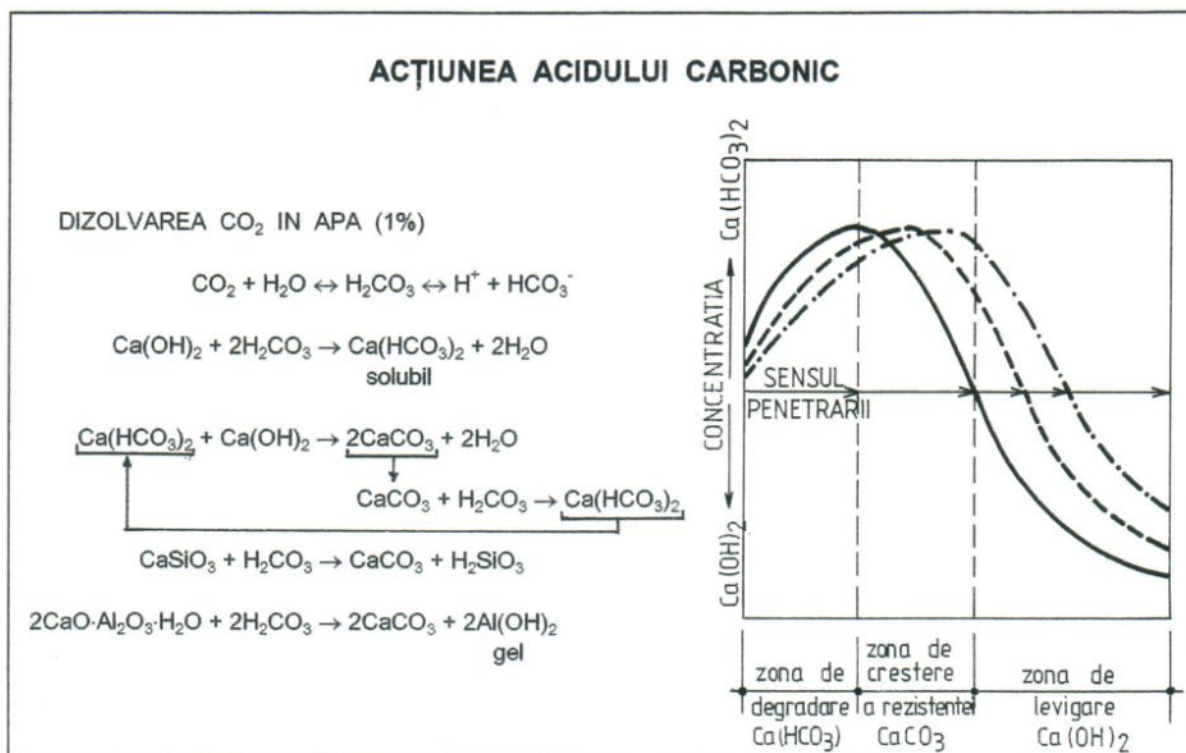


Fig. II.21. Acțiunea acidului carbonic asupra betonului

Sub acțiunea acidului carbonic din apă (sau vapori, în instalațiile industriale) rezultă carbonat de calciu și carbonat acid de calciu. În timp ce primul este practic insolubil, al doilea compus prezintă o solubilitate deosebit de ridicată. Rezultă că acțiunea agresivă se produce doar când concentrația de CO₂ depășește o anumită valoare de echilibru. În acest mod transformarea Ca(OH)₂ în Ca(HCO₃)₂ și levigarea acestuia este favorizată de hidroliza celorlalți constituenți ai pietrei de ciment în mod similar mecanismului de coroziune prin dizolvare-levigare (vezi §7).

Dinamica coroziunii carbonice prezintă trei stări succesive (fig. II.21.[68]). În prima stare, crește concentrația de Ca(HCO₃)₂ care, consumând din Ca(OH)₂, degradează piatra de ciment, pătrunzând treptat în beton. Urmează formarea CaCO₃ care, fiind insolubil, precipită treptat mărind rezistența pietrei de ciment. În continuare, apa având CO₂ consumat, are numai rolul de levigare a Ca(OH)₂ pe care îl dizolvă, fără a intra în interacțiune cu acesta. Efectul agresiv al acidului carbonic se extinde de asemenea și la hidrosilicați și la aluminatul hidratat de calciu.

În industrie, pe lângă apa cu acid carbonic pot apărea și vapori conținând acid carbonic utilizat în diferite instalații. În foto II.27 sunt prezentate degradările produse de vaporii de acid carbonic la planșeele și stâlpii unui tunel de ventilare. Se remarcă că sub betonul degradat, cojit, alcalinitatea se regăsește la 5...8 mm.



Foto II.27. Degradari datorate acidului carbonic

8.1.1.2. Acidul fluorhidric

Acidul fluorhidric se utilizează la instalațiile de obținere a îngrășămintelor chimice pe bază de fosfor intrând (în proporție de 1%) în componența soluției (pe lângă H_2SO_4 25% și Cl 0.01%) cu care se tratează fosforita $Ca_3(PO_4)_2$ în vederea obținerii acidului fosforic.

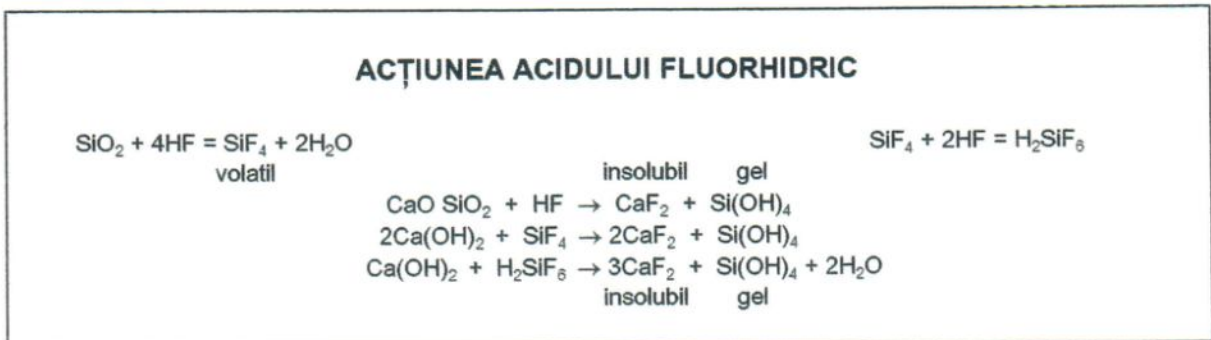


Fig. II.22. Acțiunea acidului fluorhidric asupra betonului

Acidul fluorhidric atacă puternic betonul chiar dacă formează săruri insolubile (CaF_2), întrucât descompune hidrosilicații de calciu și reacționează și cu agregatul silicios slăbind adeziunea acestuia la piatra de ciment (fig. II.22. [17]).

Deoarece în industria de îngrășăminte pe bază de fosfați, obținerea acestora se bazează pe utilizarea acidului sulfuric, coroziunea betonului datorată acidului fluorhidric este greu de decelat de cea datorată acidului sulfuric, care este preponderentă, și față de cea cu acid fosforic. În foto II.28 este prezentat un beton corodat cu substanțele utilizate la prepararea acidului fosforic (la stâlpul din foto II.28 se observă baza cămășuită datorită degradării acestuia sub pardoseală, ca în foto II.18).

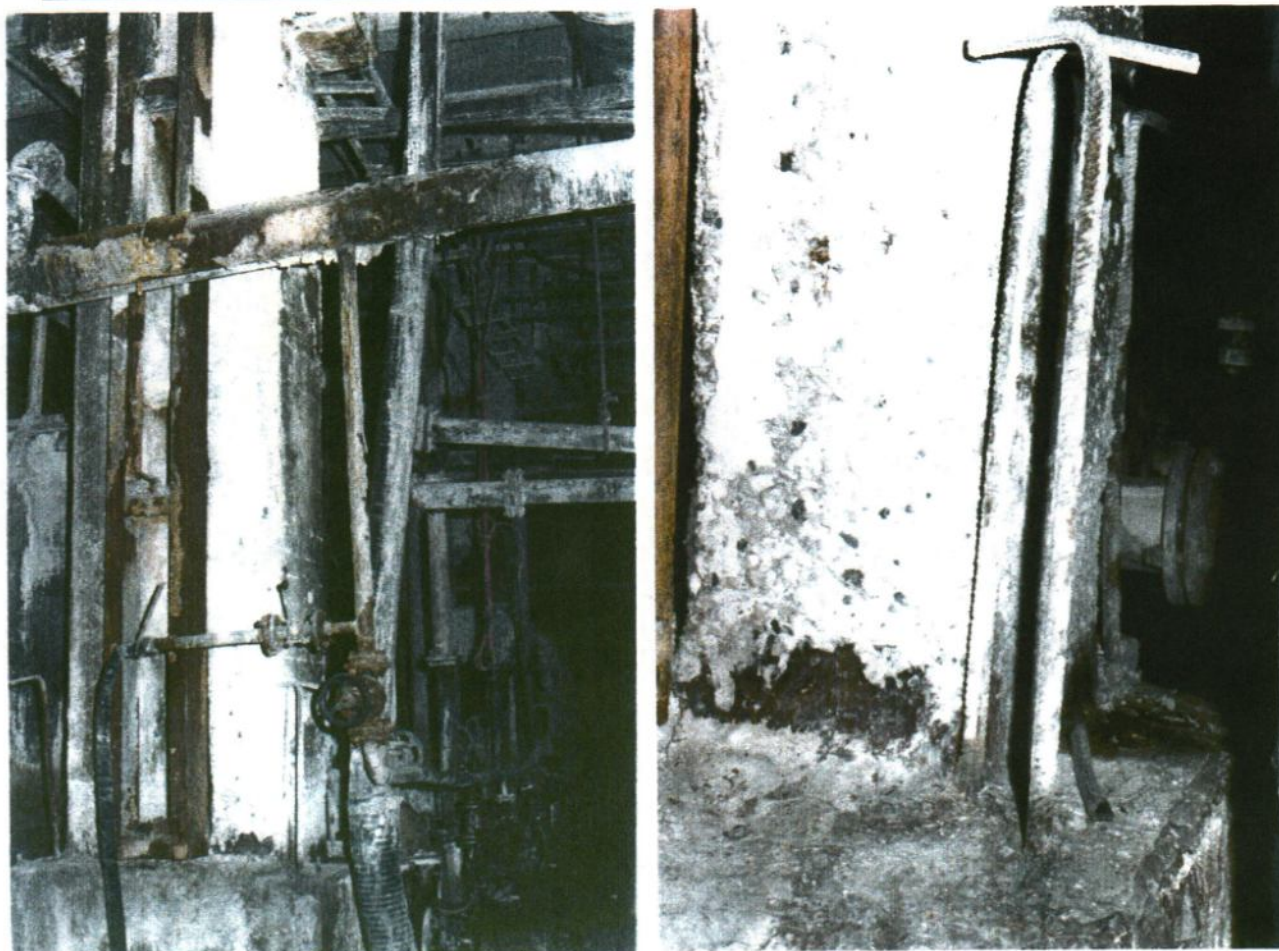


Foto II.28. Coroziunea betonului cu substanțe agresive conținând și acid fluorhidric (1%) pe lângă acid sulfuric și acid fosforic (ansamblu și detaliu)

8.1.1.3. Acidul fosforic

Acidul fosforic atacă piatra de ciment (fig. II.23), formând fosfați neutri (terțiari, $\text{Ca}(\text{PO}_4)_2$), fosfați monoacizi (secundari, CaHPO_4) și fosfați bazici (primari, $\text{Ca}(\text{H}_2\text{PO}_4)_2$)

ACȚIUNEA ACIDULUI FOSFORIC

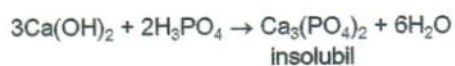
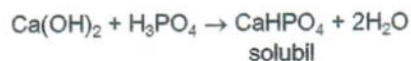
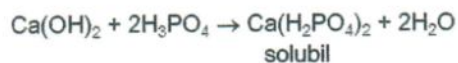


Fig. II.23. Acțiunea acidului fosforic asupra pietrei de ciment

Fosfații primari sunt în general solubili în apă, iar dintre cei secundari și terțiari se dizolvă în apă fosfații metalelor alcaline și cei de amoniu. Rezultă deci că acidul fosforic corodează betonul prin formarea fosfaților secundari și terțiari până în momentul formării fosfatului de calciu neutru care, fiind insolubil, formează un strat protector stopând coroziunea [17].

La fabricile de fosfat, unde în procesul tehnologic rezultă acid fosforic, coroziunea cu acest produs nu poate fi clar decelată de coroziunea cu ceilalți compuși (H_2SO_4 și HF) care au o acțiune asemănătoare dar mai violentă (vezi § 8.1.1.2.).

8.1.1.4. Hidrogenul sulfurat

Hidrogenul sulfurat este dăunător betonului în momentul în care oxidează devenind acid sulfuric (vezi §4 și fig. II.17). Hidrogenul sulfurat provine din activitatea industrială (vezi cap. I, §3.1.1.3) sau din putrezirea algelor.

Hidrogenul sulfurat mai poate acționa asupra betonului carbonat și prin formarea carbonatului acid de calciu și a hidrosulfurii de calciu, săruri solubile în apă [17] (vezi și fig. II.24). De asemenea, H_2S poate forma sulfură de fer (FeS) intrând în reacție cu armătura din betonul armat.

Se remarcă acțiunea acestor substanțe agresive în special pe platformele industriale unde se fabrică fibre artificiale (IFA Suceava, IFA Dej, CCH Brăila), coroziunea fiind specifică celei cu acid sulfuric (vezi §4).

8.1.1.5. Acizii cloric, bromic și iodic

Acidul cloric ($HClO_3$) și acidul bromic ($HBrO_3$), în soluții nediluate au același efect ca și acidul clorhidric (HCl, vezi §3). Acidul iodic (HIO_3) are un efect mai moderat [17].

8.1.2. Acțiunea acizilor organici

Acidul acetic (CH_3COOH) se combină cu $Ca(OH)_2$ din beton rezultând acetatul de calciu, substanță solubilă [17], acest acid fiind coroziv chiar în stare diluată.

Acidul formic ($HCOOH$) are efect asemănător acidului acetic, dar mai moderat, coroziunea producându-se cu viteză mai redusă [17]. Acest acid poate fi găsit la fabricile de hârtie, industria alimentară etc.

Acizii humici sunt mai slabi ca acidul acetic dar mai tari ca cel carbonic. Combinațiile lor cu oxidul de calciu sunt insolubile.

Acidul lactic ($CH_3CHOHCOOH$) levighează complet $Ca(OH)_2$ din beton. Acidul lactic provine din lapte nedegresat, din silozuri cu nutreț verde, din varză acră, bere acră. Atacă betonul la orice temperatură și în orice concentrație fiind agresiv și pentru cărămida obișnuită [59].

Acidul tanic ($C_{14}H_{10}O_9 \cdot 2H_2O$) dizolvă oxidul de calciu din beton descompunându-se el însuși în această reacție. Apare de obicei în tăbăcării.

Acidul tartric și vinul reacționează cu oxidul de calciu formând tartrat de calciu, substanță foarte puțin solubilă în apă, care umple porii betonului împiedicând propagarea coroziunii (deci vinul este indiferent față de beton [17]).

Acidul butiric (CH_7-COOH) se găsește sub formă de esteri în untul proaspăt și se prepară din fermentația zaharurilor [59].

Zahărul ($C_{12}H_{22}O_{11}$), siropul de sfeclă, melasa etc. sunt agresive față de beton, iar acțiunea acestora se pare că este asemănătoare cu acțiunea produselor petroliere care micșorează rezistența betonului printr-o acțiune de lubrefiere a particolelor [59].

Acidul oxalic ($((COOH)_2 \cdot 2H_2O)$) și sărurile sale alcaline se dizolvă în apă ușor în timp ce sarea sa de calciu nu este deloc solubilă. Acest acid nu este deloc agresiv și etanșează betonul [17].

Acidul uric este o substanță greu solubilă în apă, cu proprietăți slab acide [17].

8.1.3. Acțiunea fenolilor

Fenolii se găsesc în special în reziduuri industriale. Soluția apoasă de fenol, acidul carbolic (C_6H_5OH), este un acid slab care formează cu hidroxidul de calciu fenolat de calciu a cărui cristale au un efect temporar de etanșare a betonului. Aceste cristale pot uneori cauza o expansiune redusă, cristalizarea având loc fără apă [19].

8.1.4. Acțiunea alcoolilor

Alcoolii întâlniți în industrie sunt: alcoolul metilic, alcoolul etilic, alcoolul propilic și compușii săi analogi, glicolul și glicerina.

Alcoolul concentrat este higroscopic extrăgând apa din beton dar nu rezultă de aici că ar fi periculos pentru betonul întărit.

Soluțiile apoase de glicerină (2%) extrag oxidul de calciu din beton formând compuși solubili de glicerină și oxid de calciu. La concentrații mai mari (5...50 %) are loc o descompunere sub formă de nămol și se levighează și aluminații, oxizii de fier, bioxidul de siliciu hidratat etc. [19]. Se emite ideea că această acțiune este asemănătoare cu a zahărului dar este diferit caracterizată de unii autori (vezi [17] și [59]).

8.1.5. Acțiunea aldehydelor

Aldehida formică se comportă asemănător cu alcoolii, în aceasta formându-se acidul formic a cărui acțiune a fost discutată la §8.1.2).

8.2. Acțiunea bazelor

Soluțiile de alcali cu concentrații mai mari de 10% distrug betonul atât prin acțiunea lor asupra cimentului cât și asupra agregatelor (fig. II.27. [17]).

Agresivitatea soluțiilor de alcali crește cu creșterea temperaturii, ca urmare a creșterii vitezei de reacție.

Acțiunea distructivă a alcalilor (NaOH, KOH) se concretizează prin solubilizarea din beton a Al_2O_3 și SiO_2 . Acțiunea de dizolvare a hidroaluminaților și hidrosilicaților este intensă la o concentrație de peste 20% pentru cimentul portland (vezi figura II.24) și la o concentrație de 1...3 % pentru cimentul aluminos. De asemenea, soluțiile alcaline pot exercita și o acțiune peptizantă asupra cimentului, cu intensitate diferită în stadiile de întărire a cimentului [16].

Degradările betonului produse de leșii sunt frecvent întâlnite în industria fibrelor celulozice. Astfel, la un obiectiv de la IFA Suceava (instalația de xantogenare, obiectivul 14

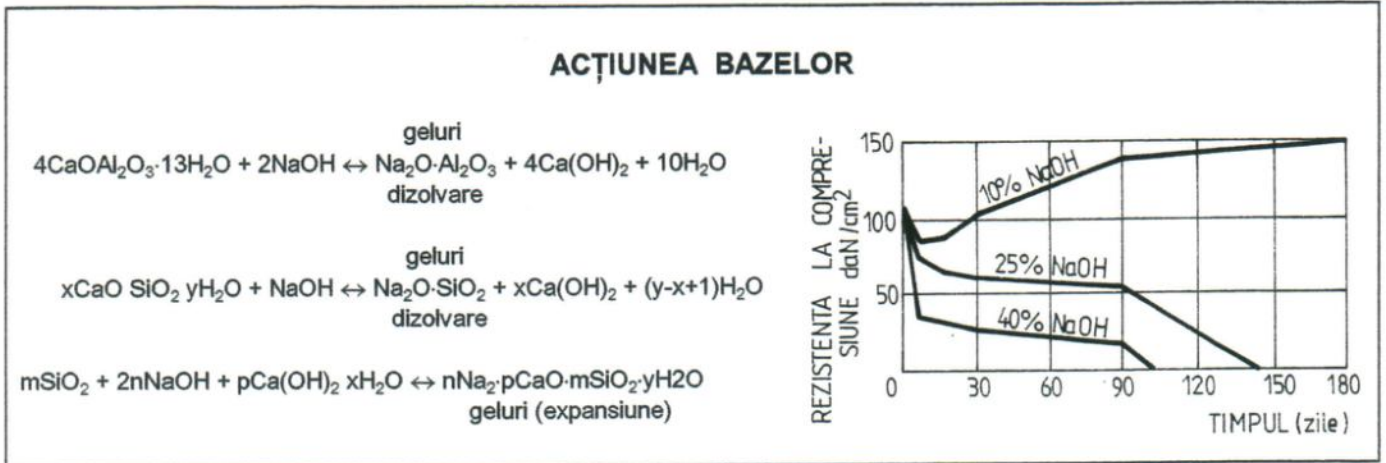


Fig. II.24. Acțiunea bazelor asupra betonului

din tabelul III.5) deversarea și stagnarea îndelungată a soluțiilor chiar diluate de NaOH (concentrație 4%) au condus la degradarea pardoselilor de beton armat, inclusiv a protecțiilor realizate din folie butarom și asfalt în mai puțin de 3 ani de exploatare. La o expunere mai îndelungată a elementelor de beton armat la acțiunea bazelor (leșie bisulfitică) acestea pot produce dezintegrarea betonului (foto II.29, CCH Letea Bacău).

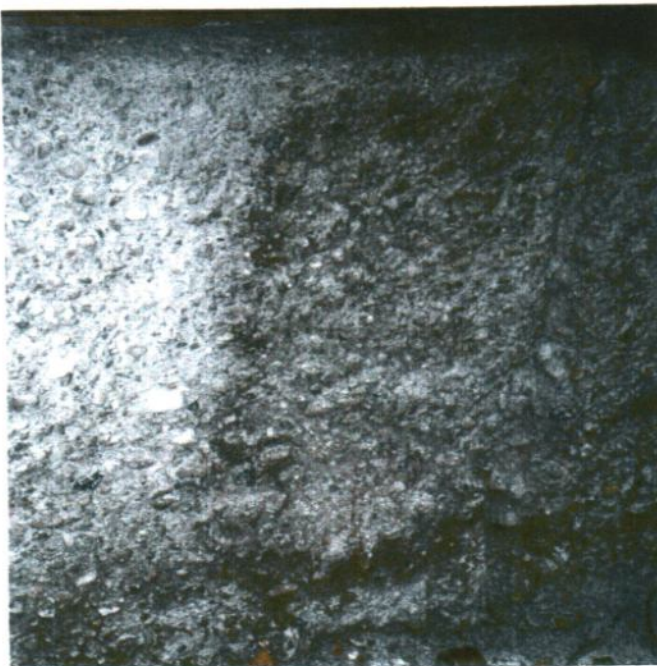


Foto II.29. Degradarea betonului datorită acțiunii corosive a leșiei



Foto II.30. Degradări datorate hidroxilaminei și mediului exterior -CFS Săvinești

Ureea $\text{CO}(\text{NH}_2)_2$ este o bază slabă, iar acțiunea acesteia se pare că are caracteristicile coroziunii produsă prin expansiune și dizolvare datorită prezenței radicalului NH_2^- .

Aminele sunt combinații organice ce derivă din amoniac [59] prin înlocuirea atomilor de hidrogen cu radicali de hidrocarbură, cu proprietăți bazice, asemănătoare amoniacului.

Fenomenele de degradare datorate de exemplu, hidroxilaminei sunt de asemenea foarte spectaculoase (foto II.30, obiectivul 13 din tabelul III.5).

8.3. Acțiunea sărurilor

Sărurile sunt produsele reacției chimice dintre o bază și un acid. Nu se pot da reguli generale cu privire la efectele sărurilor asupra betonului. Deoarece radicalul acid constituie la săruri sursa principală de pericole, orice acțiune posibilă de degradare trebuie să fie judecată pe baza acestui radical. Totuși coroziunea poate fi cauzată și de acțiune cationilor (de exemplu, Mg^{2+}) pe lângă cea a anionilor (radicalul acid). Deoarece liantul din beton conține cantități considerabile de ioni de Ca^{2+} și OH^- capabili să formeze compuși cu calciul, efectul cationilor de sare este funcție în primul rând de tendința lor de a reacționa cu anionii OH^- iar apoi de cea a anionilor sării de a acționa cu cationii Ca^{2+} . Efectul coroziv mai depinde și de proprietățile produsului rezultat, adică de solubilitatea sau insolubilitatea lui, de faptul că cristalizarea este însoțită de expansiune etc. Efectul sărurilor este în esență identic cu cel al acidului corespunzător, însă mai slab [17].

Sărurile pot fi anorganice sau organice (vezi tabelul II.3), acide, bazice sau neutre.

Efectul celor mai importante săruri a fost tratat anterior (efectul clorurilor §3, sulfurilor și sulfaților §4, azotaților §5 etc.).

8.3.1. Acțiunea sulfaților

Sulfații sunt dăunători pentru beton pentru că formează compuși ce produc expansiunea acestora (ghips, etringit). Cei mai importanți sulfați sunt: Na_2SO_4 , K_2SO_4 , $CaSO_4$, $(NH_4)_2SO_4$, $MgSO_4$, $SrSO_4$, $CuSO_4$, $ZnSO_4$, $KAl(SO_4) \cdot 12H_2O$ (alaun), $Al_2(SO_4)_3$, $MnSO_4 + 2H_2O$, $[Mn_2SO_4]_3$, $PbSO_4$, $FeSO_4 \cdot 7H_2O$, $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$, $NiSO_4 + 7H_2O$, CO_2SO_4 , $BaSO_4$. Despre efectele sărurilor marcate înclinat s-a discutat în § 4. În continuare vor fi arătate efectele celorlalte săruri.

$SrSO_4$ se dizolvă în apă și cu același efect ca și $CaSO_4$. $ZnSO_4$ cristalizează cu 5 molecule de apă și formează ghipsul în beton. $ZnSO_4$ are o acțiune asemănătoare (cristalizează cu 7 molecule de apă). Alaunul are efect asemănător cu $CaSO_4$ și Na_2SO_4 . În unele cazuri totuși, hidroxidul coloidal de aluminiu se formează automat, umple porii betonului și împiedică pătrunderea în continuare a soluției agresive. $Al_2(SO_4)_3$ cristalizează cu 18 molecule de apă și deci este agresiv față de beton. Sulfatul manganos și manganic corodează ca și ceilalți sulfați. Sulfații de fier sunt dizolvați în apă și sunt agresivi față de beton. Același efect se pare că îl prezintă și sulfatul de nichel. $BaSO_4$ nu se dizolvă în apă și nu este agresiv față de beton [17].

8.3.2. Acțiunea clorurilor

Clorurile sunt agresive față de beton așa cum s-a arătat în §3, cauzând degradări grave în primul rând elementelor de beton armat. Cele mai importante cloruri sunt: $NaCl$, KCl , NH_4Cl , $MgCl_2$, $CaCl_2$, $SiCl_2$, $BaCl_2$, $HgCl_2$, $AlCl_3$, $MnCl_2$, PCl_2 . Analog clorurilor, avem bromurile ($NaBr$) și iodurile (NaI). Efectele clorurilor notate înclinat au fost discutate în §3. Clorura de bariu și stronțiu are efect asemănător clorurii de calciu. $FeCl_2$ atacă betonul prin formarea hidroxidului de fier și clorurii de calciu. Efecte asemănătoare au $AlCl_3$ și $MnCl_2$,

HgCl_2 este de asemenea agresivă față de beton. NaBr și NaI ca și sărurile de potasiu corespunzătoare se comportă la fel ca NaCl .

8.3.3. Acțiunea azotaților, sulfurilor și carbonaților

Acțiunea NH_4NO_3 a fost discutată în §5. Ceilalți azotați NaNO_3 , KNO_3 , $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$, $\text{Ni}(\text{NO}_3)_2$, $\text{P}_6(\text{NO}_3)_2$ nu sunt dăunători [17].

Sărurile hidrogenului sulfurat sunt la fel de dăunătoare ca și hidrogenul sulfurat, formând prin oxidare sulfați.

Carbonații nu sunt dăunători pentru beton.

8.3.4. Acțiunea fluorurilor, silicaților și cromaților

Fluorurile și silicații au efect favorabil asupra betoanelor. Bicromatul de potasiu este foarte agresiv față de beton iar permanganatul de potasiu este inofensiv.

8.3.5. Acțiunea grăsimilor și uleiurilor minerale

Produsele rezultate din distilarea țițeiurilor (benzina, uleiurile etc.) în stare pură nu sunt vătămătoare pentru beton. Ele sunt vătămătoare în măsura în care conțin impurități (în special sulf, diferiți acizi etc.).



Foto II.31. Degradări ale betonului cu defecte structurale sub acțiunea benzinei.



Foto II.32. Degradări la planșee penetrate de uleiuri minerale.

S-au observat degradări avansate ale betonului la structuri supuse acțiunii benzinei timp mai îndelungat, sub formă de cojiri ale pietrei de ciment și dezagregarea în oarecare măsură a betonului datorită penetrării benzinei prin defecte structurale (fisuri, segregări, foto II.31, obiectivul 73 din tabelul III.5).

Uleiurile pătrunse în beton micșorează rezistența mecanică a acestuia având un efect lubrefiant între particolele pietrei de ciment și între acestea și agregat. Astfel, rezistența betonului poate scăde până la peste 50% din cea inițială, dar dacă uleiul este extras din beton, acesta își recapătă în mare măsură caracteristicile inițiale[60]. Fenomene de degradare cu ulei a betonului se observă mai ales la planșeele pe care sunt dispuse mașini din care există posibilitatea scurgerii uleiului de lubrefiere a acestora (industria textilă, de exemplu, foto II.32, obiectivul 35 din tabelul III.5).

8.3.6. Acțiunea grăsimilor și uleiurilor vegetale și animale

Acțiunea corosivă a grăsimii animale apare datorită esterilor glicerinei și acizilor grași, acțiune catalizată de apa caldă utilizată la spălarea pardoselilor în industria alimentară [59]. Uleiul de rapiță, in, ricin, untură de porc, de pește se combină cu $\text{Ca}(\text{OH})_2$ și formează săruri (săpunuri de calciu). Agresivitatea uleiurilor depinde și de vâscozitatea lor. Cu cât vâscozitatea este mai mare cu atât acestea sunt mai puțin agresive.

8.3.7. Acțiunea altor săruri

În materiile organice utilizate în industrie există o multitudine de alte săruri provenite din reacția unor acizi organici cu baze. Astfel sunt acetatii, esterii, stearii, săpunurile care au acțiuni diferite asupra betonului iar degradările păstrează în general caracterul degradărilor produse de acidul respectiv. De asemenea, derivații proveniți din grăsimi păstrează, se pare, caracterul agresiv al acestora.

De exemplu, acetatul de butil corodează betonul prin solubilizarea și îndepărtarea unor componenți ai pietrei de ciment (foto II.33, obiectivul 53 din tabelul III.5).



Foto II.33. Degradări datorate acetatului de butil

8.4. Coroziunea biologică

Coroziunea biologică este condiționată de prezența microorganismelor (bacteriilor) aerobe (cele care se dezvoltă în prezența oxigenului) și anaerobe (cele care se dezvoltă în lipsa oxigenului).

Bacteriile aerobe oxidează cu ajutorul enzimelor specifice substanțelor organice din apele reziduale, transformându-le în CO_2 , H_2S , SO_2 , săruri de Ca, Mg, P, K etc. (pot apare în faze intermediare NH_3 , H_2S). În continuare, SO_2 și sulful sunt oxidate până la sulfați cu efectele cunoscute asupra betonului (fig. II.25, §4).

Bacteriile anaerobe își procură oxigenul prin reducerea substanțelor organice sau anorganice și descompunerea lor (glucoză până la acid lactic sau acetic, sulfații până la sulf sau hidrogen sulfurat etc.).

Bacteriile de fier pot provoca de asemenea, coroziunea betonului. Apa cu conținut mare de Fe ce percolează prin beton poate favoriza apariția la suprafața betonului, în prezența aerului, a bacteriilor de fier. Sub aceste culturi de bacterii betonul se exfoliază datorită activității fiziologice ce are loc cu degajări considerabile de CO_2 [17].

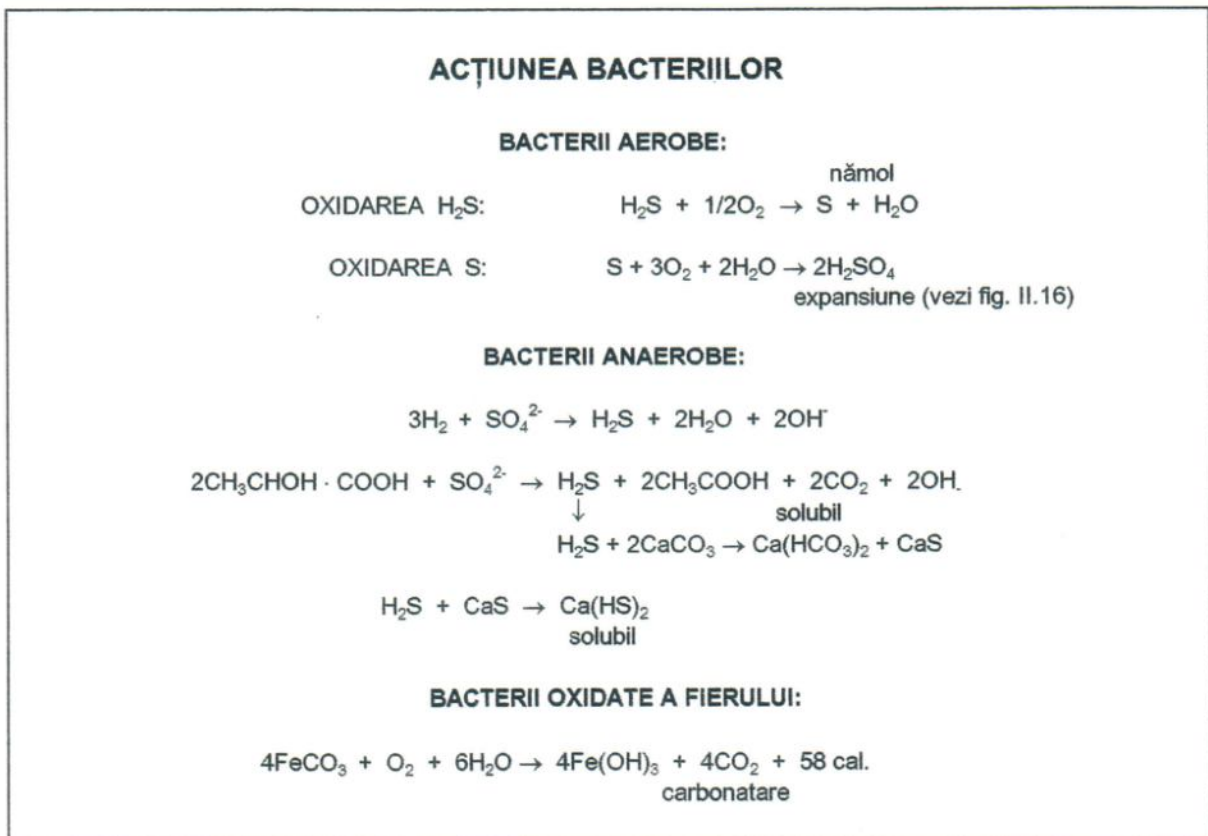


Fig. II.25. Acțiunea microbiologică asupra betonului

Algele și mușchii depuși pe betoane, în urma asimilării clorofiliene elimină CO_2 , iar la putrezire formează acizi humici producând o coroziune acidă a betonului (vezi §8.1.2.) [17]. Ciupercile xilofage crează un mediu puternic acid, corodând în același fel betonul.

8.5. Sinteza acțiunilor corosive

O sinteză a acțiunii substanțelor asupra betonului este prezentată în tabelul II.4 [61].

Tabelul II.4. Acțiunea substanțelor chimice asupra betonului.

acid acetic <10 %	dezintegrare lentă	grăsimi de vită	grăsimea solidă dezintegrează lent; grăsimea topită mai rapid
acid acetic 10 %	idem		
acid acetic 30 %	idem	bere	poate conține ca produși de fermentare acid acetic, carbonic, lactic sau tanic
acetona	penetrare; poate conține acid acetic cu impurități		
apă acidă pH < 6.5 (a)	dezintegrare lentă; în betonul poros sau fisurat atacă oțelul	benzol	pierdere de lichid prin penetrare
alcool	vezi alcoolul etilic și alcoolul metilic	soluții de albire	vezi substanțe specifice ca: acid hipoclorit, hipoclorit de sodiu, acid sulfuros etc.
ulei de migdale	dezintegrare lentă	acid ortoboric	vezi acid boric
alaun	vezi sulfatul de aluminiu și potasiu	borax	neagresiv
clorură de aluminiu	dezintegrare rapidă; atacă oțelul în betonul poros sau fisurat	acid boric	efecte neglijabile
		saramură	vezi clorură de sodiu sau altă sare
sulfatul de aluminiu	dezintegrare; în betonul poros sau fisurat atacă oțelul	bromamine	bromaminele gazoase dezintegrează; bromaminele lichide dezintegrează dacă conțin acid hidrobromic și umezeală
amoniac lichid	agresiv doar dacă conține săruri agresive de amoniu		
amoniac vapori	poate dezintegra lent betonul umed sau ataca oțelul în betonul poros sau fisurat	pastă de unt	dezintegrare lentă
		stearat de butil	dezintegrare lentă
		bisulfid de calciu	dezintegrare rapidă
sulfatul de amoniu	dezintegrează; atacă armătura în betonul poros sau fisurat	clorură de calciu	în betonul poros sau fisurat atacă oțelul (b); coroziunea oțelului poate cauza crăparea betonului
carbonatul de amoniu	neagresiv		
clorura de amoniu	dezintegrare lentă; atacă armătura în betonul poros sau fisurat	hidroxid de calciu	neagresiv
		azotat de calciu	neagresiv
		sulfat de calciu	dezintegrează betonul rezistent la sulfați
cianit de amoniu	dezintegrare lentă	carbazol	neagresiv
fluorură de amoniu	dezintegrare lentă	acid carbonic	vezi fenol
hidroxid de amoniu	neagresiv	bioxid de carbon	ca gaz poate cauza o contracție permanentă (vezi și acid carbonic)
azotat de amoniu	dezintegrare, la betonul poros și fisurat atacă oțelul		
oxalat de amoniu	neagresiv	sulfura de carbon	poate dezintegra lent
sulfat de amoniu	dezintegrează; atacă oțelul în betonul poros și fisurat	tetraclorură de carbon	pierdere de lichid prin penetrare prin beton
sulfură de amoniu	dezintegrează	acid carbonic	dezintegrare lentă (c)
sulfid de amoniu	dezintegrează	ulei de ricin	dezintegrare, în special în prezența aerului
superfosfat de amoniu	dezintegrează; în betonul fisurat sau poros, atacă oțelul	salpetru de Chile	vezi azotat de sodiu
tiosulfat de amoniu	dezintegrează	ulei de lemn de China	ca lichid dezintegrează lent, umed sau în pelicule este neagresiv
deșeuri animale	vezi deșeuri casnice tăiate		
antracen	neagresiv		
acid arsenic	neagresiv	clor gazos	dezintegrare lentă
cenuși	agresive la umezeală, când sulfații și sulfurile sunt levigate (vezi sulfat de sodiu)	soluție de crom pentru acoperiri (a)	dezintegrare lentă

gaze de eșapament	pot dezintegra betonul umed prin acțiunea acizilor carbonic, nitric sau sulfuros	acid cromic 5%	atacă oțelul în beton poros sau fisurat
		acid cromic 10%	idem
bicarbonat de sodiu	vezi carbonat de sodiu	acid cromic 50%	idem
hidroxid de bariu	neagresiv	acid cromic 60%	idem
cidru	dezintegrare lentă (vezi acid acetic)	lichior de pește	dezintegrare (f)
		ulei de pește	dezintegrare lentă
zgură	agresiv în stare uscată; când sulfurile și sulfații se dizolvă (vezi sulfat de sodiu de ex.)	gaze arse	gazele fierbinți (400...1100 F) cauzează tensiuni termice; răcite, condensează sulfuri, acid hidrocloric, dezintegrare lentă
zguri fierbinți	cauzează expansiune termică		
cărbune	sulfurile dizolvate din cărbunele umed oxidează în acid sulfuros sau sulfuric sau sulfat de fier	ulei comestibil	dezintegrare lentă
		formaldehidă 35%	acid formic, format în soluție, dezintegrare lentă
		formalină	vezi formaldehidă
gudron din cărbune	vezi antracen, benzol, carbazol, chrysen, creozot, cumol, parafină, fenantren, fenol, tluen, xilol	acid formic 10%	dezintegrare lentă
		acid formic 30%	idem
		acid formic 90%	idem
sulfat de cobalt	dezintegrează betoanele rezistente la sulfați	sucuri din fructe	acid hidrofluoric, alți acizi, și zahărul provoacă dezintegrarea (vezi și fructe fermentate, cereale, vegetale, extracte)
ulei din boabe de cacao	dezintegrează în special în prezența aerului	apă gazoasă	săruri de amoniu sunt rareori prezente în cantitate suficientă pentru a dezintegra
ulei din nucă de cocos	idem		
ulei din ficat	dezintegrare lentă	gazolină	pierdere de lichid prin penetrare
cox	sulfurile dizolvate în cox umed oxidează în sulfuri sau acid sulfuric	glucoză	dezintegrare lentă
		glicerină	idem
		cereale	vezi fructe fermentate, cereale vegetale, extracte
clorura de cupru	dezintegrare lentă	miere de albine	neagresive
soluție de cupru pentru protecții (a)	neagresivă	acid humic	dezintegrare lentă
sulfat de cupru	dezintegrează betonul rezistent la sulfați	acid hidrocloric 10 %	dezintegrează rapid inclusiv oțelul
sulfură de cupru	agresivă, dacă conține sulfat de cupru	acid hidrocloric 30 %	idem
sirop de cereale	dezintegrare lentă	acid hidrofluoric 10 %	idem
sublimat corosiv	vezi clorura de mercur	acid hidrofluoric 30 %	idem
creozot	prezență fenol, dezintegrare lentă	acid hidrofluoric 40 %	idem
cumol	pierdere de lichid prin penetrare	acid hidrofluoric 75 %	idem
gaze diesel	vezi gaze de eșapament la automobile și diesele	hidrogen sulfurat	neagresiv, dar la umiditate, oxidează în acid sulfuros; dezintegrare lentă
dinitrofenol	dezintegrare lentă		
sarea Epson	vezi sulfatul de magneziu		
alcool etilic	penetrare	acid hipocloros	dezintegrare lentă
eter etilic	idem	10%	
etilen glicol	dezintegrare lentă (d)	iod	dezintegrare lentă
fecale	vezi bălegar	clorură de fier	vezi clorură feroasă, clorură ferică
fructe fermentate, cereale, vegetale sau extracte	fermentarea industrială produce acid lactic (e); dezintegrare lentă	ulei de in	lichid dezintegrează lent, umed sau în pelicule este inofensiv
clorură ferică	dezintegrare lentă		

azotatul feric	neagresiv	gaze de la locomotivă	pot dezintegra betonul umed prin acțiunea acizilor carbonic, azotic sau sulfuros (vezi și gaze de eșapament la automobile și diesele)
sulfură ferică	neagresiv dacă conține sulfat feric	ulei lubrefiant	uleiurile grase, dacă sunt prezente, dezintegrează lent
clorură feroasă	dezintegrare lentă	leșie	vezi hidroxid de sodiu
sulfat feros	dezintegrează betonul nere-zistent la sulfați	minereu	dizolvând sulfurile din minereul umed, oxidează la acid sulfuric și sulfat feros
îngrășămintele	vezi sulfatul de amoniu, superfosfatul de amoniu, bălegarul, potasiu, azotatul de sodiu	acid oxalic	neagresiv; protejează rezervoarele împotriva acidului acetic, bioxidului de carbon și apei sărate; otrăvitor, nu se utilizează cu mâncare și apă de băut
ulei de mașină	uleiurile grase, dacă sunt prezente, dezintegrează lent	parafina	penetrarea superficială nu este agresivă, dar nu se va utiliza la suprafețe foarte poroase ca zidăriile din blocuri de beton (v)
clorură de magneziu	dezintegrare lentă în betonul poros și fisurat atacă oțelul	ulei	dezintegrare lentă
sulfat de magneziu	dezintegrează betonul, nere-zistent la sulfați	acid percloric 10%	dezintegrează
balegă	dezintegrare lentă	percloretilenă	pierdere de lichid prin penetrare
margarină	margarina solidă dezintegrează lent, cea topită, mai repede	fenantren	pierdere de lichid prin penetrare
terci pentru fermentare	acid acetic și lactic și zahăr, dezintegrare lentă	fenol 5%	dezintegrare lentă
sulfat de fier	vezi sulfatul feric, sulfat feros	fenol 15...25%	idem
sulfid de fier	vezi sulfid feric	acid fosforic 10%	idem
vitriol de fier	vezi sulfat feros	acid fosforic 85%	idem
kerosen	pierdere de lichid prin beton	saramură	atacă oțelul în betonul poros și fisurat
acid lactic 5%	dezintegrare lentă	smoală	neagresivă
acid lactic 25%	idem	sulfat de aluminiu și potasiu	dezintegrează betonul nere-zistând la sulfați
untură	dezintegrare lentă; lichidă, mai rapid	carbonatul de potasiu	neagresiv dacă nu este prezent sulfatul de potasiu
azotat de plumb	dezintegrare lentă	clorura de potasiu	atacă oțelul în betonul poros sau fisurat
plumb rafinat (q)	dezintegrare lentă	cianură de potasiu	dezintegrare lentă
salpetru de Leuna	vezi azotat de amoniu și sulfat de amoniu	dicromat de potasiu	dezintegrare
ulei de lignit	dacă sunt prezente uleiuri grase, dezintegrează lent	hidroxid de potasiu 15%	neagresiv (h)
clorură mercurică	dezintegrare lentă	idem 25%	dezintegrează betonul
clorură mercuroasă	idem	idem 95%	idem
alcool metilic	pierdere de lichid prin penetrare	azotat de potasiu	dezintegrare lentă
metil etil cetone	idem	permanganat de potasiu	neagresiv numai dacă este prezent sulfatul de potasiu
metil izoamil cetone	idem	sulfat de potasiu	idem
metil izobutil cetone	idem	sulfura de potasiu	neagresiv numai dacă nu este prezent sulfatul de potasiu
lapte	neagresiv, totuși vezi lapte acru	pirita	vezi sulfura ferică, sulfura de cupru
deșeuri de ape de mare	prezența sulfurilor, sulfaților sau acizilor dezintegrează betonul și atacă oțelul în beton poros sau fisurat		
ulei mineral	uleiurile grase, dacă sunt prezente, dezintegrează lent		
spirt mineral	pierdere de lichid prin penetrare		
melasă	la temperatura 120 F, dezintegrare lentă		
acid clorhidric	vezi acid hidrosopic		
soluție de acoperire de Ni (v)	sulfatul amoniacal de nichel, dezintegrează lent		

sulfat de Ni	dezintegrează betoanele nerezistente la sulfați	ulei din semințe de rapiță	dezintegrează în special în prezența aerului
niter	vezi azotat de potasiu	blocuri de sare	vezi clorura de sodiu
acid azotic 2%	dezintegrare rapidă	sacâz	neagresiv
acid azotic 5%	idem	pipirig	vezi clorura de amoniu
acid azotic 10%	idem	sodă cristalizată	vezi carbonat de sodiu
acid azotic 20%	idem	naturală	
acid azotic 30%	idem	sare pentru dezghețarea drumurilor	ca și clorura de calciu, clorura de magneziu, clorura de sodiu
acid azotic 40%	idem		
acid cleic 100%	neagresiv	salpetru	vezi azotat de potasiu
oleum	vezi acid sulfuric 110%		
apa de mare	dezintegrare beton, nerezistent la sulfați; atacă oțelul în betonul poros și fisurat	bioxid de sulf	cu umiditatea, formează acidul sulfuros
		acid sulfuric	dezintegrare rapidă
deșeuri	acizii acetic, butiric, lactic (și câteodată agenții cu fermentare sau acizii sulfuric sau hidrocloric) dezintegrează lent	10...80%	
		acid sulfuric 93%	dezintegrare
		acid sulfuric concentrat	dezintegrare
deșeuri casnice (w)	acizii organici dezintegrează	acid sulfuric 110% (oleum)	dezintegrare
nămol	vezi apa de canalizare, hidrogen sulfurat	acid sulfuros	dezintegrare rapidă
apă gazoasă	vezi acid carbonic	acid tanic	dezintegrare lentă
bicarbonat de sodiu	neagresiv	coajă pentru tăbăcit	poate dezintegra lent dacă este umed
bisulfat de sodiu	dezintegrează	zeamă de tăbăcit	dezintegrează dacă este acid
bisulfid de sodiu	idem	soluție de acid tartric	neagresiv
bromură de sodiu	idem	tutun	acizii organici, dacă sunt prezenți, dezintegrează lent
carbonat de sodiu	neagresiv, cu excepția cimentului cu aluminat de Ca	toluen	penetrare
clorură de sodiu	atacă oțelul din betonul poros sau fisurat (b); coroziunea oțelului poate provoca fisurarea betonului	tricloretilenă	idem
		fosfat trisodic	neagresiv
cianură de sodiu	dezintegrare lentă	terebentină	atac moderat; pierdere de lichid prin penetrare
bicromat de sodiu	în soluție diluată, dezintegrează lent	uree	neagresiv
hidroxid de sodiu 1...10%	nepericuloasă (h)	urină	atacă oțelul din beton poros sau fisurat
hidroxid de sodiu > 20%	dezintegrare lentă	legume	vezi fructe, cereale, legume fermentate, extracte
hipoclorit de sodiu	dezintegrare lentă	oțet	dezintegrează lent (vezi acid acetic)
azotat de sodiu	idem		
azotit de sodiu	idem	vin	neagresiv; este necesar să se prevină contaminarea cu parfum
fosfat de sodiu (monobazic)	idem	miez de lemn	neagresiv
sulfat de sodiu	dezintegrează betonul nerezistând la sulfați	xilol (xileni)	penetrare lichid prin beton
tiosulfat de sodiu	dezintegrează lent betonul nerezistând la sulfați	clorură de zinc	dezintegrare lentă
lapte acru	acidul lactic dezintegrează lent	azotat de zinc	neagresiv
		soluții rafinate de zinc	dacă sunt prezenți acizii hidrocloric sau sulfuric, dezintegrează betonul
clorură de stronțiu	neagresivă	zgură de zinc	sulfatul de zinc formează uneori prin oxidare
zahăr	dezintegrare lentă		
leșie bisulfitică	dezintegrează	sulfat de zinc	dezintegrare lentă

- a - apa cu $\text{pH} > 6.5$ poate fi gresivă dacă conține bicarbonat (apele naturale au în mod obișnuit un $\text{pH} > 7$ și rareori mai mic ca 6, totuși, valoarea pH -lui mai mică ca 4 a fost și ea depistată); pentru pH mai mic ca 3, se protejează împotriva dizolvării cu acid;
- b - frecvent utilizat pentru dezghețarea pavajului; dacă betonul conține, de asemenea, puțin aer antrenat sau este mai tânăr de o lună, aplicarea repetată poate provoca cojire a suprafeței;
- c - bioxidul de carbon dizolvat în apa naturală, formează o soluție de acid carbonic; dacă se dizolvă în concentrație de $0,9...3 \text{ ppm}$ devine distructiv pentru beton;
- d - frecvent utilizat ca antigel pentru avioane, la betoane conținând și aer antrenat, poate provoca cojirea suprafeței;
- e - în plus, tendința unor materiale de același fel de a fermenta, a mîncării și a deșeurilor menajere de a se strica, produce acid lactic;
- f - conține acid carbonic, ulei de pește, hidrogen sulfurat, metilamină, brine, alte materiale potențial reactive;
- g - apa utilizată pentru curățirea gazului de cărbune;
- h - totuși în unele perimetre limitate, unde betonul de realizează cu agregate reactive, se poate produce expansiunea distructivă;
- n - compus în special din azotat, oxigen, bioxid de carbon, oxid de carbon și vapori de apă; conține și hidrocarburi nearchive, hidrocarburi parțial arse, oxizi de azot, oxizi de sulf; bioxidul de sulf și oxigenul, sub efectul razelor solare poate produce ozon care reacționează cu unele produse organice formând formaldehide, peracilnitrat și alte produse;
- o - fiecare conține trioxid de clor și mici cantități de sulfați sau sulfat cromatic de amoniu aproape saturat) și sulfat de sodiu;
- p - mai multe tipuri de soluții se utilizează, inclusiv:
- (a) sulfați - conține sulfat de cupru și acid sulfuric;
 - (b) cianuri - conține cianură de cupru și sodiu și carbonat de sodiu;
 - (c) Rochele - conține cianuri, carbonat de sodiu și tartrat de sodiu și potasiu;
 - (d) altele ca: fluorobați, pirofosfat, amine, cianură de potasiu.
- q - conține fluorosilicați de plumb și acid fluorosilicic;
- r - se referă la arderea cărbunelui a cărui produse sunt CO_2 , de apă, azotați, hidrogen sulfurat, funingine, cenușă;
- u - betonul poros care a absorbit o cantitate mare de parafină topită și este imersat în apă după ce parafina s-a solidificat este dezintegrat de forțele de absorbție;
- v - conține clorură de nichel, sulfat de nichel, acid boric și ioni de amoniu;
- w - poate conține combinații de sânge, grăsimi și ulei, bilă și alte sucuri digestive, materii vegetale parțial digerate, urină, bălegar, cu variații ale cantității de apă;
- x - în mod obișnuit conține sulfat de zinc și acid sulfuric, concentrația de acid sulfuric poate fi scăzută (aproximativ 6 % în procesele cu densitate redusă) sau mai mare (aproximativ 22 ... 28 % în procesele cu densitate mare).

9. Acțiuni proprii betonului

9.1. Reacția alcali-agregat

Agregatele reactive sunt agregatele care conțin forme active ale bioxidului de siliciu și care participă activ la reacțiile cu alcalii din ciment formând produși care expandează.

Factorii care influențează reacțiile alcali-agregat sunt [61]:

- conținutul de alcali în ciment, dar și cantitatea de alcali eliberată de unele agregate;
- conținutul și tipul mineralelor instabile din agregat;
- umiditatea mediului înconjurător și ciclurile de uscare-umezire;
- temperatura.

Prin reacția SiO_2 reactiv cu alcalii din ciment se formează geluri care în prezența umidității se umflă (fig. II.26). De asemenea, se produc reacții expansive și datorită prezenței unor agregate cu conținut de MgCO_3 sau CaMgCO_3 (dolomită), mărirea de volum fiind de circa 15%.

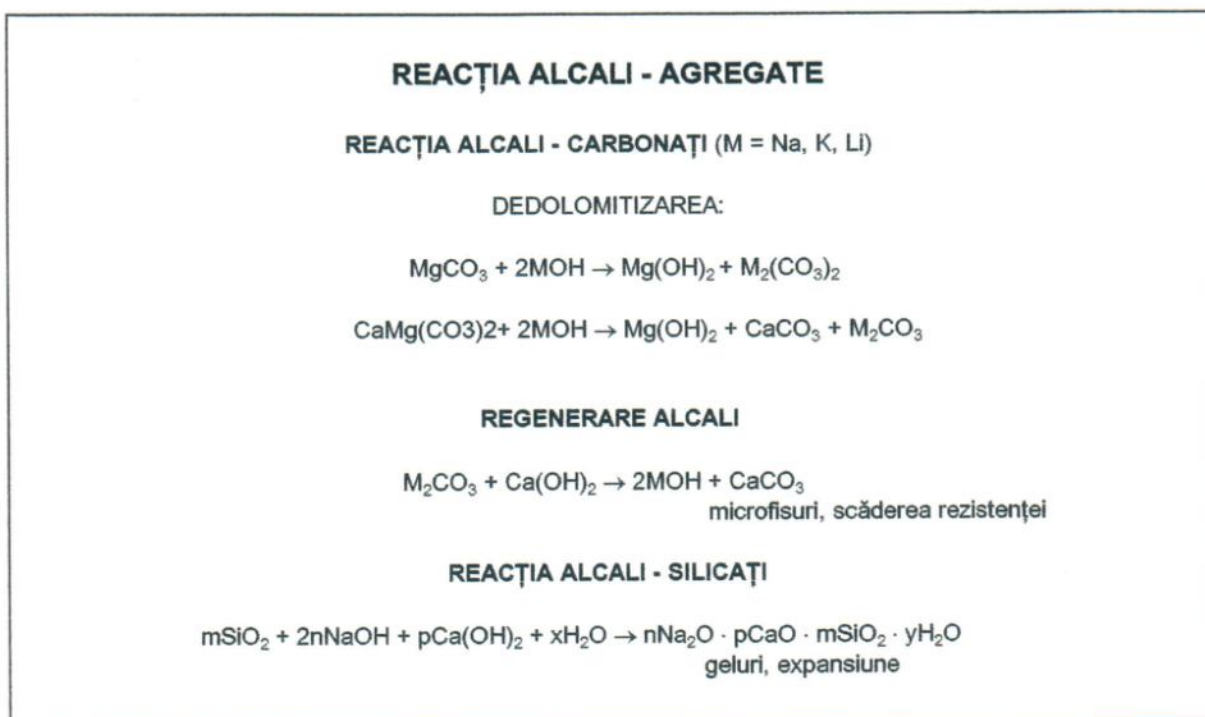


Fig.II.26. Degradarea betonului prin reacții alcali-agregat

La noi în țară, nefolosindu-se pentru prepararea betoanelor agregate reactive, degradări ale betonului datorate reacțiilor alcali-agregat nu sunt în mod obișnuit semnalate.

9.2. Expansiunea cimentului

În cazul în care cimentul conține în **exces CaO, nehidratat la timp**, după întărirea betonului, hidratarea hidroxidului de calciu poate continua cu formarea hidroxidului de

calciu. Această hidratare în timp duce la expansiunea cimentului. Cazul utilizării unor cimenturi cu conținut excesiv de CaO care, hidratând în timp, a dus la distrugerea prin expansiune a betonului, a fost semnalat în practică (foto II.34, caz experetizat de prof. A. Mihul în legătură cu expansiunea unor cimenturi fabricate la Aleșd).



Foto II.34. Degradarea betonului prin expansiunea cimentului

9.3. Con tracția și curgerea lentă

Fenomenele de contracție și umflare reprezintă unele din principalele cauze ale microfisurării betonului. Microfisurile se formează îndeosebi la suprafața dintre piatra de ciment și agregat, preexistând solicitărilor mecanice [16]. În condițiile unor alternanțe frecvente și rapide de uscare și umezire, microfisurile se amplifică sensibil, propagându-se în piatra de ciment, pe toată grosimea acestia dintre granulele de agregat.

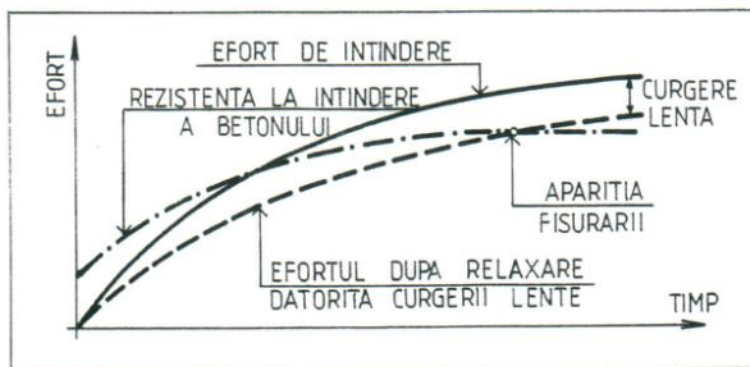


Fig.II.27. Fisurarea din contracție a betonului în condiții de deformare împiedecată.

În elementele de construcție a căror deformare este împiedecată, tensiunile interioare apărute datorită contracției pot genera fisuri (indeosebi la plansee). După cum rezultă din figura II.27, atât rezistența la întindere cât și efortul unitar interior cresc în timp. Datorită relaxării, efortul interior dezvoltat în beton și datorat contracției este inferior celui care ia naștere sub sarcină de scurtă durată. Fisurarea are loc la depășirea rezistenței la întindere de către efortul unitar rezultat în urma relaxării [22].

Fisurile de contracție apar în general după două direcții care se intersectează după un unghi apropiat de 90° . În condițiile în care intersecția are loc sub un unghi ascuțit pronunțat, cel puțin una din fisuri nu este cauzată de contracție.

Curgerea lentă influențează distribuția eforturilor (fig. II.28. [63]), determinând redistribuirea lor în timp între beton și armături.

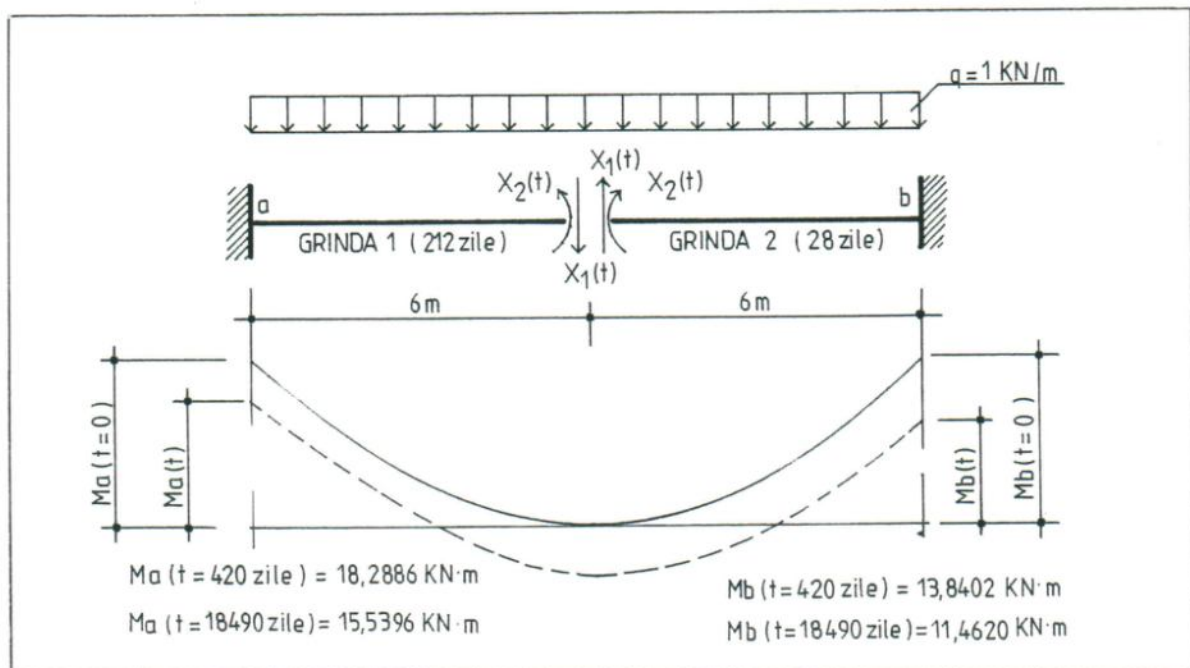


Fig. II.28. Variația momentului încovoietor din momentul îmbinării consolelor de vârste diferite și până la 50 de ani

10. Acțiuni climatice

10.1. Umiditatea

Toate procesele de degradare ale betonului au loc în prezența apei, mai importantă fiind umiditatea acumulată în beton decât cea a atmosferei interioare. Sub influența variațiilor de umiditate, betonul absoarbe apa din mediu mai rapid decât o poate ceda, astfel încât umiditatea sa medie tinde să fie mai mare decât cea a mediului [45].

În tabelul II.5 este arătată influența umidității asupra unora dintre procesele de degradare ale betonului, iar în figura II.29 se arată gradul de degradare prin coroziune a armăturilor funcție de umiditatea anuală a mediului conținută în porii betonului expus în mediu natural (gradul de degradare a fost definit astfel încât să fie proporțional cu grosimea acoperirii cu beton necesare pentru a se produce respectiva degradare, adică la un anumit grad de degradare este necesară o anumită grosime a acoperirii cu beton).

Tabelul II.5. Influența umidității asupra proceselor de degradare

Umiditate relativă	carbonatare	Procese			
		Coroziune oțel datorită:		îngheț-dezgheț	atac chimic
		carbonatării	penetrării cloruri		
foarte scăzută (45 %)	1	0	0	0	0
scăzută (45...65 %)	3	1	1	0	0
medie (65...85 %)	2	3	3	0	0
înaltă (85...98 %)	1	2	3	2	1
saturată (98 %)	0	1	1	3	3

Degradări: 0 = nesemnificative; 1 = ușoare; 2 = medii; 3 = grave.

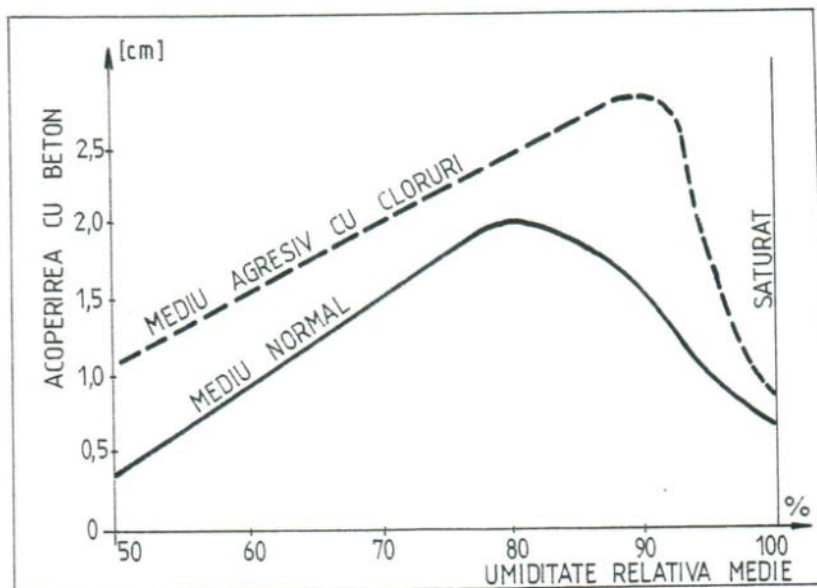


Fig. II.29. Influența umidității asupra nivelului de degradare.

De asemenea, umiditatea mediului are o influență majoră asupra contracției betonului (vezi fig. I.11).

Umiditatea influențează curgerea lentă în condițiile în care uscarea betonului în aer are loc pe durata solicitării. Dacă înainte de aplicarea sarcinii de lungă durată betonul este conservat în aer iar umiditatea sa a ajuns în stare de echilibru, influența umidității relative devine ne semnificativă sau poate să nu se manifeste [22].

10.2. Temperatura. Îngheț-dezgheț repetat

Procesele care au loc la îngheț-dezgheț conduc la apariția unor presiuni în structura betonului sub acțiunea cărora se dezvoltă o stare de deformații și o stare de tensiuni. Deteriorarea betonului începe să se producă pe parcursul unui proces în care eforturile interioare depășesc rezistența la întindere a betonului în unele puncte izolate și continuă până la distrugere, pe măsura amplificării și generalizării în masa materialului a acestui proces [16].

Slăbirea progresivă a structurii se manifestă prin fenomene de umflare, diminuarea rezistențelor mecanice și a modului de elasticitate, creșterea permeabilității la apă, fisurarea betonului și pierderi de masă. În decursul înghețului, starea de microfisurare a structurii se accelerează, scade coeziunea dintre componentele betonului și aderența dintre piatra de ciment și agregate. Când dezghețul are loc în apă sau chiar numai în condiții de umiditate mai ridicată, apa pătrunde prin microfisurile apărute în decursul înghețurilor anterioare, amplificând degradările, ciclurile de îngheț-dezgheț având un efect cumulativ.

Deteriorările se manifestă prin fisuri, exfolieri și dislocări în straturi succesive. Acest proces se manifestă gradat în parte datorită vitezei de transferare a căldurii prin beton, în parte din cauza unei creșteri progresive a concentrației de alcali dizolvați în apa încă neînghețată și în parte pentru că punctul de înghețare variază cu dimensiunea cavitații. Înghețul începe în cavitățile mai mari și treptat se extinde la cele mici. Porii de gel sunt prea mici pentru a permite formarea nucleelor de gheață, totuși apa din gel se deplasează spre cavitățile ce conțin gheață. În acest fel crește volumul de gheață și se produce expansiunea (volumul gheții crește cu aproximativ 9%, [22]).

Rezistența betonului la îngheț-dezgheț depinde în primul rând de gradul de saturație și structura porilor pastei de ciment. Betonul uscat nu este afectat, iar sub o anumită valoare critică a saturației, betonul devine foarte rezistent la îngheț. Sarea absorbită la fața betonului dă naștere la o presiune osmotică ridicată care face ca apa să se deplaseze spre zona cea mai rece.

10.3. Acțiunea vântului și zăpezii

Vântul produce avarii în primul rând la construcțiile sensibile la acțiunea vântului (turnuri, acoperișuri ușoare etc.). Pentru clădirile cu acoperiș șarpantă amulgerile sau deplasările acoperișului se datorează ancorării insuficiente și efectelor locale produse la margini. În acest caz, ridicarea acoperișului se produce în colțul cel mai solicitat după care, presiunea avântului acționează sub suprafața acestuia, adăugându-se efectului de suucțiune. Aceste efecte se repercutează mai puțin (accidental) asupra structurii de rezistență.

În ceea ce privește avariile produse de către vânt structurilor de rezistență este celebru cazul prăbușirii celor trei turnuri de răcire de la Ferrybridge (Anglia).

Căderile masive de zăpadă în anumite ierni (de exemplu, în anul 1954 în țara noastră) și acumularea zapezii datorită acțiunii vântului pot produce avarii la șarpante, acoperișuri ușoare, existând pericolul apariției unor degradări și la elementele structurale supraincarcate [63].

11. Acțiuni cu caracter excepțional

11.1. Acțiunea cutremurelor

Având în vedere caracterul aleatoriu al acțiunii cutremurelor din punct de vedere al intensității, direcției, ariei de cuprindere, caracteristicilor dinamice, se admite ca la cutremure de anumite intensități clădirile să sufere degradări [31].

Degradările datorate seismului pot fi catalogate astfel:

- degradări previzibile, acceptate din proiectare, pe criterii economice, de a se produce laelemente nestructurale sau la elemente structurale dar fără a le afecta siguranța;
- degradări și avarii neașteptate, care în cazul unei proiectări, execuții și exploatari corecte a clădirii se datorează mișcării seismice de intensitate neobișnuită;
- degradări care se datorează în cea mai mare măsură deficiențelor de proiectare, execuție sau exploatare și nu caracteristicilor cutremurului propriu-zis; aceste deficiențe pot proveni la rândul lor din două surse:

(i) stadiul relativ limitat al cunoștințelor ingineresti asupra acțiunii cutremurelor și al comportării structurilor, și

(ii) neglijenței, erorilor, gafelor, etc.

Indiferent însă de cauza degradărilor, acestea se manifestă sub aceleași forme, mergând de la fisuri și până la sfărâmări ale betonului și ruperi de armături.

În monografia [35], pe baza observațiilor efectuate după cutremurul din 4 martie 1977, sunt prezentate modurile caracteristice de degradare și avariere a construcțiilor pe categorii de structuri.

Blocurile de locuințe din cadre din beton armat suferă avarii caracterizate prin:

- *la stâlpi* (fig. II.30.a): fisuri și chiar crăpături ale betonului, de regulă la stâlpii marginali și de colț, având orientări înclinate și adesea cu dislocări mari de beton (din acțiunea forței tăietoare); striviri ale betonului în special la unul din capetele stâlpului, la nivelul parterului sau la etajul I, asociate uneori cu forfecări secundare și de cele mai multe ori cu flambarea armăturilor longitudinale de rezistență și de expulzare a betonului pe una sau ambele fețe în sensul de acționare principală a cutremurului, mergând până la ruperea completă a secțiunii de beton și cedarea stâlpilor prin acțiunea compresiunii asociată uneori cu încovoiere oblică;

- *la grinzi* (fig. II.30.b): fisuri în zonele dinspre reazeme, verticale, la 45° sau ușor variabile și mai apropiate de orizontală în lungul grinzilor; fisurile au uneori deschideri relativ mici, dar alteori ajung la peste 1 mm; striviri ale betonului comprimat, la fața inferioară a grinzii, spre reazeme, sau chiar în deschidere, uneori cu flambarea armăturii longitudinale;

- *la planșee*: mai rar, fisuri fine sau mergând până la 1 mm în plăci; de asemenea, au apărut numeroase crăpături transversale în podestele sau rampele scărilor, în special la schimbările de direcție ale rampelor.

Acest mod de degradare a elementelor de construcții (stâlpi, grinzi, planșee) este tipic tuturor clădirilor din cadre din beton armat monolit, dar aceste degradări apar la intensități mai mici ale cutremurelor dacă elementele sunt afectate și de procese corosive (foto II.35 și II.36, obiectivul 66 și foto II.37 din obiectivul 44 din tabelul III.5).

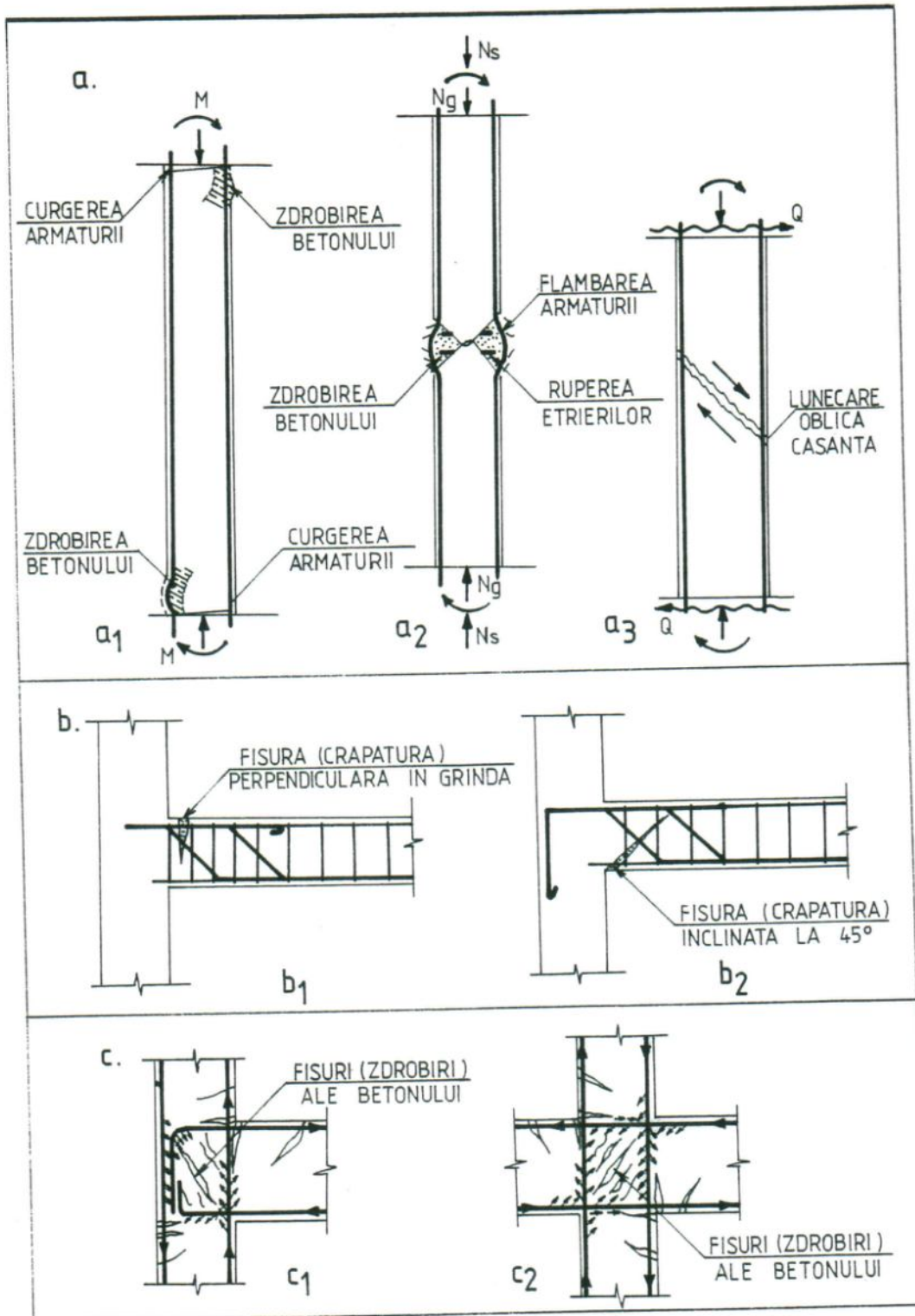


Fig. II.30. Modul de degradare a elementelor la acțiunea seismică funcție de efortul predominant: a - la stâlpi: a₁ - la moment încovoietor; a₂ - la forță axială; a₃ - la forță tăietoare; b - la grinzi b₁ - la moment încovoietor; b₂ - la forță tăietoare; c - la noduri: c₁ - marginale; c₂ - centrale.



Foto II.35. Beton expulzat și armături flambate la baza unui stâlp afectat de coroziune și cutremur (vezi și fig. II.30.a₁)



Foto II.36. Armături flambate în câmpul stâlpului și beton de acoperire expulzat din acțiunea cutremurului (vezi și fig. II.30.a₂)



Foto II.37. Crapătura diagonală în stâlp afectat de cutremur și coroziune (vezi și fig. II.30.a₃)

La halele industriale parter cu structură din elemente prefabricate, masa mare concentrată la nivelul acoperișului, a impus structurilor deformații relativ mari (10... 20 cm) care nu s-au putut produce decât prin fisurarea și plastifierea secțiunilor de încastrare a stâlpilor (la bază, la vârf grinzile fiind prinse articulat de stâlpi). Se remarcă de asemenea, că pardoselile sau alte platforme dispuse deasupra nivelului de încastrare a stâlpului în fundație au limitat deplasările acestuia, rezultând din aceasta degradări și deasupra punctului de încastrare.

Insuficienta ancorare a grinzilor pe capul stâlpilor în ceea ce privește lungimea de rezemare, cordoanele de sudură și ancorarea plăcuțelor în elemente (stâlp și respectiv grindă) a dus chiar la smulgerea grinzilor de pe stâlpi.

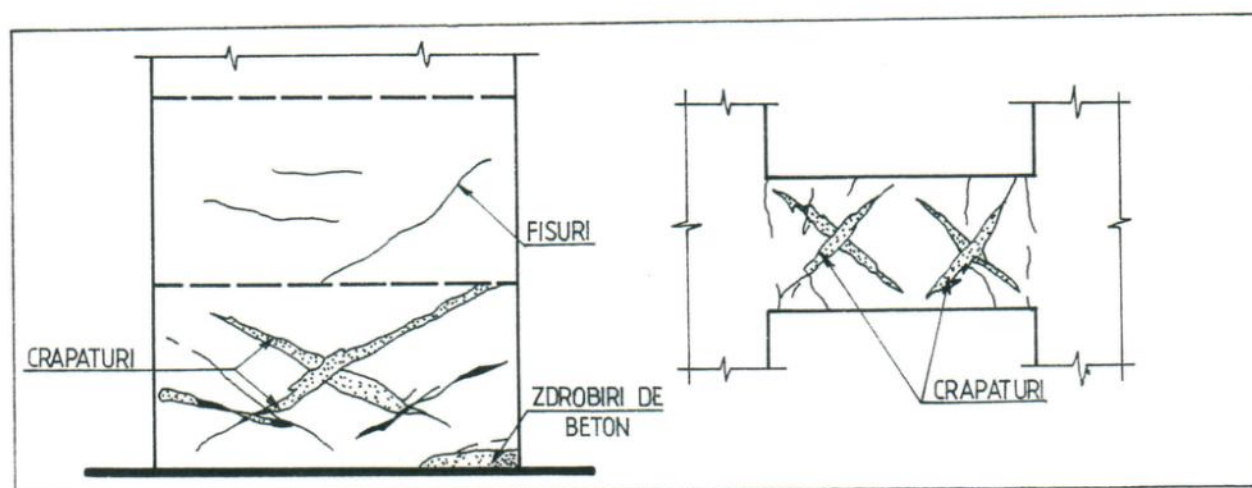


Fig. II.31. Modul de degradare a diaframelor pline și a buiandrugilor

La structurile din diagrame monolite avariile caracteristice sunt (fig. II.31):

- **avarii la buiandrugii** mergând de la fisuri până la ruperi, apărute mai ales la primele niveluri, dar uneori extinse pe întreaga înălțime a clădirii; cele mai frecvente sunt fisurile înclinate într-un sens sau ambele sensuri (în X) provocate de forța tăietoare, fiind semnalate însă și fisuri verticale, sau orizontale și chiar trasee arbitrare; foarte multe fisuri din buiandrugii continuă în dala planșeelor cu care conlucrează, în special la casa scârilor, unde diafragmele orizontale sunt slăbite și suprasolicitate (buiandrugii sunt primele elemente care se degradează la diafragmele cu goluri, acestea fiind supuse unor solicitări deosebit de dure la forța tăietoare);

- **avarii la diafragmele pline** (sau la șpaletii diaframelor cu goluri), constând în ruperi casante în zona comprimată de la capetele diaframelor (cu sau fără bulbi marginali), mai ales în zona inferioară (la parter) caracterizate prin zdrobirea și expulzarea betonului, flambarea armăturilor longitudinale și uneori desfacerea celor transversale; fisurarea multiplă a diaframelor pe mai multe etaje începând cu fisuri abia perceptibile și mergând până la crăpături de 2...3 mm, cu direcție preferențial oblică (din forța tăietoare) dar și orizontale (în zonele de întrerupere a betonului) și verticale (la intersecția diaframelor perpendiculare; fisuri pe conturul planșeelor la clădirile executate din cofraje glisante, în zonele de rezemare.

La clădirile din panouri mari, avariile produse de cutremur sunt mai reduse și aparent fără importanță și constau în general, din fisuri în zonele de monolitizare dintre panouri (mai ales la cele cu îmbinările realizate la colțuri), la intersecțiile pereților, ca și la rosturile de rezemare a panourilor de planșeu pe cele de pereți. Unele din aceste fisuri au existat și înainte

de cutremur (foto II.38, obiectivul 67 din tabelul III.5) având însă o deschidere foarte mică (datorate contracției betonului din monolitizare).

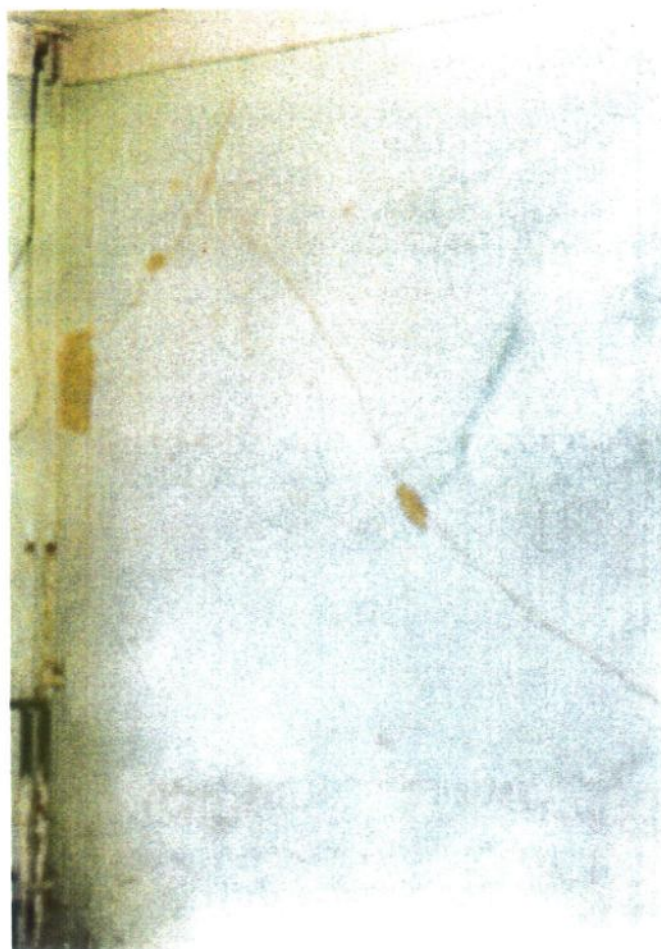


Foto II.38. Fisuri înclinate în pereți prefabricați și fisuri la monolitizări.

Este de remarcat că fisurile apărute la cutremur în îmbinări, chiar dacă aparent, pe moment, nu afectează siguranța construcției, în timp, datorită fenomenelor de coroziune a armăturii din îmbinări (de fapt singura legătură dintre panourile mari), pot diminua semnificativ siguranța construcției. Sondaje efectuate la astfel de clădiri (neafectate și de cutremur) au arătat că după 6 ani de exploatare armăturile pierd prin ruginire circa 3% din secțiune iar după 10 ani circa 10% [65]. Deși îmbinările au disipat în oarecare măsura energia seismică, nu au putut împiedica fisurarea panourilor și în timp.

11.2. Cedări ale terenului

Deformațiile terenului (tasări sau umflări) sub construcții provoacă în structurile acestora degradări de tip fisuri, crăpături, dislocări ale betonului, rupeți de elemente, funcție de intensitatea efortului indus de deplasările suferite de structură (fig. II.32. [66]). În mod normal astfel de fenomene sunt prevenite prin măsuri de îmbunătățire a terenului de fundare,

prin prevederea unui sistem de fundare adecvat și adoptarea unui sistem structural capabil de a prelua aceste deplasări.

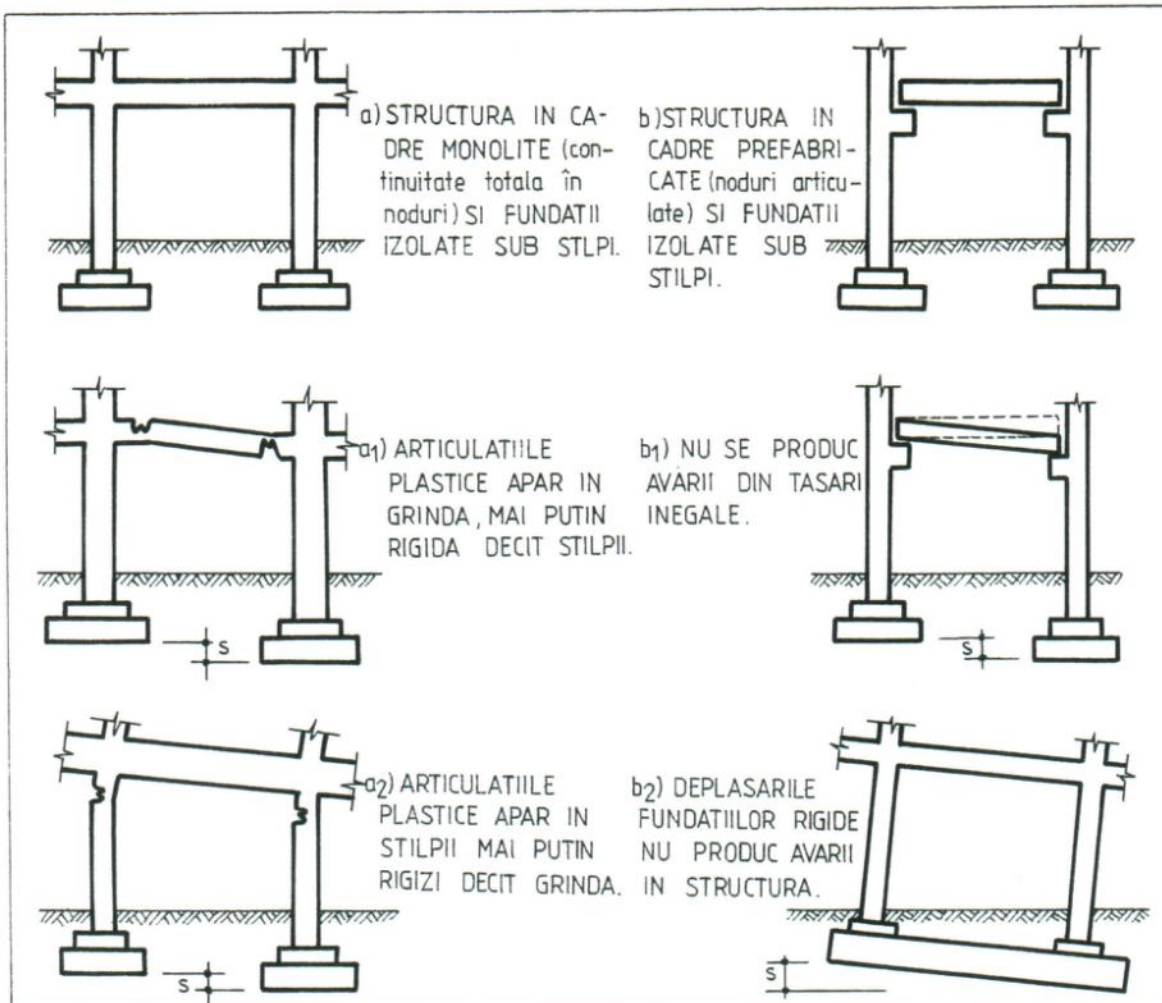


Fig. II.32. Degradări caracteristice la structuri din cadre din tasarea terenului de fundare

Deformațiile terenului pot fi provocate și de infiltrațiile de substanțe agresive sub fundații (vezi foto II.40, obiectivul 7 din tabelul III.5). Tasările terenului provoacă în structurile cu noduri de continuitate totală degradări de tip fisuri și crăpături (foto II.39, obiectivul 7 din tabelul III.5).

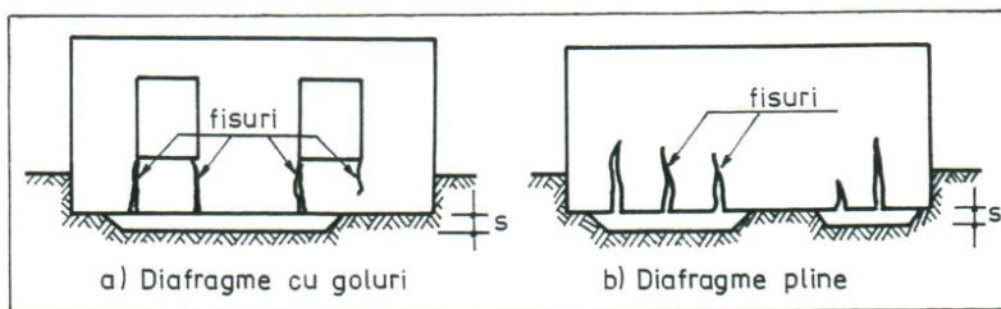


Fig. II.33. Degradări caracteristice la structuri din diafragme din tasarea terenului de fundare



Foto II.39. Nod rigid de cadru crăpat datorită tasării terenului



Foto II.40. Fundația stâlpului din foto II.38 sub care terenul de fundare a tasat datorită infiltrațiilor de substanțe agresive.

Dar și la structurile cu noduri articulate cum sunt halele parter, pot apărea degradări localizate la noduri (crăpături, foto II.41, obiectivul 65 din tabelul III.5), uneori fiind afectate și grinzile (foto II.42, grinzile canal fisurate datorită efectului de torsiune produs de rotirea capătului stâlpului, la același obiectiv din foto II.41).



Foto II.41. Îmbinare crăpată datorită tasării terenului sub stâlp



Foto II.42. Fisuri între golurile grinzii canal torsionate datorită deplasării și rotirii stâlpului (același din foto II.41)

Alunecările de teren provoacă avarii ale construcțiilor care de cele mai multe ori sunt foarte grave (fracturi și prăbușiri ale elementelor de construcții). Dacă construcțiile nu-și pierd stabilitatea iar alunecările terenului pot fi stopate, se justifică repararea acestor construcții (foto II.43, Motelul Cristina, Biczaz)



Foto II.43. Avarii la o construcție datorate alunecării terenului

11.3. Acțiunea incendiilor

Betonul fiind un material incombustibil, elementele manifesta stabilitate în contact cu focul pe diferite intervale de timp relativ îndelungate. Structura betonului suferă deteriorări cu atât mai grave cu cât temperatura este mai ridicată iar durata de expunere mai mare [16].

Focul determină diferențe mari de temperatură dintre straturile betonului, cele de la suprafață tinzând să se desprindă. Este stimulată de asemenea, fisurarea la îmbinări, în porțiunile mai puțin compacte din beton și în planul barelor de armătură. Când vine în contact cu focul, armătura conduce căldura mai bine și accelerează degradarea [22].

Efectele creșterii temperaturii asupra betonului sunt reduse și inegale până la aproximativ 250° dar peste 300° are loc o reducere semnificativă a rezistenței acestuia (fig. II.33). La temperaturi ridicate de scurtă durată (aproximativ o oră), betonul suferă deteriorări reduse iar în timp structura se refacă. La 650...800°C betonul se distruge.

Degradarea are loc prin deshidratarea pietrei de ciment (gelul hidrosilicic), producându-se în primă fază o dilatare a pietrei de ciment (până la +45°C) după care are loc o contracție puternică, proporțional cu creșterea temperaturii. În aceste condiții betonul fisurează. În manifestarea contracției, un aport important îl are și deshidratarea hidroxidului de calciu. Ulterior, când temperatura revine la normal, rehidratarea oxidului de calciu este însoțită de o creștere însemnată de volum, agravând astfel deteriorarea [16].

Incendiile, atât la clădirile de locuit cât și la cele industriale sunt mai numeroase decât s-ar crede (în Franța, de exemplu, în fiecare an sunt aproximativ 12000 de incendii în locuințe, fiind afectate aproximativ 4.500 de clădiri [39]).

Degradările produse de incendii sunt variate din punctul de vedere al gravității, mergând de la exfolieri superficiale, până la prăbușiri de elemente (foto II.44, Depozit Podoleni, obiectiv expertizat de prof. dr. ing. A. Mihul).

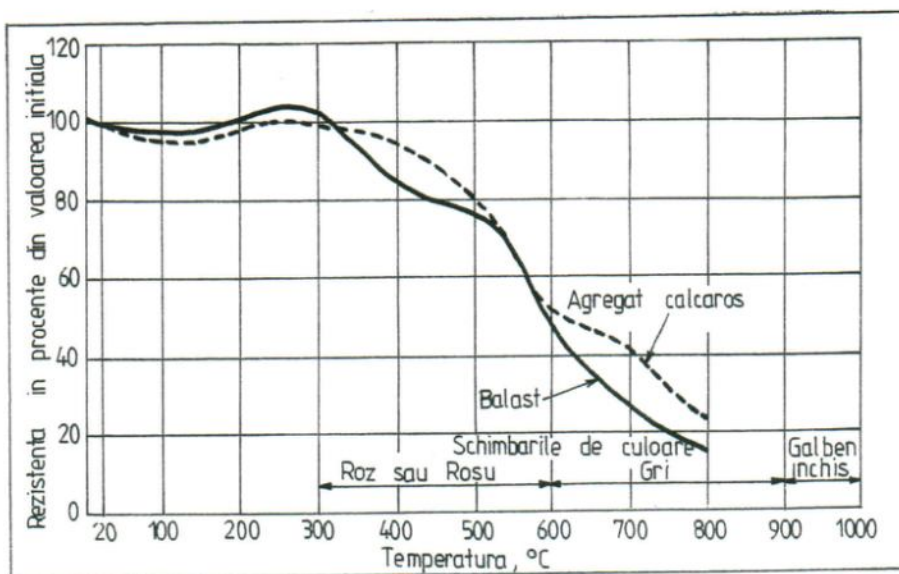


Fig. II.34. Scăderea rezistenței la compresiune a betonului încălzit



Foto II.44. Degradarea elementelor din beton armat la acțiunea focului

11.4. Acțiunea exploziilor

Exploziile provoacă avarii de gravități diferite (de la fisuri până la distrugeri totale) la elementele de construcții funcție de intensitatea șocului, distanța până la epicentrul acțiunii, existența elementelor de amortizare, etc.

În foto II.45 și II.46 sunt prezentate avariile produse la pereții unui bloc de locuințe, respectiv la planșeul aceluiași obiectiv, de o explozie a unei butelii de aragaz (obiectiv expertizat de prof. dr. ing. A. Mihul).

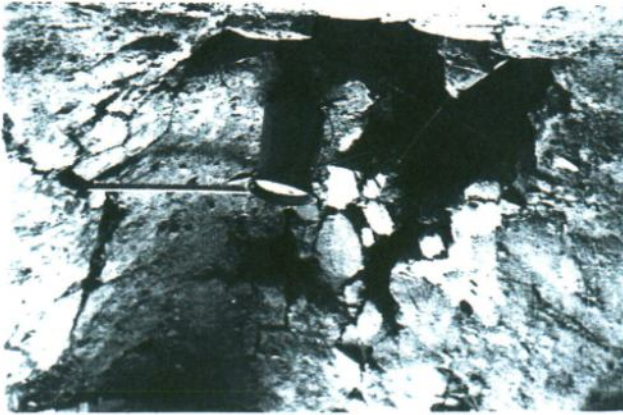


Foto II.45. Expulzarea pereților la un apartament datorită unei explozii.



Foto II.46. Avarierea planșeului datorită unei explozii (la același obiectiv).

12. Acțiuni proprii construcțiilor

Greutatea proprie a elementelor și construcțiilor precum și **încărcarea utilă** practic nu trebuie să producă degradări decât dacă respectivele elemente și structuri au fost greșit dimensionate și executate sau au fost încărcate peste valorile considerate în calcule.

În cazul în care elementele supraîncărcate (din greutate proprie și încărcări utile) au capacitatea portantă diminuată și din alte cauze cum ar fi coroziunea armăturilor, acestea se degradează prin fisurare (foto II.47, obiectivul 38 din tabelul III.5) sau chiar se prăbușesc (foto II.48, obiectivul 89 din tabelul III.5).



Foto II.47. Fisurarea unui planșeu (placă și grinzi) datorită supraîncărcării și degradării prin coroziune a armăturilor

O altă acțiune permanentă, proprie elementelor este cea dată de **forța de precomprimare**. Degradările datorate acesteia sunt de tip fisuri care pot apărea la fibra superioară și/sau la racordările dintre inimă și talpa inferioară atunci când transferul se efectuează prematur, forța de precomprimare are valori superioare celei considerate în calcule sau betonul prezintă defecte de turnare. Aceste degradări apar de regulă la execuția elementului prefabricat.

Trebuie de asemenea menționate degradările și avariile elementelor, sub greutate proprie atunci când sunt decofrate și supuse prematur la efort [67].



Foto II.48. Element prabușit din greutate proprie datorită coroziunii totale a armăturii

CAPITOLUL III

STUDII DE CAZ PRIVIND DEGRADAREA CONSTRUCȚIILOR

1. Stadiul actual

Studiul cazurilor de degradări și avarii la construcții este important deoarece concluziile extrase din astfel de studii conduc la perfecționarea continuă a proceselor de concepție, proiectare, execuție și exploatare a construcțiilor (vezi figura IV.1).

În vederea stabilirii acestei relații de feed-back, de studiul și difuzarea cazurilor de degradări și avarii în țările dezvoltate tehnologic se ocupă instituții, servicii sau comitete specializate (de exemplu, în Anglia astfel de studii au fost efectuate de Building Research Establishment - BRE, în SUA de ACI Committee 348, în Franța de Bureau Securitas, Socotec etc.). În România nu a existat o preocupare sistematică în domeniu din partea vreunui organism specializat, degradarea construcțiilor fiind abordată în cadrul altor teme, cum ar fi de exemplu, reabilitarea construcțiilor.

În acest context, începând cu anul 1983 s-au inițiat de către IPCT București mai multe cercetări privind soluții de reabilitare a elementelor de construcție ce compun halele industriale parter, cercetări care au demarat prin studiul degradărilor la astfel de clădiri, identificarea cauzelor și depistarea eventualelor necesități de reconstrucție.

Contribuția noastră la investigarea și evaluarea degradărilor, precum și mai departe la proiectarea și omologarea experimentală a soluțiilor de reabilitare, în corelare cu natura și amploarea degradărilor, a fost multiplă (vezi lucrările 1... 15 din anexa A), concretizându-se și în publicarea mai multor articole în țară (vezi §2.1) și în străinătate [7] [10].

Apoi, IPC București a inițiat o temă de cercetare privind tehnologiile de reabilitare (anexa A, lucrarea 16) la care de asemenea am participat.

La ICCPDC București, în cadrul unor cercetări privind aplicarea betonului parțial precomprimat s-a studiat și problema degradărilor apărute la astfel de elemente exploatare în medii de diferite agresivități (lucrările 17 și 18 din anexa A).

La INCERC București, Laboratorul de coroziune, având preocupări deosebite privind durabilitatea construcțiilor, a inițiat o acțiune de investigare a degradărilor la construcții industriale (lucrările 19... 23 din anexa A) acțiune care a fost recent finalizată prin alcătuirea unor cataloage cu fișe tehnice privind starea unui mare număr de construcții, fișe cuprinzând și un relevant material fotografic. Autorul a fost implicat în aceste studii care au la bază mai multe zeci de construcții expertizate (pe bază de contracte, vezi mai departe anexa A) și urmărite în timp, pe mai multe platforme industriale din țară, cum sunt: Iași, Bacău, Suceava, Borzești, Săvinești, Piatra Neamț, Mărășești, Botoșani, Dej, Brăila, Craiova, Roznov.

În prezent, cercetările de acest fel continuă mai ales prin contracte directe cu beneficiari interesați în a-și salva și conserva fondul construit (vezi contractele din anexa A) și în cadrul unor contracte cu Ministerul Învățământului (lucrările 24... 27, anexa A).

2. Referințe bibliografice

2.1. În țară

Lucrarea *Accidente și avarii construcții*, apărută în 1980 [39], este singura carte apărută la noi în țară care sistematizează și prezintă cazuri de accidente și avarii în construcții, marea lor majoritate extrase din bibliografia străină, sistematizate după acțiunile care le produc și după categorii de construcții. Câteva exemple de degradări, dar mai puțin semnificative, sunt prezentate de același autor în cartea *Probleme privind patologia și terapeutică construcțiilor* [72].

O carte mai recentă (apărută în 1987) este cea intitulată *Calitatea și siguranța construcțiilor* [73] unde sunt prezentate o serie de studii de caz realizate de autori, inclusiv remediile efectuate, mai ales la construcții metalice (dar și la alte tipuri), degradările fiind clasificate funcție de etapa în care intervin (proiectare, execuție, exploatare).

Se mai remarcă studiile de amploare, sistematice privind degradarea construcțiilor la cutremurul din 4 martie 1977, cum este monografia *Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977* [35] și altele.

O consistentă sursă de documentare (studii de caz, referate generale) o reprezintă lucrările Schimbului de experiență *Comportarea in situ a construcțiilor*, autorul participând cu lucrări la mai multe ediții (referințele bibliografice [36], [52], [54], [68], [69]). De asemenea, *Conferința de betoane* de la Iași din anul 1984, se remarcă ca fiind prima de amploare având ca tematică durabilitatea construcțiilor fiind și cea care a atras în mod serios atenția asupra importanței problemelor privind degradarea și reabilitarea construcțiilor, după care tematica a fost abordată și la alte conferințe. Autorul a participat cu mai multe articole din domeniu la aceste conferințe (referințele bibliografice [37], [53], [70] la care se adaugă [6], [18] și [71]).

În revista *Construcții*, studiile privind degradarea construcțiilor sunt mai rar abordate, articolele fiind publicate de specialiști cu preocupări sistematice în domeniu, dintre care menționăm pe cei de la INCERC București [56], [71], [83] de la Facultatea de Construcții din Timișoara [74] și bineînțeles cei de la Facultatea de Construcții din Iași [60], [75].

2.2. În alte țări

În Franța există o preocupare sistematică privind investigarea, inventarierea și publicarea cazurilor semnificative și a concluziilor rezultate din analiza acestora. În acest sens se remarcă monografia *Pathologie des constructions on beton armé* [92], care se încadrează într-un șir de alte lucrări privind patologia fundațiilor, a clădirilor din cărămidă, a teraselor, a zidurilor de sprijin etc. În lucrare sunt prezentate studii de caz selectate din analiza a aproape 3000 de dosare de avarii produse într-o perioadă de circa 20 de ani. Cazurile sunt clasate după: erori de concepție, erori de proiectare (calcul, materiale, lipsa studiilor), erori de execuție (dispunerea armăturilor), degradări rezultând din deformații excesive, variații dimensionale, etc. În revista *Annales de L'ITBT* s-au publicat de asemenea sinteze privind probleme specifice de degradare a construcțiilor, remarcându-se cele care tratează cauzele

fizice ale fisurării construcțiilor [77], sau efectele vântului și zăpezii asupra construcțiilor [64].

Din literatura de specialitate americană, colecția revistei *Concrete International* oferă mai multe studii de caz, extrem de serios analizate, remarcându-se cauzele de degradare prin coroziune la construcții expuse mediului marin, la garaje și cazurile de avarii la acțiunea cutremurelor, a inexactităților de proiectare și execuție, etc. Este de remarcat cvasiinexistența cazurilor de degradare prin coroziune din industrie, sesizabilă de altfel și în lucrările unor conferințe internaționale de prestigiu pe teme de durabilitate. Multitudinea cercetărilor experimentale, privind degradarea prin coroziune a betonului și a armăturii în beton indică însă faptul că asemenea probleme există și în industrie.

2.3. Date statistice

Este interesant a cita câteva date statistice extrase din bibliografia amintită, remarcând apoi deosebiri față de situația din țara noastră rezultate în urma analizei prezentate în continuare de autor în §3.

Astfel, într-un studiu realizat în Franța [76] se precizează că avariile produse din erori de concepție reprezintă circa 3,5% din cazuri, cele care afectează direct stabilitatea generală fiind foarte puține (aproximativ 0,7%).

Avariile produse datorită erorilor de proiectare reprezintă puțin peste 8,5% din total, iar cele datorate montării defectuoase a elementelor reprezintă circa 2,5%. Degradările datorate variațiilor dimensionale reprezintă 43,7%, cele mai numeroase dintre acestea fiind localizate la planșee terasă, balcoane, cornișe (26,5%). Deficiențele de execuție reprezintă 15,5% din cazuri (2% în faza de cofrare, 4% la betonare, 7% la armare, 0,5% la decofrare și 1,5% la manevrare). Degradările din coroziune (beton și armături) reprezintă 1,5% din total, iar din îngheț-dezghet 2,5%, un procent de 2,5% din degradări fiind datorat unor cauze diverse.

Tabelul III.1. Distribuția cazurilor după tipul de structura

Tipul de structură	% din cazurile de avarii	% din valoarea pagubelor	Faza	% din cazurile de avarii	% din valoarea pagubelor
Clădiri civile	52	30	Proiectare	37	40
Clădiri industriale	22	31	Execuție	35	20
Construcții de artă	11	32	Proiectare și execuție	18	22
Construcții hidrotehnice	7	4	Exploatare	5	14
Altele	8	3	Altele	5	4

Tabelul III.2. Distribuția cazurilor după faza în care influențele nefavorabile au fost incorect evaluate

În SUA, o statistică efectuată de ACI Committee 348 pentru America de Nord [78], a evidențiat că 55% din avarii s-au datorat proiectării, iar restul execuției, 58% din acestea fiind depistate în faza de execuție și restul în faza de exploatare.

Datele statistice din SUA sunt asemănătoare cu cele rezultate din investigarea a aproximativ 800 de cazuri din Europa occidentală [79]. În tabelele III.1, III.2, III.3 și III.4, sunt prezentate câteva din aceste date. Este de remarcat faptul că pagubele în cazurile analizate se ridică la 40 milioane \$, fiind rănite 592 persoane și 501 ucise.

Tabelul III.3. Distribuția tipurilor de greșeli

Tipul greșellor	% din cazurile în care a fost implicat inginerul
Cunoaștere insuficientă	36
Definirea neclară a competențelor	1
Încrederea în alții	9
Alegerea unei calități slabe din rațiuni de economicitate	1
Subestimarea influențelor	16
Neglijență	13
Neștiință	14
Situații obiectiv necunoscute	7
Altele	3

Tabelul III.4. Distribuția cazurilor după momentul descoperirii

Faza în care au fost descoperite	% din cazurile de avarii	% din valoarea pagubelor	Construcții civile	Construcții industriale	Construcții de artă
Execuție	52	51	53	35	69
Exploatare	45	37	43	64	29
Demolare	3	12	4	1	2

3. Cazuri studiate de autor

În tabelul III.5 este prezentată o sinteză a obiectivelor investigate de autor (până la 1 ianuarie 1995) pentru care a întocmit, pe bază de contracte, referate de expertizare (vezi anexa A, lucrările 28...84), comportarea în timp a unora din aceste obiective (14,5%) fiind urmărită periodic.

Estimarea ponderii cauzelor ce au produs degradările relevate în funcție de etapa de realizare sau exploatare a construcțiilor s-a efectuat în baza investigațiilor vizuale, a consultării proiectelor inițiale (când a fost posibil), a probelor prelevate, a testărilor, sondajelor, a reconstituirii istoricului obiectivului, etc. Neputând fi abordat un sistem riguros de cuantificare a unor mărimi care să caracterizeze cauzele degradării construcțiilor, ponderea cauzelor a fost apreciată tocmai pe baza experienței acumulate cu ocazia investigării a peste 100 de obiective. În general, estimarea s-a efectuat comparând situația existentă în teren (a construcției cât și a modului ei de exploatare) cu regulile generale de realizare și exploatare a unei construcții (ceea ce în instrucțiunile străine se numește "good practice"), cu normativele și legile în vigoare, cu proiectul inițial. Trebuie menționat și faptul că decelarea cauzelor degradărilor după fazele în care intervin este dificil de efectuat, efectele fiind de cele mai multe ori cumulate sau catalizate de erori apărute concomitent în mai multe din fazele "vieții" construcției.

Analizând statistic cazurile prezentate, se constată că erorile de concepție și proiectare ocupă aproximativ aceeași pondere cu cele de execuție, cele intervenite în exploatare fiind mai numeroase.

Deși această statistică are un caracter informativ, ea poate constitui un instrument de lucru din care se pot trage concluzii semnificative, astfel:

- se observă că față de statisticile prezentate în §2.3, în țara noastră sunt preponderente cazurile de degradare datorate exploatării necorespunzătoare a clădirilor și instalațiilor, diferența rezultând și din faptul că statisticile străine se referă mai puțin la degradările survenite în unități industriale;

- procentul cazurilor de degradări datorate erorilor în concepție este mai ridicat față de cel datorat proiectării, ce ea ce semnifică faptul că, în general, deși se respectă prevederile normative existente și se proiectează construcțiile cu anumite rezerve de siguranță, nu există pregătirea necesară conceperii unor elemente sau structuri funcționale pe toată durata de serviciu sau adecvate exploatării în diferite medii agresive;

- dacă degradările provenite din erori de concepție sunt în parte explicabile prin nivelul cunoștințelor la momentul proiectării structurii, cele rezultate din execuție sunt mai greu de justificat, acestea datorându-se în primul rând neglijenței, uneori fiind determinantă și calitatea slabă a materialelor (dar în primul rând modul în care sunt puse în operă);

- degradările rezultate din procesul de exploatare au două surse și anume: neîntreținerea clădirilor și protecțiilor și exploatarea complet neadecvată a instalațiilor din care provin agenții corozivi ce degradează structurile, (acestea din urmă datorită atât neglijenței cât și a altor cauze, artificiale, nejustificate tehnic).

Analizând cazurile prezentate în tabelul III.5 se relevă și următoarele aspecte:

Tabelul III.5. Ponderea cauzelor degradărilor la obiective investigate de autor

Nr crt	Obiectivul (și poziția din anexa A)	Tipul de structură	Agresivitatea mediului (C170-87) acțiune corozivă caracteristică	Durata de la intrarea în funcțiune până la investigare (ani)	Ponderea estimată a cauzelor ce au determinat degradările %				Observații
					Concepție	Proiectare	Execuție	Exploatare	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	CFS Săvinești acid adipic II (37)	b.a. pref.	medie (acid azotic)	8	20	50	15	15	subdimensionare grinzi, consolidări total neadecvate
2.	acid adipic I	b.a. pref.	medie (acid azotic)	10	20	10	10	60	degradare locală foarte gravă (foto II.19) și tasări inegale
3.	sulfat de amoniu III (59) - hală cristalizare	b.a. pref.	puternică (sulfat de amoniu)	13	30	10	20	40	nervuri grav degradate
4.	- hală uscare	b.a. pref.	puternic (sulfat de amoniu)	13	30	10	20	40	zone de planșeu grav degradate
5.	- depozit	b.a. pref.	slabă (sulfat de amoniu)	13	---	20	---	80	degradări locale totale
6.	sulfat de amoniu IV (52) - turn elevator	b.a. monolit	puternică (sulfat de amoniu)	8	---	33	33	34	pierdere stabilitate (foto II.16)
7.	- hală producție	b.a. monolit	medie (sulfat de amoniu)	8	---	25	25	50	planșeu local degradat (foto III.12)
8.	- depozit	b.a. pref.	slabă (sulfat de amoniu)	8	30	30	20	20	tasări ale terenului infestat, fisuri în îmbinări (foto II.40), degradări locale (foto II.41)
9.	*sulfat de amoniu II - clădiri producție	b.a. monolit	medie (sulfat de amoniu)	10	---	---	10	90	degradare locală la o grindă
10	- depozit	b.a. pref.	slabă (sulfat de amoniu)	10	---	---	---	---	nu sunt degradări
11	melană I (48)	b.a. monolit	slabă (umiditate)	25	60	20	20	---	degradări nesemnificative, schimbare funcțional
12	*melana IV	b.a. pref.	medie (acid carbonic)	15	60	20	---	20	degradări planșee la canale ventilare (foto II.27)
13	hidroxilamina (61)	b.a. monolit	medie hidroxilamină	20	20	10	20	50	degradări locale grave (foto II.30)
14	Lactama IV (61)	b.a. pref.	slabă	20	---	---	10	90	degradări din incendiu
15	soba de contact (53) (oleum III)	b.a. monolit	puternică (acid sulfuric)	10	---	30	---	70	degradare puternică beton
16	*oleum II	b.a. monolit	puternică (acid sulfuric)	20	---	10	30	60	degradări puternice generalizate (foto III.11)
17	acid cinamic (34)	b.a. monolit	slabă (acid cinamic)	25	---	20	20	60	degradări locale, schimbare funcț.
18	*clorură de ciamil	b.a. monolit	medie (clorură de ciamil)	15	20	20	20	40	degradări locale, consolidări neadecvate
19	*acid cianhidric	b.a. pref.	(acid cianhidric)	15	40	20	---	40	degradări generalizate
20	*turn răcire	b.a. monolit	(ape dedurizate)	10	---	10	90	---	beton perforat (foto II.26)

110 STUDII DE CAZ PRIVIND DEGRADAREA CONSTRUCTIILOR

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	coș de fum	b.a. monolit	slabă (mediu industrial)	10	---	10	90	---	fisuri verticale
22	*estacade	b.a. pref.	medie (mediu industrial)	10...25	25	25	25	25	degradări grave (foto III.4, III.9)
23	poliamid (69)	b.a. monolit	medie (acizi)	12	10	10	40	40	degradări locale grave la planșee
24	I.M. Bacău hală tratament secundar (42) (87)	b.a. pref.	slabă (bioxid de carbon)	20	50	10	---	40	degradări superficiale
25	hală atelier 11 și forjă veche (70) (87) (106)	b.a. monolit	neagresiv	40	50	---	---	50	dezalcalinizări ale betonului tasări ale terenului, fisuri în noduri
26	hală decapare (70)	b.a. pref.	puternic (acizi)	20	30	20	20	30	degradări locale la acoperiș
27	hală neutralizare (70)	b.a. pref.	slab (acizi)	20	---	---	80	20	fără degradări aparente
28	cuvă centrală termică (94)	b.a. monolit	neagresiv	10	---	---	50	50	armături neînglobate
29	C.I.C. Bacău acid fosforic - corp măcinare	b.a. monolit	slabă	10	---	80	10	10	fisuri din contracție
30	- corp filtrare + concentrare	b.a. pref.	puternică (acizi)	10	20	20	20	40	degradări generalizate (foto II.14), locale foarte grave bază stâlp, (foto II.17, II.18)
31	stația demineralizare (64) - hală	b.p. pref.	slabă (umiditate)	16	---	---	40	60	infiltrații sub pardoseli
32	- decantoare	b.a. monolit	medie (acizi)	16	---	---	100	---	fisuri
33	Partizanul Bacău (88)	b.a. pref.	neagresiv	1	---	---	100	---	greșeală trasare
34	POBAC Bacău - corp filatură	b.a. monolit	neagresiv	50	25	25	25	25	subdimensionare, modificări funcționale
35	- corp carde	b.a. monolit	neagresiv	50	40	20	20	20	geometrie neregulată (fig. III.1)
36	- corp țeșătorie	b.a. monolit	neagresiv	25	---	---	25	75	impregnare ulei (foto II.32)
37	Letea Bacău - mașinile 1, 2, 4 (55)	cărămidă	neagresiv (umiditate)	80	---	---	50	50	modificări funcționale
38	- mașina 7 (74)	b.a. monolit	puternică (acizi, umiditate)	54	30	20	20	30	modificări funcționale, degradări generale (foto II.47) consolid. neadecvate
39	- albire 1(76)	b.a. monolit	puternică (acizi, umiditate)	19	---	10	30	60	degradări locale
40	- albire 2(76)	b.a. monolit	puternică (acizi, umiditate)	50	30	20	20	30	modificări funcționale (foto III.1), degradări generalizate (foto III.5)
41	- albire 3(76)	b.a. monolit	puternică (acizi, umiditate)	35	---	10	30	60	degradări generalizate foarte grave
42	I.F.A. Suceava - baia de filare (99) (100) (102)	b.a. pref.	medie (sulfat)	1...3	20	25	20	35	degradări locale, exfiltrații (foto II.15)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
43	- filatură celo-fibră (22) (99)	b.a. pref.	medie (umiditate)	1...3	20	15	30	35	degradări locale
44	- xantogenare (44)	b.a. pref.	medie (leșii)	2	---	10	40	50	degradare pardoseli
45	- bloc mătase (44)	b.p. pref.	slabă (umiditate)	2	20	80	---	---	tasare pereți neporanți
46	*Zimbru	b.a. pref.	medie (clor, umiditate)	20	---	20	20	60	degradări generalizate
47	Blocuri locuințe (62)	b.a. pref.	medie (mediu poluat)	1...5	50	---	50	---	mediu poluat, dezcalcinizări betoane (fig. 1.8)
48	Turn de parașutism (66)	b.a. monolit	naturală	10	---	---	---	100	fisuri verticale
49	I.C.H. Mărășești - clei case (38)	b.a. monolit	neagresiv (umiditate)	~ 75	25	25	25	25	beton dezcalcinizat (foto II.1,II.2,III.13)
50	- spumogen (40)	zidărie	neagresiv	~ 80	80	20	---	---	degradări locale schimbare funcțional
51	Vânători Focșani (45)	b.a. monolit	natural	11	---	---	100	---	calitate foarte slabă a lucrărilor
52	Liceul Negrești (29)	b.a. monolit	natural	---	---	---	100	---	abateri dimensionale grave
53	I. A. Iași - pavilion I (49)	b.a. și zid.	neagresiv	27	---	---	50	50	degradări locale (foto II.33)
54	- pavilion II (49)	b.a. și zid.	neagresiv	27	---	---	50	50	degradări locale superficiale
55	- atelier mecanic (46)	b.a. monolit	neagresiv	31	100	---	---	---	schimbare funcțională (pod rulant)
56	- hală cazangerie (46)	b.a. monolit	neagresiv	31	---	---	---	100	depășire capacitate pod rulant
57	Uzina Metalurgică - secția zincare (43)	b.p. pref.	puternic agresiv (acizi)	6	30	20	25	25	degradări locale (foto II.3)
58	C.F.S. Iași - turnuri răcire (50)	b.a. monolit	medie (ape dedurizate)	15	---	---	100	---	fisuri, exfiltrări
59	- *topire DmT2	b.a. pref.	neagresiv	5	---	---	---	100	tăiat toroane la chesoane
60	Depozit Manta-Roșie (30)	zidărie	neagresiv	100	50	---	---	50	modificări funcționale
61	URCUMT Iași (31)	b.a. monolit	neagresiv	30	50	---	---	50	modificare capacitate pod rulant
62	I.V.V. Iași (28)(86)(100)	b.a. monolit	neagresiv	30	---	---	50	50	fisuri, suprasarcină
63	Estacade Baza 3 (35)	metal	natural	30	20	---	---	80	depășire gabarite, loviri, coroziuni, tasări
64	Eșafodaj Mitropolie (85)	lemn	natural	100	---	---	---	---	modificări funcționale
65	TOMIRIS Iași - hală vopsitorie (72)(91)	b.a. pref.	puternică (acizi, umiditate)	25	10	---	10	80	tasări și fisuri în grinzi (foto II.41 și II.42)
66	- gospodăria de apă (73) (92)	b.a. monolit	puternică (ape dedurizate)	20	---	10	45	45	coroziuni ale armăturilor (foto II.35 și II.36)
67	Cămin CUG Iași (71) (93)	b.a. pref.	neagresiv	15	20	20	60	---	elemente fisurate (foto II.38) modificare funcțional
68	Nicolina Iași - hală rotărie (47)	b.a. monolit	neagresiv	60	30	20	30	20	modificări funcționale beton dezcalcinizat
69	INMV Pasteur - Fil. Iași (80) (98)	zidărie	natural	80	10	30	30	30	tasări, fisuri în ziduri

112 STUDII DE CAZ PRIVIND DEGRADAREA CONSTRUCTIILOR

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
70	IPA Iași - hală prelucrări meca nice (81)	b.a. pref.	neagresiv	24	30	30	30	10	modificări funcționale
71	PECO Iași - pavilion admini- strativ (78)	zidărie	natural	38	50	50	---	---	modificări funcționale
72	- depozit Iași (79)	b.a. pref.	neagresiv	9	50	50	---	---	fără degradări
73	- depozit Pașcani și Rediu (79)	b.a. monolit	neagresiv	10	---	---	50	50	armături corodate (foto II.31)
74	- depozit Hârlău (79)	metal	neagresiv	10	---	---	50	50	modificări funcționale
75	Cămine Pașcani (87)	b.a. monolit	natural	7	100	---	---	---	modificări funcționale
76	*IAMC Vaslui (41)	b.p. pref.	neagresiv	5	---	---	---	100	tăiere toroane la chesoane
77	Vastex Vaslui	b.a. pref.	puternică	10	---	40	30	30	armături corodate
78	Baracă CFS Vaslui (41)	metal	natural	---	---	50	---	50	acumulări de zăpadă cedare acoperiș
79	C.F.A. Brăila Inst. ACMC (58) - hală producție	b.a. monolit	mediu (acid sulfuric)	18	---	---	50	50	degradări superficiale
80	- depozit	b.p. pref.	neagresiv	18	50	---	50	---	chesoane cu deformații inițiale
81	Fabr. H ₂ SO ₄ (58) - depozit sulf	b.p. pref.	agresiv (acid sulfuric)	10	25	25	25	25	degradări generalizate (foto II.13)
82	- instalația SO ₂ lichid	b.a. monolit	puternică (acid sulfuric)	10	---	---	50	50	degradări generalizate
83	Exploatarea minieră Târnița - *stație ardere pirită	b.a. monolit	slabă (acid sulfuric)	10	---	20	60	20	beton superficial dezalcalinizat
84	*stație producere H ₂ SO ₄	b.a. pref.	puternică (acid sulfuric)	10	20	20	20	40	degradări locale
85	- *antizdrobire minereu	b.a. monolit	natural	10	---	50	---	50	degradări grave prin loviri repetate
86	C.P.C.H. Borzești - electroliza cu mercur (56)	b.a. pref.	puternică (clor)	21	70	---	---	30	elemente foarte puternic degradate (foto III.2, III.6)
87	- clorură de amoniu (57)	b.a. monolit	puternică (clorură de amoniu)	20	---	20	30	50	degradări grave (foto II.10)
88	- perclorvinil (57)	b.a. monolit	puternică (clor)	20	---	30	40	30	degradări grave generalizate
89	- *estacade	b.a. pref.	puternică (clor, sulf)	5...20	30	30	30	10	degradări generalizate inclusiv la consolidări (foto III.7, III.10)
90	I.M.C. Roman - *hala veche	b.a. monolit	neagresiv	25	---	---	50	50	beton dezalcalinizat
91	- *hala nouă	b.p. pref.	neagresiv	10	---	---	100	---	degradări superficiale
92	I.M. Botoșani - decapare	b.p. pref.	medie (acizi)	20	30	---	30	40	degradări locale acoperiș și generale la pardoseli
93	*Turn granulare Roznov	b.a. monolit	puternic (azotat de amoniu)	25	---	---	30	70	degradări grave planșeu
94	Turn granulare Craiova (63)	b.a. monolit	puternic (azotat amoniu)	25	---	---	20	80	degradări grave turnuri (foto II.20, II.21)
95	*Molid Vama	b.a. pref.	slabă (umiditate)	15	---	30	10	60	degradări grave la închideri din BCA

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
96	Sal. Ocna Dej (51) - măcinare	b.a. monolit	putemică (clor)	10	---	---	50	50	degradări generalizate (foto II.5)
97	- clasare	b.a. monolit	putemică (clor)	10	---	---	50	50	degradări grave generalizate (foto II.6)
98	- depozit sare	b.a. monolit	putemică (clor)	10	---	---	50	50	degradări grave generalizate
99	- estacade	b.p. pref.	putemică (clor)	7	70	---	---	30	ruperi armături pre- tensionate (foto II.25)
100	Salina Cacica (51) - puț extracție	cărămidă	slabă	200	---	---	---	100	fără degradări
101	- exploatare	b.a.+zid.	f. putemică (clor)	---	---	---	50	50	degradări totale ale sâmburilor de beton (foto II.7)
102	- instalație nouă	b.a. monolit	putemică (clor)	20	---	---	50	50	degradări generalizate
103	Salina Tg. Ocna (77)(95) - silozuri	b.a. monolit	putemic agresiv (clor)	20	10	20	30	40	fisuri și armături corodate
104	- estacade	b.a. monolit	putemic agresiv (clor)	20	10	20	30	40	armături putemic corodate (foto II.8)
105	Depozit Urechești (106)	b.a. monolit	natural	30	---	---	---	100	discontinuitate la turnarea betonului
106	*Cantina Olga Bancic	zidărie	natural	80	50	---	25	25	modificare funcțional
107	Chilii Hlincea (82)	zidărie	natural	1	50	---	50	---	erori grave
108	Biserica Trei Ierarhi(75)	zidărie	natural	355	50	25	25	---	fisuri și crăpături (fig. III.2)
109	Biserica din Mânzatești (83)	zidărie	natural	86	50	---	50	---	fisuri
110	Biserica din Rediu Aldei (84)	zidărie	natural	216	25	---	75	---	tasări, crăpături
TOTAL 110 OBIECTIVE					1995	1483	3333	4189	
- în procente (%)					18,14	13,48	30,3	38,08	

*) obiective investigate, pentru care s-au întocmit de către autor fișe tehnice de observație.

- construcții realizate chiar foarte recent (5...15 ani) au atins un nivel de degradare foarte ridicat (obiectivele 6, 86, 99, ... din tabelul III.5), unele fiind în pericol iminent de prăbușire iar altele fiind scoase deja din funcțiune (în general durata de serviciu normată a unei construcții industriale exploatată în medii agresive nu poate depăși 50 de ani, pe parcursul cărora să se execute trei reparații capitale);

- la cvasitotalitatea clădirilor nu se efectuează întreținerea și reparațiile curente, iar reparațiile capitale se rezumă la reparații de suprafață fără a elimina focarele de degradare ce au fost inițiate în structură din indiferent ce cauze;

- la proiectarea clădirilor nu s-a prevăzut că fluxurile tehnologice se vor modifica de mai multe ori pe durata de serviciu normată a clădirii și chiar pe durata dintre două reparații capitale, necesitând în prezent intervenții grele la structura de rezistență (obiectivele 11, 17, 34, 38, 50, 60, ... din tabelul III.5);

- în majoritatea cazurilor, agresivitățile mediului interior și exterior tehnologic în care sunt exploatate clădirile, depășesc cu valori importante parametrii inițiali luați în calculele de proiectare (problemă generală, vezi cap. I);

- se semnalează degradări locale foarte grave datorate unor erori sau neglijențe care afectează esențial structura sau elementele de rezistență (obiectivele 2, 49, 59, 76, ... din tabelul III.5);

- la construcțiile mai vechi, ponderea o au degradările provenite dintr-o concepție și proiectare neadecvate (explicabile într-o anumită măsură, obiectivele 25, 35, 37, 40 ... din tabelul III.5) mai grav fiind faptul că aceleași observații se pot face și pentru construcții mai recente;

- în prezent, condițiile de exploatare ca și cauză a degradării construcțiilor tind să devină preponderente fiind urmate de lipsa de responsabilitate în ceea ce privește calitatea execuției.

În continuare, concluziile expuse se vor exemplifica prin studii de caz semnificative.

4. Exemplificări

4.1. Degradări rezultate din concepția construcțiilor

În această categorie se includ și “degradările inițiale” (vezi cap.I, §1 și fig. I.1), cele cu care construcția “pășește în viață” și care, pe durata de serviciu, împiedică desfășurarea funcțiunii [80] și/sau favorizează degradările produse de acțiunile exterioare [81].

Modificările în funcționalul clădirilor sunt generate de evoluția în timp a cerințelor utilizatorului atât la clădiri industriale (obiectivele 11, 17, 37, 38, 40, 50 din tabelul III.5) cât și la cele de locuit (obiectivele 67, 75 din tabelul III.5) sau cu alte destinații (obiectivele 71, 106). Rezultă astfel necesara, datorită modernizării fluxurilor tehnologice, adaptarea corespunzătoare a clădirilor industriale, la cele de locuit adaptările impunându-se odată cu creșterea cerințelor de confort [80].

Un exemplu edificator îl constituie clădirea instalației de albire (corpul 2) de la S.C. Letea S.A. Bacău, construcție realizată înainte de război (obiectivul 40, tabelul III.5) la care ulterior s-a eliminat câte un stâlp de la etaj introducându-se o grindă jug longitudinală în locul reazemului eliminat al grinzii principale transversale (foto III.1).



Foto III.1. Modificări funcționale realizate prin eliminarea unor stâlpi.

La clădirile de locuit, cele mai frecvente modificări funcționale constau în crearea de goluri pentru uși în vederea reamenajării spațiului, în special la blocurile din diafragme de tip celular, cu funcțiune închisă (obiectivele 67 și 75, tabelul III.5). Aceste modificări implică însă și luarea unor măsuri de refacere a capacității portante a diafragmelor (vezi lucrarea 93 din anexa A). Aceleași modificări se remarcă și la construcții cu alte destinații cum ar fi pavilioane administrative (obiectivele 60, 71 din tabelul III.5) sau magazine.

Modificări ale încărcărilor rezultate în urma înlocuirii fluxurilor tehnologice sau a schimbării destinației, caz în care structurile necesită reverificări și eventual consolidări. Cele mai des întâlnite cazuri sunt cele în care se modifică capacitatea sau poziția podului rulant (obiectivele 55, 61, 68 din tabelul III.5).

Structurile neadecvate preluării încărcărilor exterioare (în special seismice) reprezintă un segment important între structurile care au suferit degradări iar unele chiar avarii sau prăbușiri. În acest sens se evidențiază clădirile vechi cu forme neregulate în plan și pe înălțime ca și în ceea ce privește dispunerea elementelor structurale (stâlpi, grinzi) (obiectivele 35, 40, 41, 69 din tabelul III.5). Acestea au suferit avarii la cutremure repetate, de multe ori accentuate de procese corozive și/sau modificări funcționale ulterioare (fig.III.1).

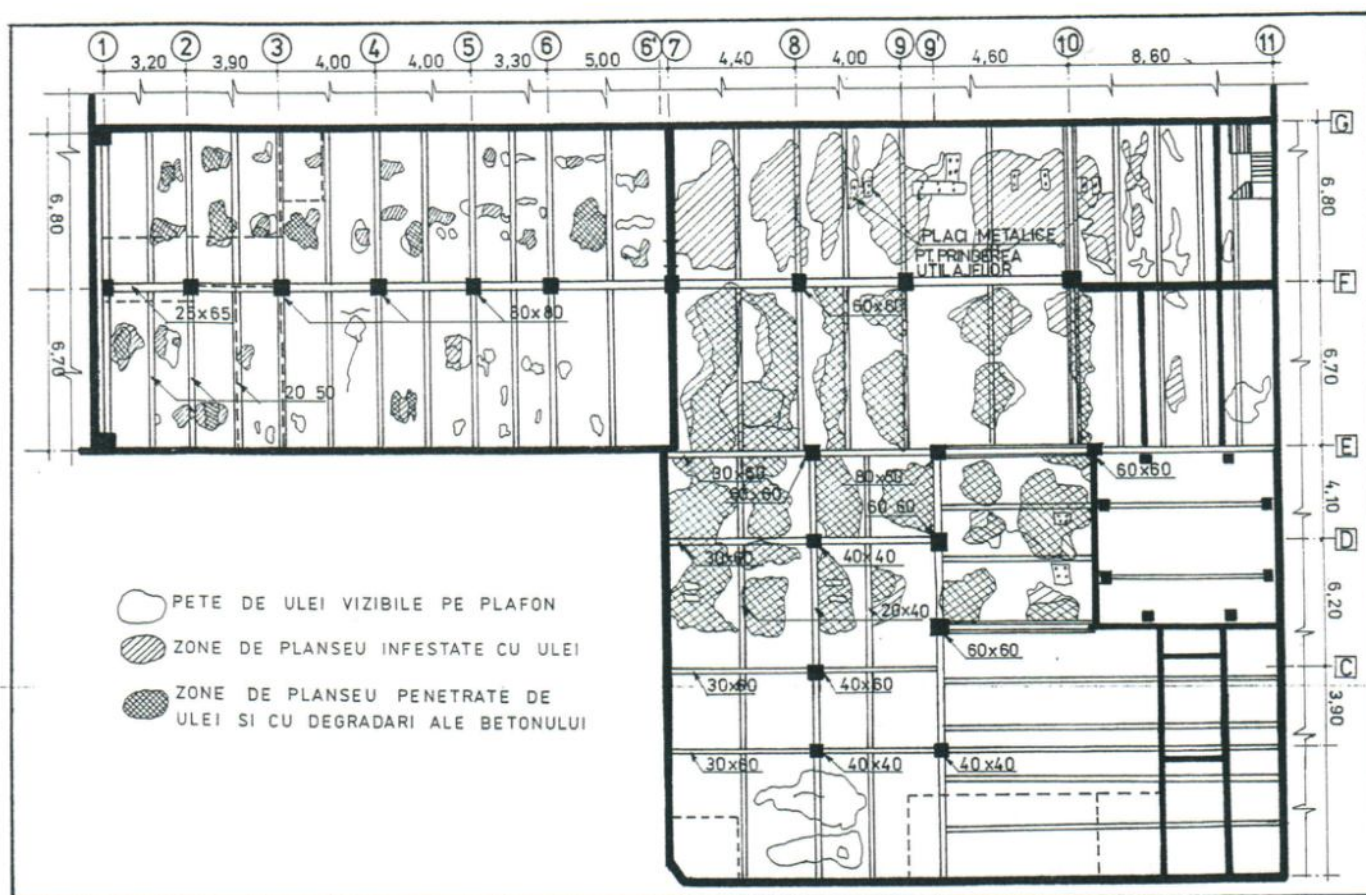


Fig. III.1. Structură etajată cu dispunere neregulată a stâlpilor și grinzilor, afectată și de procese de corozivune (vezi foto II.32)

Un caz aparte îl reprezintă bisericile cu formă trilobată în plan (obiectivele 108, 109 din tabelul III.5) care, neavând nici elemente de rigidizare în pereții din zidărie suferă degradări caracteristice la acțiunea cutremurelor, degradări sub formă de fisuri și crăpături la abside, turle etc. (fig. III.2 [87]).

Structurile neadecvate condițiilor de exploatare sunt cele care, exploatate în condiții de mediu cu agresivitate puternică, nu prezintă rezerve de siguranță acceptabile (obiectivele 22, 86, 89, 99 din tabelul III.5). Între acestea se evidențiază hala care adăpostește instalația de electroliză cu mercur de la C.P. Borzești (obiectivul 86 din tabelul III.5) realizată cu arce din beton armat exploatate într-un mediu foarte puternic coroziv (vezi foto III.2).

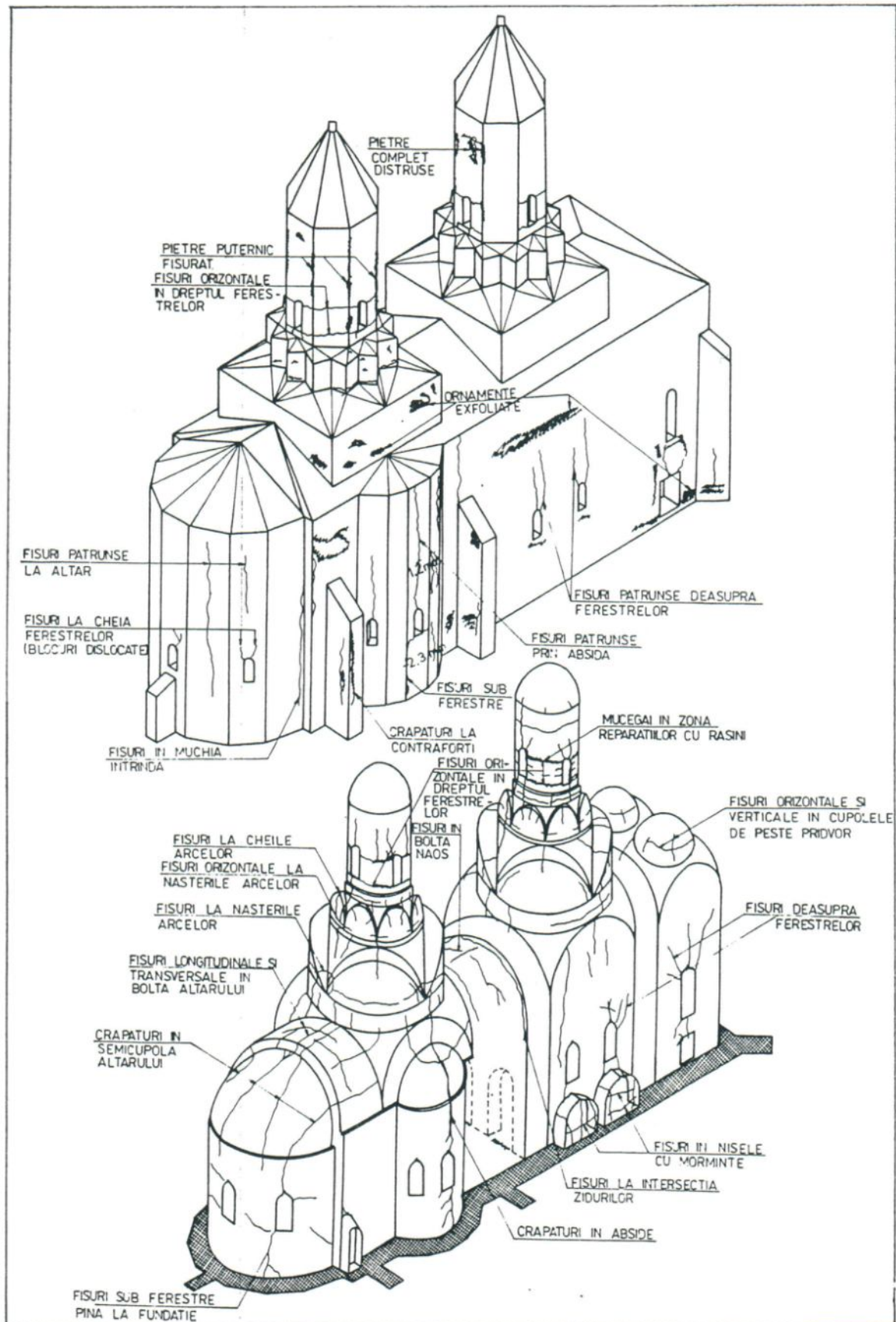


Fig.III.2. Degradări caracteristice la biserici cu formă de cruce în plan și turlă



Foto III.2. Arce cu tirant din beton armat puternic degradate

Tirantul din beton armat, lucrând fisurat, favorizează coroziunea armăturii care astfel, nemaifiind înglobată în beton nici măcar în zonele de ancorare de la capete (foto III.2) poate conduce la prăbușirea bruscă a arcului. Totodată, prin coroziunea armăturii din arc, se reduce și secțiunea de beton comprimată.

Consolidările pot constitui la rândul lor o cauză a producerii degradărilor la structuri atunci când nu sunt concepute în conformitate cu anumite principii [83]. Astfel, prin consolidare se modifică rigiditățile și schemele statice (obiectivele 34, 38, 39, 40, 49 din tabelul III.5) ale elementelor și/sau ansamblului structural, având drept consecință o redistribuire nefavorabilă a eforturilor. De asemenea, greutatea proprie a structurii poate crește astfel încât să fie necesară și reconsiderarea sistemului de fundare sau creșterea și redistribuirea greutateilor poate conduce la creșterea încărcării seismice.

La obiectivul 49 (tabelul III.5) de exemplu, care reprezintă o hală industrială din cadre principale transversale realizate peste o structură mai veche din cadre longitudinale (foto III.3), proiectantul a prevăzut consolidarea prin cămășuire a cadrului vechi (!) pentru ca acesta să constituie un reazem suplimentar pentru cele noi, transversale. Evident că în acest mod schema statică a cadrelor noi s-ar fi modificat nefavorabil, conducând la eforturi de întindere în secțiuni narmate corespunzător (centrul grinzilor dublu încastrate). În plus mai trebuie menționat faptul că terenul sub construcția nouă tasând, aceasta a rezemat pe cadrul longitudinal existent, fracturându-l (vezi foto III.3).

4.2. Degradări rezultate din proiectarea construcțiilor

În această categorie se pot include construcțiile vechi realizate în conformitate cu cunoștințele existente la acea vreme dar și cele realizate mai recent fără a se ține cont de condițiile de agresivitate a mediului.



Foto III.3. Construcție nouă realizată peste una veche

Construcțiile vechi, proiectate fără a avea la bază cunoștințele și legiferările de care se dispune în prezent, pe lângă o concepție de ansamblu a structurii neadecvată, prezintă și elementele structurale cu alcătuirii care, în prezent, sunt considerate ca neadecvate. Dintre acestea se pot enumera:

- etrieri dispuși la distanțe mari (peste 30 cm) atât în grinzi cât și în stâlpi (obiectivele 25, 35, 40, 68 din tabelul III.5) nefiind îndesați nici spre reazeme;
- procente de armare longitudinală și transversală sub cele minime;
- stâlpi cu rigidități mult mai mici în raport cu grinzile (stâlpi cu secțiuni mici și zvelți etc. mare, de exemplu).

Structurile sensibile la acțiunile corozive sunt mai ales cele prefabricate având în vedere următoarele caracteristici ale acestora:

- betonul din îmbinări este fisurat pe o anumită adâncime la fața prefabricatului datorită contracției (obiectivele 42, 43, 57, 67 din tabelul III.5) ceea ce favorizează coroziunea armăturii atât la structuri exploatate în medii agresive (vezi foto II.3) cât și la cele exploatate în mediu natural (vezi foto II.4);
- plăcuțele metalice ce realizează legăturile între elementele prefabricate (obiectivele 22, 26, 65, 81, 86, tabelul III.5) corodează mult mai rapid decât elementele [84] periclitând siguranța construcțiilor;
- planșeele prefabricate realizate din elemente nervurate au o suprafață de expunere mare ceea ce favorizează coroziunea acestora;
- consolele pe care sunt așezate elementele prefabricate sunt de asemenea zone de acumulare și stagnare a agenților corozivi.

Elementele de construcții neadecvate exploatării în medii corozive sunt cele care expun acțiunilor agresive o suprafață desfășurată mare, au secțiuni reduse ceea ce nu permite prevederea mai multor armături și înglobarea lor corespunzătoare în beton. Este cazul

24,79,80, 89,90, 91 din tabelul III.5). Este cazul grinzilor cu zăbrele (foto III.4, obiectivul 22 din tabelul III.5) și a arcelor cu tirant (vezi foto III.2).



Foto III.4. Grinzi cu zăbrele puternic corodate în mediul industrial

Alte elemente neadecvat utilizate sunt cele din beton precomprimat (obiectivele 8, 26, 57, 65, 99 din tabelul III.5) a căror armătură aflată sub tensiune corodează mult mai rapid (vezi foto II.25) putând conduce la cedări bruște ale elementelor.

Prevederea unor materiale necorespunzătoare prin proiectare (sau neprevederea lor) este de asemenea o cauză a degradărilor. Astfel, la construcțiile vechi monolite, betonul utilizat era în general de clasă inferioară (Bc7.5, Bc10, obiectivele 17, 25, 55, tabelul III.5), la cele mai recent executate remarcându-se mai ales calitatea slabă a protecțiilor.



Foto III.5. Cămășuieli la partea inferioară a grinzilor distruse prin coroziune

Erorile în proiectarea consolidărilor sunt din păcate la fel de frecvente ca și cele în proiectarea construcțiilor noi (obiectivele 13, 16, 37, 38, 40, 41, 86 din tabelul III.5). De exemplu, **cămășuielile parțiale** dispuse la partea inferioară a grinzilor unui planșeu expus unei puternice agresivități s-au degradat foarte repede (în aproximativ 15 ani) datorită infiltrării agentului coroziv între cămașă și element prin fisurile din contracție și datorită expansiunii în continuare a ruginii în elementele îmbrăcate în beton (foto III.5, obiectivul 40, tabelul III.5).

Aplicarea directă pe elementele infestate (mai ales cu ioni de clor) a cămășuielilor conduce de cele mai multe ori la distrugerea în cel mai scurt timp și a acestora (foto III.6, obiectivul 86 din tabelul III.5), situația fiind cu atât mai gravă cu cât perseverând în greșeală proiectantul prevede încă o cămășuială (foto III.7, obiectivul 89 din tabelul III.5).



Foto III.6. Cămășuială la un stâlp degradat de acțiunea clorului (stânga), fisurată după cinci ani de la execuție (dreapta)

Mult controversata problemă a conectorilor sudați între armături evident că se rezolvă în favoarea celor care sunt împotriva prevederii acestora dacă aplicarea conectorilor înseamnă practic distrugerea elementului existent (foto III.8, obiectivul 38 din tabelul III.5).

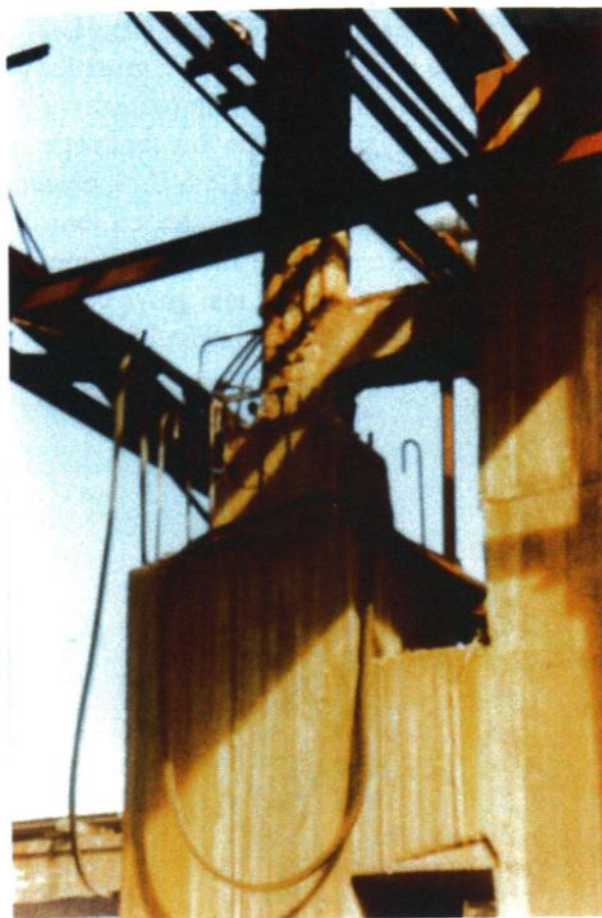


Foto III.7. Cămășuieli executate peste alte cămășuieli

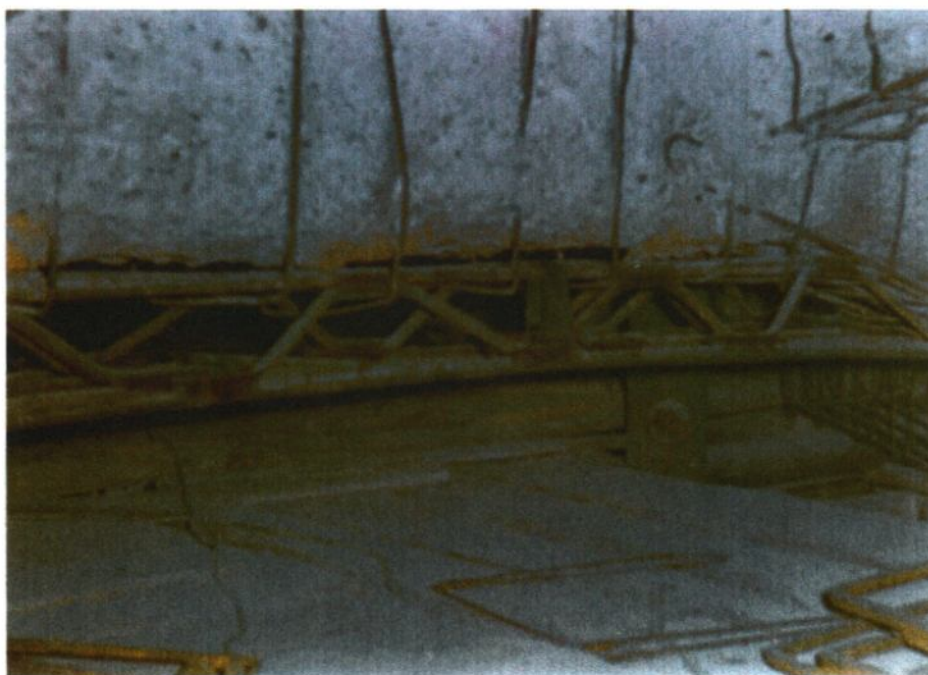


Foto III.8. Element degradat prin aplicarea conectorilor dintre armături

4.3. Degradări rezultate din execuția construcțiilor

Multă vreme construcțiile s-au executat fără a se da atenție detaliilor aparent minore dar care, în timp, au catalizat degradarea acestora. Practic nu există obiectiv la a cărui degradare să nu fi contribuit și constructorul.

Deficiențele de execuție cele mai frecvent întâlnite și cu consecințe grave asupra siguranței sunt:

- greșeli de trasare (obiectivele 33, 52 din tabelul III.5) care au drept consecință imposibilitatea montării elementelor prefabricate;

- strat de acoperire cu beton a armăturilor de grosime insuficientă sau inexistent (foto III.9, obiectivul 22 din tabelul III.5), abatere foarte frecventă și în același timp afectând esențial rezistența la agenți corozivi a elementelor din beton armat.



Foto III.9. Armături neînglobate în beton, puternic corodate



Foto III.10. Betoane segregate și armături corodate în zona segregată și în afara ei

- segregările în beton favorizează coroziunea armăturilor, coroziune care se propagă, începând din aceste zone, pe toată lungimea lor (foto III.10, obiectivul 89 din tabelul III.5); se mai menționează faptul că la decofrare, muchiile vii fisurează, favorizând de asemenea, coroziunea armăturii.

Deficiențe de execuție a consolidărilor sunt practic aceleași cu cele de la execuția lucrărilor noi dar trebuie menționat faptul că de cele mai multe ori consolidările trebuie

executate sub exploatare ceea ce implică luarea unor măsuri de îndepărtare a surselor de coroziune astfel încât acestea să nu infesteze betonul în stare proaspătă. Un al doilea aspect foarte important este acela că lucrările de consolidare nu trebuie întrerupte, existând riscul ca, pe timpul întreruperii, acestea să se degradeze astfel încât să nu se mai poată relua (foto III.11, obiectivul 16 din tabelul III.5).



Foto III.11. Consolidări întrerupte, puternic degradate (ansamblu și detaliu)

4.4. Degradări rezultate din exploatarea construcțiilor

Modul de exploatare a construcțiilor conduce la degradarea acestora în două situații:

- exploatarea utilajelor și a instalațiilor se efectuează astfel încât substanțele agresive deversează pe elementele de construcții degradându-le (foto III.12, obiectivul 7 din tabelul III.5) situație sesizată la cvasitotalitatea obiectivelor industriale expertizate;
- elementele de construcții sunt avariate prin spargeri, loviri, accidentale sau intenționate fără a se ține cont de consecințele acestora, fenomen sesizat de asemenea la cvasitotalitatea obiectivelor investigate; aceste intervenții în structură pot merge până la tăierea unor elemente de rezistență (foto III.13, obiectivul 49 din tabelul III.5).

Se semnalează frecvente cazuri, de dezagoliri sau tăieri ale armăturilor (inclusiv a celor pretensionate, obiectivele 59, 76 din tabelul III.5) în vederea prinderii prin sudură a unor instalații.



Foto III.12. Planșeu puternic degradat prin infiltrarea de substanțe agresive deversate pe pardoseli



Foto III.13. Grindă tăiată pentru trecerea unei conducte

CAPITOLUL V

INVESTIGAREA CONSTRUCȚIILOR DEGRADATE

1. Precizări

Investigarea construcțiilor trebuie să se efectueze la un nivel de complexitate suficient pentru a releva corect degradările aparente și ascunse și implicit pentru a evalua cu o precizie satisfăcătoare nivelul de siguranță. În același timp însă amploarea investigațiilor concretizate prin efortul uman depus, mijloacele tehnice și de calcul utilizate, toate traduse în costuri, trebuie în final să justifice economic soluția de reabilitare adoptată.

Abordarea investigațiilor din punct de vedere al criteriilor de economicitate și siguranță trebuie privită sub două aspecte:

(i) cu cât investigațiile sunt mai complexe costul lor este mai ridicat dar, evaluarea nivelului de siguranță fiind mai exactă, este de presupus că soluția de reabilitare adoptată este cea mai adecvată și deci cea mai eficientă inclusiv în perspectiva comportării în timp;

(ii) cu cât investigațiile sunt mai superficiale (deci costul lor este mic), evaluarea nivelului de siguranță este mai nesigură, ceea ce implică o soluție de reabilitare mai acoperitoare deci în principiu mai scumpă.

Gradul de complexitate al investigațiilor este estimat de către expert în faza de identificare a degradărilor (cap.IV, § A.3.2.4), decizia de adâncire a investigațiilor sau cea prin care acestea se consideră suficiente la un moment dat este luată tot de către expert pe parcursul desfășurării acestora (cap.IV, § A.3.2.5).

Complexitatea investigațiilor depinde în principiu de următorii factori:

- tipul și caracteristicile structurii (o casa parter din cărămidă implică evident investigații mai simple decât o structură etajată din beton armat, de exemplu);
- natura degradărilor (degradările de tip fisuri pot fi relevate mai simplu decât modificările produse în structura betonului de anumiți agenți corozivi, de exemplu);
- mijloacele tehnice la dispoziție, existența legiferărilor în domeniu și efortul financiar disponibil pentru realizare;
- importanța structurii (din punct de vedere al proceselor ce le adăpostește sau din punct de vedere social, cultural) și implicit nivelul de siguranță impus (evident, alta este complexitatea investigațiilor la un depozit parter și alta la un pod de sosea).

Având în vedere cele expuse anterior, ca și din motive de sistematizare a noțiunilor, investigațiile s-au considerat ca fiind:

- **examinarea vizuală**, efectuată distinct în procesul de depistare a degradărilor (vezi capitolul IV, § A.3.2.4, § A.3.2.4) și în cel de urmărire a comportării în timp a construcției (vezi capitolul IV, § B);

- **testările curente** (vezi tabelul V.1) sunt cele care nu implică dotări cu aparatură specială putând fi efectuate de o persoană instruită în acest sens, de tipul testării cu fenoftaleină, sondaje prin spargerea betonului sau ciocănire, etc.; aceste investigații simple fac parte din procesul de depistare a degradărilor cât și din cel de urmărire a comportării în timp a construcțiilor (cap. IV §4.6 și 4.8);

- **investigațiile complexe** sunt cele efectuate de personal specializat utilizând aparatura adecvată (capitolul IV, § A.3.2.5).

Investigațiile pot fi:

- **în situ**, direct pe structură (vezi tabelul V.2) sau pe epruvete expuse în situ;
- **în laborator** (vezi tabelul V.6) pe probe prelevate din structură și/sau pe epruvete executate în acest scop (expuse în laborator sau în situ).

În continuare se vor prezenta:

- (i) modul în care se efectuează investigațiile,
- (ii) mijloacele cu care se efectuează acestea și
- (iii) cum se interpretează rezultatele obținute, în primul rând din punctul de vedere al durabilității construcțiilor.

Mijloacele de investigare standardizate și utilizate la noi în țară sunt prezentate cu exemplificări din aplicațiile autorului. Cele utilizate în străinătate și consacrate sunt prezentate pe scurt (o prezentare detaliată a fost făcută în al doilea referat din cadrul tezei [111]). Din multitudinea de mijloace și dispozitive de încercare, mai ales de laborator, prezentată în literatura de specialitate, s-au selectat numai cele mai semnificative.

Toate aceste mijloace de investigare sunt prezentate cu particularitățile de aplicare și interpretare a rezultatelor la elemente din beton armat afectate de procese corozive.

2. Examinarea vizuală

Examinarea vizuală trebuie abordată sub două aspecte având caracteristici specifice și anume:

- *examinarea vizuală efectuată de expert în cadrul procesului de culegere a datelor preliminare* (cap.IV, § A.3.2.1, foto V.I) în urma căreia se preliminară amploarea lucrărilor de investigare și în final costul expertizei și *examinarea vizuala efectuată în cadrul procesului de depistare a degradărilor* (cap.IV, § A.3.2.4);

- *examinarea efectuată de expert (sau utilizator) în cadrul procesului de urmărire a comportării în timp a construcției* (cap.IV, § B), sau în cadrul legiferat de reglementările republicane (cum este P 130-88, [102]).

a. În primul caz, expertul, după delimitarea exactă a obiectului, efectuează vizionarea acestuia, de obicei în prezența utilizatorului, după un traseu care să permită examinarea tuturor elementelor structurii de rezistență susceptibile a fi suferit degradări. Se precizează faptul că omisiunile survenite în faza de culegere a datelor poate conduce la subestimarea amplitudinii lucrărilor sau cele omise în faza de depistare atrag răspunderea asupra siguranței estimate a structurii. În această a doua fază poate apare ca necesară și examinarea fundațiilor, ceea ce implică decopertarea lor.



Foto V.1. Examinarea vizuală și prin impact acustic a unui element din beton armat de către profesorul Mihul

b. În al doilea caz, examinarea vizuală se efectuează pe baza unui program elaborat de expert în vederea completării datelor (cap.IV, § B) pentru evaluarea nivelului de siguranță sau prin efectul legiferărilor în vigoare (P 130-88) caz în care instrucțiunile sunt elaborate de proiectant, fiind cuprinse în cartea tehnică a construcției (pentru cele noi), sau la solicitarea utilizatorului. În prima situație urmărirea este efectuată de către utilizator dar este recomandabilă și participarea periodică a expertului, în al doilea caz aceasta este efectuată de către utilizator care numește în acest scop un responsabil, datele fiind centralizate la un anumit nivel. Aceste date servesc expertului în cazul în care la un moment dat acesta este solicitat de utilizator pentru întocmirea expertizei iar colectate și prelucrate, pot fi utilizate la perfecționarea proceselor de concepție, proiectare, execuție și exploatare a clădirilor (vezi figura IV.1, secvența 3).

În normativul P 130-88 se prezintă metodologia de organizare a urmării în timp a construcțiilor atât prin supravegherea curentă (= examinare vizuală) cât și prin urmărire specială, stabilindu-se obligațiile proiectantului, executantului, utilizatorului și a altor factori implicați în acesta (ministere, inspectoratele de calitate, etc.). De asemenea, se dă o listă orientativă a fenomenelor supuse urmării curente (ca și modul de fișare a construcțiilor).

Reglementările date în acest normativ au însă caracter general, ele trebuind a fi detaliate și aplicate fiecărui tip de construcție și mediu de exploatare, motiv pentru care, s-a simțit nevoia unei detalieri privind construcțiile situate în medii agresive (vezi cap.IV, § B).

3. Testările curente

Testările se efectuează de către expert în cadrul procesului de depistare a degradărilor (cap.IV, § A.3.2.5) și de către expert sau utilizator în cadrul procesului de urmărire a comportării în timp a construcției (cap.IV, §B). În îndrumările prezentate în capitolul anterior și care se referă în primul rând la construcțiile afectate de coroziune, testările curente sunt definite ca fiind: (i) *sondajele* efectuate prin ciocănire sau îndepărtarea stratului de acoperire cu beton a armaturilor și (ii) *testările simple* care evidențiază grosimea betonului dezalcalinizat sau penetrat de substanțe agresive.

3.1. Sondajele

3.1.1. Sondajele prin lovire cu un ciocan a suprafeței betonului se efectuează pentru aprecierea grosieră dar de multe ori relevantă (aceasta depinde esențial de experiența expertului) a calității acestuia. Se pot identifica zonele segregate, fisurate, având în vedere că aceste defecte, cât și un beton slab, de clasă inferioară, prost compactat, amortizează atât șocul cât și sunetul. Deși la prima vedere pare o operație empirică, datorită experienței expertului care o folosește poate avea o pondere semnificativă în faza preliminară de identificare a degradărilor. Drept dovadă, metoda este citată și în bibliografia străină ca *metodă acustică* de investigare (vezi [86] și tabelul V.1) și, adaptată la determinarea degradărilor din placa podurilor este recomandată de către ASTM [112]. Prin lovirea cu ciocanul se identifică zonele în care protecțiile elementelor (placaje, tencuieli, pelicule) nu sunt aderente la beton, în aceste zone fiind probabil ca agenții corosivi să se infiltrat iar coroziunea betonului și armăturii să fie în curs.

3.1.2. Sondajele prin îndepărtarea stratului de acoperire cu beton a armaturilor se efectuează atunci când acesta este fisurat, segregat sau în curs de degradare, în vederea examinării stării armăturii. Dacă pe armătură se observă pete de rugină rezultă că procesul de coroziune este în perioada de propagare. Dacă betonul este fisurat în lungul armaturilor, prin îndepărtarea acestuia se constată cu siguranță coroziunea acesteia, măsurându-se și diametrul rezultat în urma ruginirii. De cele mai multe ori, la aceste sondaje se efectuează și testările de alcalinitate în spărtura proaspătă.

3.2. Testările simple

3.2.1. Testarea alcalinității betonului

Alcalinitatea betonului se verifică în spărtura proaspătă prin **stropirea cu o soluție alcoolică de fenolftaleină de concentrație 1%**. Dacă betonul se colorează în **roșu-violet**, se consideră că este suficient de alcalin pentru a asigura protecția armaturilor (vezi cap.II, foto II.1 și II.2)

Numărul și locul testărilor se alege de expert funcție de condițiile reale (tip, poziție, mediu) ale elementului, ținând cont de următoarele:

- unul sau două puncte de testare trebuie situate într-o zonă aparent nedegradată;

- unul sau două puncte de testare se aleg în zona depistată vizual și prin sondaje ca fiind degradată (funcție de extinderea acestora).

Elementele care se testează și numărul lor este indicat tot de către expert, pe următoarele considerente:

- se urmăresc zonele sensibile la coroziune, testările efectuându-se la unul sau două elemente cu aceleași caracteristici, relevate la examinarea vizuală și la sondaje (funcție de numărul și răspândirea acestora);

- testările se efectuează pentru cel puțin fiecare element caracteristic al structurii de rezistență, chiar nedegradat (stâlpi, grinzi, elemente prefabricate de planșeu de acoperiș, plăci, etc.) în minimum două puncte;

- numărul testărilor pe element și numărul de elemente testate poate fi mărit pe parcursul efectuării operațiilor funcție de constatările efectuate, împrăștierea rezultatelor, modificarea condițiilor de mediu etc.

3.2.2. Determinarea adâncimii de penetrare a ionilor de clor

Prezența ionilor de clor în beton este mai dificil de depistat în situ prin metode simple (fără prelevarea de material și analiza chimică a acestuia). Cercetări recente [113] au confirmat posibilitatea utilizării soluției apoase de AgNO_3 , în concentrație de 0,1N, pentru identificarea prezenței ionilor de clor în piatra de ciment. Soluția se aplică prin pulverizare, adâncimea de penetrare a ionilor fiind indicată de formarea unui precipitat alb (azotatul de argint). La marginea suprafeței pe care se formează precipitatul, conținutul de ioni de clor solubili este de 0,15% din greutatea cimentului.

Tabelul V.1. Metode simple de investigare în situ a construcțiilor

METODA	PRINCIPIUL METODEI	UTILIZĂRI	AVANTAJE	LIMITĂRI
EXAMINAREA VIZUALĂ §2.	se vizionează toate elementele de construcții, cu preponderență în zonele sensibile la coroziune	se efectuează în cadrul proceselor de expertizare și de urmărire a comportării în timp a construcției	simplu de aplicat, concluziile fiind adesea hotărâtoare pentru continuarea investigațiilor	nu pot fi vizionate zone inaccesibile, evaluările sunt aproximative
IMPACT ACUSTIC §3.1.1.	sunetul emis la lovirea suprafeței betonului este atenuat de prezența defectelor	detectarea zonelor cu segregări, fisuri, deprinderi ale protecțiilor	ușor de aplicat	depinde esențial de experiența expertului
SONDAJE LA ARMĂTURI §3.1.2.	se crează un șliț în stratul de acoperire cu beton până la armături	identificarea armăturilor și a stării acestora	se vizualizează direct starea armăturilor, se poate măsura diametrul acestora	nu se poate aplica în orice zonă a elementului
TESTAREA ALCALINITĂȚII §3.2.1.	se pulverizează soluție de feonftaleină (1%) pe beton în spărtura proaspătă	se determină adâncimea stratului de beton carbonatat	foarte simplu de aplicat	se distruge local betonul
TESTAREA PREZENȚEI IONILOR DE CLOR §3.2.2.	se pulverizează soluție de AgNO_3 pe (0,1 N) pe beton în spărtură proaspătă	se determină adâncimea de penetrare a ionilor de clor	simplu de aplicat	mai necesită cercetări pentru omologare

4. Investigațiile complexe

Investigațiile complexe se efectuează de către personal specializat conform unui plan întocmit de expert pe baza investigațiilor preliminare, eventual adoptat pe parcurs, odată cu desfășurarea investigațiilor în conformitate cu o metodologie clară (de preferat standardizată) și cu aparatură specializată. Prin investigațiile complexe se relevă caracteristicile materialelor, defectele ascunse și degradările elementelor (se vizualizează interiorul elementelor), caracteristici care se consideră apoi în calculele de evaluare a nivelului de siguranță a structurii (vezi cap. VI), a căror precizie depinde de acuratețea rezultateelor investigațiilor.

Investigațiile complexe se efectuează:

- **în situ**, utilizând metode nedistructive prin care se măsoară indirect caracteristicile materialelor, nedistructive prin afectarea superficială a integrității elementelor și pe epruvete extrase din elemente;

- **în laborator**, pe epruvete extrase din structură și/sau expuse în situ și/sau în laborator, investigațiile și testările putându-se efectua cu aparatură complexă;

- **prin monitorizarea** comportării construcției, urmărindu-se evoluția și modificările în timp a diferitelor caracteristici, proprietăți sau defecte.

În general profunzimea investigațiilor este proporțională cu complexitatea aparaturii și deci și cu costul operațiilor, situație în care decizia pentru detalierea investigațiilor depinde atât de expert cât și de cel care finanțează expertizarea (beneficiarul). În acest sens trebuie avut în vedere faptul că, în principiu, o expertizare de profunzime, deși mai scumpă, permite o evaluare mai precisă a nivelului de siguranță, situație în care decizia de intervenție este mai adecvată.

Pe de altă parte, complexitatea investigațiilor depinde și de valoarea și experiența expertului, având în vedere că o calificare înaltă a acestuia poate scuti beneficiarul de cheltuieli suplimentare pentru aplicarea unor mijloace sofisticate de investigare.

4.1. Investigațiile în situ

Metodele de investigare în situ a construcțiilor presupune o aparatură portabilă, simplu de utilizat, care să indice direct caracteristica măsurată sau eventualele corelații să se realizeze după legi certificate experimental și statistic.

Metodele curent utilizate în prezent pentru investigarea construcțiilor sunt prezentate în tabelul V.2 și sunt descrise în continuare. Metodele curent utilizate în țară sunt ilustrate prin aplicațiile acestora de către autor și descrieri succinte în conformitate cu normativele de prezentare a acestora. Metodele utilizate în străinătate sunt descrise ca principiu, indicându-se standardurile și bibliografia cele mai recente referitoare la acestea. Aparatura necesară aplicării metodelor descrise este preluată după prospectele furnizate autorului de către firmele producătoare.

La toate metodele prezentate se analizează caracteristicile specifice de aplicare pentru structuri afectate din punct de vedere al durabilității.

Tabelul V.2. Metode de investigarea în situ a onstrucțiilor

	METODA	PRINCIPIUL METODEI	UTILIZĂRI	AVANTAJE	LIMITĂRI
A. METODE INDIRECTE	EXMINAREA VIZUALA CU SONDE CU FIBRE OPTICE § 4.1.1.	prin intermediul sondei cu fibre optice se luminează spațiul închis și se captează imaginea	examinarea vizuală a spațiilor inaccesibile	ușor de aplicat	adâncimea de penetrare este limitată de lungimea țigii
	IMPULS ULTRASONIC § 4.1.2.1.	viteza de propagare a ultrasunetelor între imitator și receptor depinde de calitate și omogenitatea betonului și prezența defectelor de structură	determinarea rezistenței, localizarea defectelor și determinarea mărimii acestora	echipament ieftin, ușurința în operare	necesită experiență și discernământ în evaluarea rezultatelor care depind de mai mulți parametri prezența armăturii afectează rezultatele
	ECOUL DE IMPACT § 4.1.2.2.	caracteristicile undelor (frecvența și amplitudine) induse în beton prin impact se modifică funcție de rezistența și omogenitatea acestuia, prezența defectelor structurale, a golurilor, a armăturii	determinarea rezistenței betonului, localizarea defectelor și a mărimii acestora, localizarea armăturii, determinarea grosimii	operează pe o singură față și rezultă o imagine a interiorului elementului	necesită experiență și cunoștințe din partea operatorului pentru utilizarea aparatului și interpretarea datelor
	UNDE DE SUPRAFATA § 4.1.2.3	viteza de propagare a undelor de suprafață produse prin impact diferă în straturi de omogenitate diferită	determinarea omogenității și grosimii straturilor de beton cu caracteristici diferite	aplicabile la elemente accesibile pe o față	echipament și personal specializat cu experiență, aplicabilă deocamdată la îmbracamînți rutiere
	RECVL § 4.1.3.1.	recul unei mase la impactul cu suprafața betonului depinde de rezistența și omogenitatea acestuia	determinarea rezistenței și omogenității betonului	ușor de aplicat	rezultatele depind de mai mulți parametri care trebuie cunoscuți
	PENETRARE A BOLTURILOR § 4.1.3.2.	adâncimea de penterare a unui bolt înglobat în beton printr-un soc controlat este proporțională cu caracteristicile acestuia	determinarea omogenității și rezistenței straturilor superficiale de beton	simplic de aplicat, nu necesită personal specializat, rezultate imediate	este necesar un număr mare de determinări, interpretarea rezultatelor depinde de mai mulți parametri
B. METODE DIRECTE	SMULGEREA UNEI ANCORE	măsurarea forței necesare smulgerii unei ancore fixate în beton	determină rezistența betonului	măsoară direct rezistența betonului	nu este clar elucidat mecanismul de rupere a betonului în jurul ancorei
	SMULGEREA UNUI DISC § 4.1.3.3.2.	măsurarea forței necesare smulgerii unui disc fixat de suprafața betonului (eventual delimitată prin forare)	determinarea rezistenței betonului	simplic de aplicat	indică rezistența betonului la suprafață, delimitarea în adâncime a suprafeței modifică rezultatele
	RUPEREA UNEI CAROTE § 4.1.3.3.3.	măsurarea forței de rupere, aplicată lateral unei carote din element	determinarea rezistenței betonului	se obține direct rezistența betonului	necesită utilaj adecvat pentru forare
	CAROTE EXTRASE § 4.1.4.	se extrage prin forare o probă cilindrică	determinarea rezistenței betonului și a altor caracteristici fizice și chimice	se obțin direct rezistențele betonului, se analizează direct propr. fizice și chim.	determinările se efectuează în laborator, cele în situ nu sunt recomandate
INVESTIGARE ÎN PROFUNZIME	INDUCTIA ELECTRO-MAGNETICA § 4.1.7.	prezența armăturilor din beton modifică câmpul electromagnetic indus în beton	determinarea poziției, diametrului armăturii și a adâncimii la care se afla în beton	nu necesită specializare	dificil de aplicat la elemente cu armături dese
	RAIOGRAFIEREA § 4.1.8.	absorbția undelor X și γ este afectată de densitatea betonului, prezența neomogenităților și armăturilor în beton	depistarea armăturii în beton și a neomogenității	necesită aparatură complexă și personal calificat	este costisitoare, necesită acces la fețe opuse ale elementelor
	RADAR § 4.1.9.	impulsurile electromagnetice induse în beton sunt reflectate diferit de armăturile și neomogenitățile din beton	localizarea armăturii, măsurarea grosimii straturilor cu densități diferite, depistarea neomogenităților în beton	este suficientă o față accesibilă a elementului	este costisitoare, necesită echipament adecvat și personal calificat

METODE DE	TERMICA § 4.1.10.	caldura radiată în beton dupa însoțire este funcție de neomogenitățile din beton	depistarea neomogenităților, segregărilor, golurilor din beton	se poate aplica pe suprafețe întinse în timp scurt	necesită echipament special de măsurare a temperaturilor și prelucrare a datelor
	DEFERENȚA DE POTENTIAL PE ARMATURI § 4.1.11.1	prezența ruginii pe armături produce o diferență de potențial într- un curent indus prin elementul de beton armat	depistarea zonelor cu armături potențial corodate	aparatura portabilă simplă	nu se evidențiază viteza de coroziune
	REZISTIVITATEA BETONULUI § 4.1.11.2.	rezistivitatea betonului se modifică dacă procesul de coroziune a armăturii este în curs de desfășurare	determinarea stării de coroziune a armăturii	se poate evidenția viteza de coroziune	este necesară testarea metodei prin dezvoltarea cercetărilor
DETERMINAREA PROPRIETĂȚILOR FIZICO-CHIMICE	DETERMINAREA UMIDITĂȚII PRIN METODA CU NEUTRONI § 4.1.12.1.	prezența apei în beton conduce la modificarea vitezei neutronilor induși în beton funcție de cantitatea de hidrogen	determinarea umidității		necesită echipament și personal calificat
	DETERMINAREA UMIDITĂȚII PRIN METODA ABSORBȚIEI UNDELOR ELECTRO- MAGNETICE § 4.1.12.2.	energia absorbită de moleculile de apă (dipoli) într-un cimp electromagnetic oscilant este nulă	determinarea umidității		necesită echipament costisitor și accesibilitate pe două fețe
	DETERMINAREA UMIDITĂȚII PRIN MASURAREA REZISTENȚEI ELECTRICE § 4.1.12.3.	proprietățile dielectrice ?/ ale betonului se modifică în prezența apei	determinarea umidității	aparat portabil simplu de utilizat	proprietățile dielectrice sunt afectate de prezența sărilor
	PERMEABILITATE LA APA § 4.1.13.1.	se măsoară cantitatea de apă absorbită de beton în unitatea de timp, pe unitatea de suprafață	determinarea permeabilității la apă a betonului	în general simplu de aplicat	nu poate fi controlată direcția fluxului de apă, determinările sub presiune necesită echipament adecvat
	PERMEABILITATE LA AER § 4.1.13.2.	se măsoară durata în care aerul penetrând în beton conduce la revenirea presiunii, într-o incintă etansată de element până la o valoare impusă	determinarea permeabilității la aer a betonului	în general simple de aplicat	rezultă valori relative ale permeabilității, depind de tehnica aplicată
	DETERMINAREA CONTINUTULUI DE CLORURI § 4.1.14.	măsurarea diferenței de potențial între doi electrozi imersați în soluția de analizat	determinarea conținutului de ioni de clor liberi în piatra de ciment	indică direct concentrația de ioni de clor	ete necesar un aparat cu electrod specializat (pentru clor și soluții de titrare)

4.1.1. Examinarea vizuală a zonelor inaccesibile

Rosturile dintre elemente, cavitățile, canalele, crăpăturile, interiorul găurilor practicate pentru sondaje și alte zone inaccesibile cu chiul liber se pot vizualiza prin intermediul sondelor cu fibre optice (fig. V.2). Sonda constă dintr-o tijă cu fibre optice, care canalizează lumina de la o sursă și prin care, cu ajutorul unui sistem de lentile din capătul tijei se permite vizualizarea unui câmp larg.

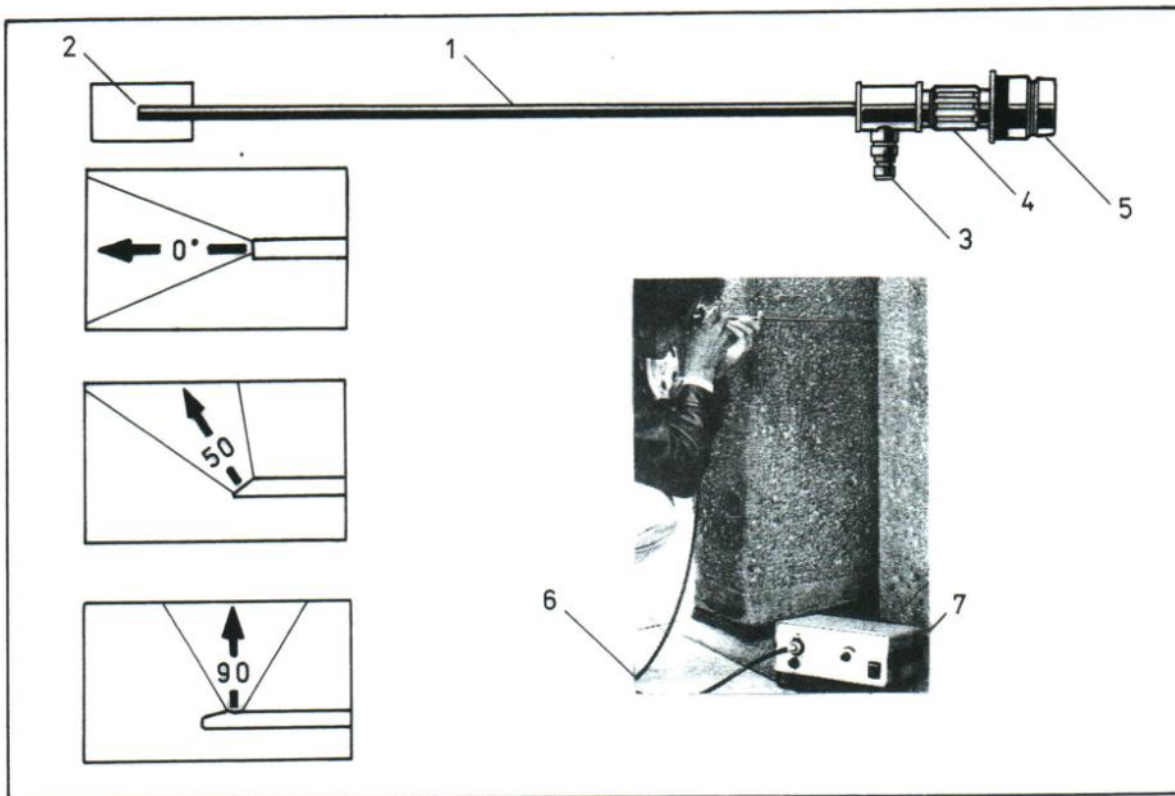


Fig.V.1. Sondă cu fibre optice pentru examinarea zonelor inaccesibile cu ochiul liber:
 1 - tija ; 2 - capul de reglare a câmpului vizual; 3 - conexiunea la sursa de lumină prin fibre optice; 4 - obiectiv pentru focalizare; 5 - conexiunea cu aparatul de fotografiat;
 6 - cablul cu fibre optice; 7 - sursa de lumină (firma SDS Non-Destructive Testing)

A. METODE INDIRECTE PENTRU DETERMINAREA OMOGENITĂȚII BETONULUI

4.1.2. Metode bazate pe propagarea undelor

Aceste metode au la bază proprietatea undelor (din domeniul acustic sau ultrasonic) propagate printr-un material de a-și modifica caracteristicile (viteză, frecvență, amplitudine, spectru) funcție de proprietățile materialului (omogenitate, compactitate, rezistență, prezența defectelor structurale).

Utilizând această proprietate, s-au pus la punct mai multe metode pentru detectarea defectelor și de determinare a rezistențelor betonului, începând cu simpla ciocanire a suprafeței (vezi § 3.1.1. și tabelul V.1) și mergând până la utilizarea unor aparate perfecționate (vezi mai departe).

Aceste metode pot fi clasificate și denumite după mai multe din caracteristicile lor cum ar fi: domeniul de frecvență al undelor (acustic sau ultrasonic), modul de producere (prin impulsuri sau impact mecanic), domeniul de propagare (prin element sau pe suprafața acestuia) și drept consecință, le întâlnim sub diverse denumiri în literatura de specialitate [114], [115]. În continuare, aceste metode vor fi prezentate sub denumirile adoptate în prezent în literatura din străinătate (cea autohtonă fiind deja depășită).

4.1.2.1. Metoda impulsurilor ultrasonice

a. **Principiul metodei** constă în măsurarea duratei de propagare a impulsurilor induse în beton de către un emițător și recepționate de către un receptor dispus la o distanță ce se măsoară (fig. V.3a). Cunoscând viteza de propagare a ultrasunetelor într-un beton cu caracteristici determinate și faptul că modificări ale acestora conduc la modificări ale vitezei ultrasunetelor se pot aprecia următorii parametri:

- rezistențele mecanice ale betonului;
- omogenitatea betonului într-un element;
- grosimea stratului de beton degradat prin acțiuni fizice (foc, îngheț-dezghet) și chimice (coroziune);
- depistarea defectelor ascunse ale betonului (goluri, fisuri, rosturi de turnare, caverne, etc.).

Impulsurile pot fi produse de un emițător electroacustic (metoda utilizând impactul mecanic pentru producerea ultrasunetelor a fost numită *metoda ecoului de impact*, și este tratată mai departe în paragraful, § 4.1.2.2.) cu o anumită cadență, frecvența și lungimea de undă a ultrasunetelor trebuind să fie adecvată propagării în beton [114].

La noi în țară, metoda este cuprinsă în normativul C 26-85 [116].

b. **Aparatura de încercare** constă, în principiu, dintr-un generator de declanșare a impulsurilor, emițătorul cu cristal piezoelectric care produce vibrațiile, receptorul care traduce semnalele ultrasonice în semnale electrice (fig. V.2) și ansamblul electronic care permite afișarea directă a timpului de propagare a impulsurilor prin beton (semnalul poate fi vizualizat și pe un osciloscop, foto V.2). Emițătorul și receptorul se plasează perpendicular pe suprafața betonului prin intermediul unui mediu cuplant (vaselină).

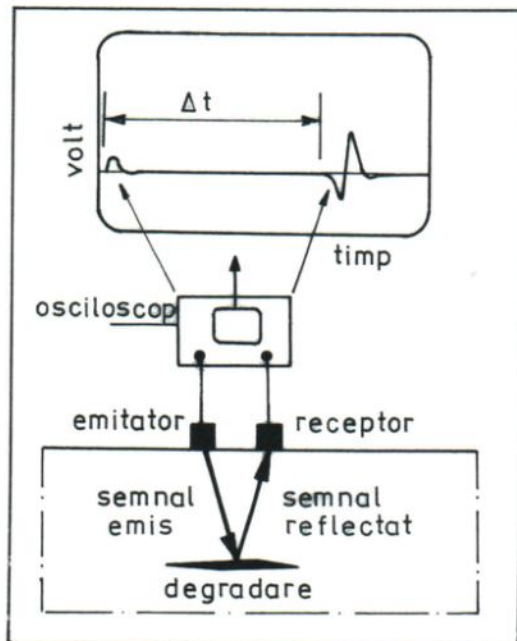


Fig.V.2.Principiul metodei impulsurilor ultrasonice

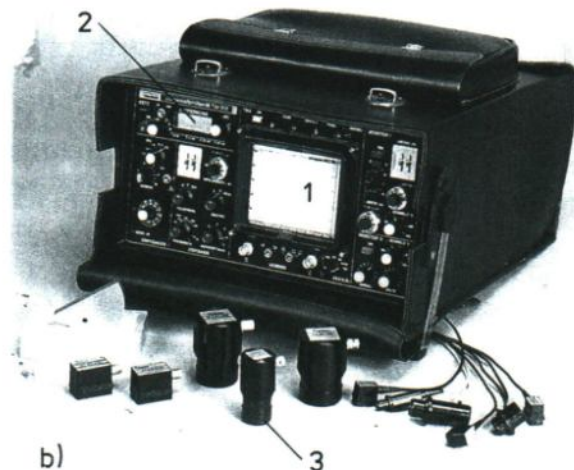


Foto V.2. Aparatura de încercare: 1- osciloscop; 2- afisaj digital pentru durată; 3 - palpatori pentru frecvențe diferite (firma UNIPAN)

c. Condiții de aplicare. Rezultatele măsurătorilor sunt influențate de mai mulți factori ca: umiditatea și temperatura betonului, prezența armăturilor în câmpul de propagare a undelor, starea suprafeței betonului, frecvența undelor [114].

Viteza de propagare crește aproximativ 5% la un beton saturat cu apă față de unul uscat, ceea ce poate duce la erori de până la 20% în estimarea rezistenței. Atât timp cât temperatura betonului este cuprinsă între +5°C și +30°C variațiile vitezei ultrasunetelor sunt neglijabile, deși aceasta scade cu creșterea temperaturii.

Prin armături-ultrasunetele se propagă mai rapid decât în beton. Influența acestora se ia în considerare la corectarea vitezei de propagare calculate prin intermediul unor coeficienți determinați funcție de mărimi ce pot fi cunoscute (diametrul barelor, acoperirea cu beton, distanța emițător-receptor).

Suprafața betonului influențează prin rugozitate, influența sa fiind cu atât mai mare cu cât rugozitatea este mai mare, viteza în stratul cuplant mai mică, viteza în beton mai mare și distanța emițător-receptor mai mică. Pentru reducerea acestei influențe se recomandă prelucrarea suprafeței, distanțe emițător-receptor relativ mari (peste 30 cm), o presiune mare, uniform distribuită pe traductor, mediu cuplant cu viteze de propagare mari.

Frecvența proprie a traductorilor influențează prin aceea că impune o dimensiune minimă a elementului de încercat și este funcție de caracteristicile fizice ale materialului.

d. Tehnica de încercare diferă funcție de scopul urmărit. În continuare sunt prezentate tehnicile de încercare din normativul C 26-85 cu completări extrase din literatura de specialitate mai recentă cu referire la evaluarea durabilității elementelor.

d.1. Determinarea omogenității betonului se efectuează pe element sau pe ansamblul structurii pe baza prelucrării statistice a rezultatelor măsurătorilor vitezei ultrasunetelor (se calculează viteza medie, abaterea relativă, abaterea pătratică medie, coeficientul de vibrație). Rezultatele prelucrate statistic pot fi reprezentate sub formă de histogramă (fig. V.3a), o împrăștiere mare a rezultatelor inducând prezența segregărilor [117]. Uniformitatea betonului poate fi relevată și prin coeficientul de variație a rezultatelor. Valori ale coeficientului sub 2% indică o omogenitate foarte bună, valori între 2 și 4% indică o omogenitate corespunzătoare iar coeficienți mai mari de 4% indică o omogenitate slabă și deci necesită investigații suplimentare pentru delimitarea zonelor cu defecte [114]. CEB [85] recomandă ca criteriu de apreciere a omogenității chiar viteza măsurată a ultrasunetelor: dacă aceasta este mai mare de 4 km/s, betonul poate fi considerat bun, dacă este între 3 și 4 km/s betonul este satisfăcător, iar dacă este sub 3 km/s betonul este slab. De remarcat faptul că, standardul american ASTM C 547 [118] recomandă metoda măsurării vitezei ultrasunetelor numai pentru determinarea calității betonului (omogenitate, segregări, fisuri, degradări) dar nu și pentru determinarea rezistenței (aceasta putându-se face doar prin corelarea cu măsurători efectuate pe probe). Se mai specifică și faptul că pentru obținerea unor rezultate corecte, palpatorii trebuie situați pe fețe opuse ale elementului, măsurătorile pe o față fiind recomandate doar pentru determinarea stratificației betonului (cum ar fi adâncimea stratului de beton degradat). Recomandările americane privind determinarea în situ a rezistenței betonului [119], prezentând metoda, atrag atenția asupra relativității factorilor de corecție utilizați în corectarea curbei standard de calibrare în vederea sdeterminării rezistenței betonului.

d.2. Detectarea zonelor segregate se efectuează prin măsurarea vitezelor într-o rețea ortogonală de puncte. O schimbare rapidă a vitezei între puncte apropiate indică prezența unui defect. Pentru stabilirea zonei segregate se îndesește rețeaua punctelor de măsurare în zona

astfel detectată. Conturul zonei segregate se poate trasa prin prelucrarea statistică a rezultatelor obținute. De exemplu, dacă se acceptă ca limită inferioară a vitezei în betonul considerat compact, $v_{\min} = v_m - 1,96\sigma$ (unde v este viteza medie și σ este abaterea standard a măsurătorilor excluzând pe cele evident eronate), se poate trasa o hartă a liniilor de egală viteză (fig. V.3b) și limita sub care este de așteptat ca betonul să prezinte segregări [117]. Metoda a fost aplicată de autor, în combinație cu cea prin sclerometrare, pentru determinarea omogenității betonului și a eventualelor segregări, la o grindă din beton precomprimat (vezi figurile V.24, V.25 și foto V.12, V.13).

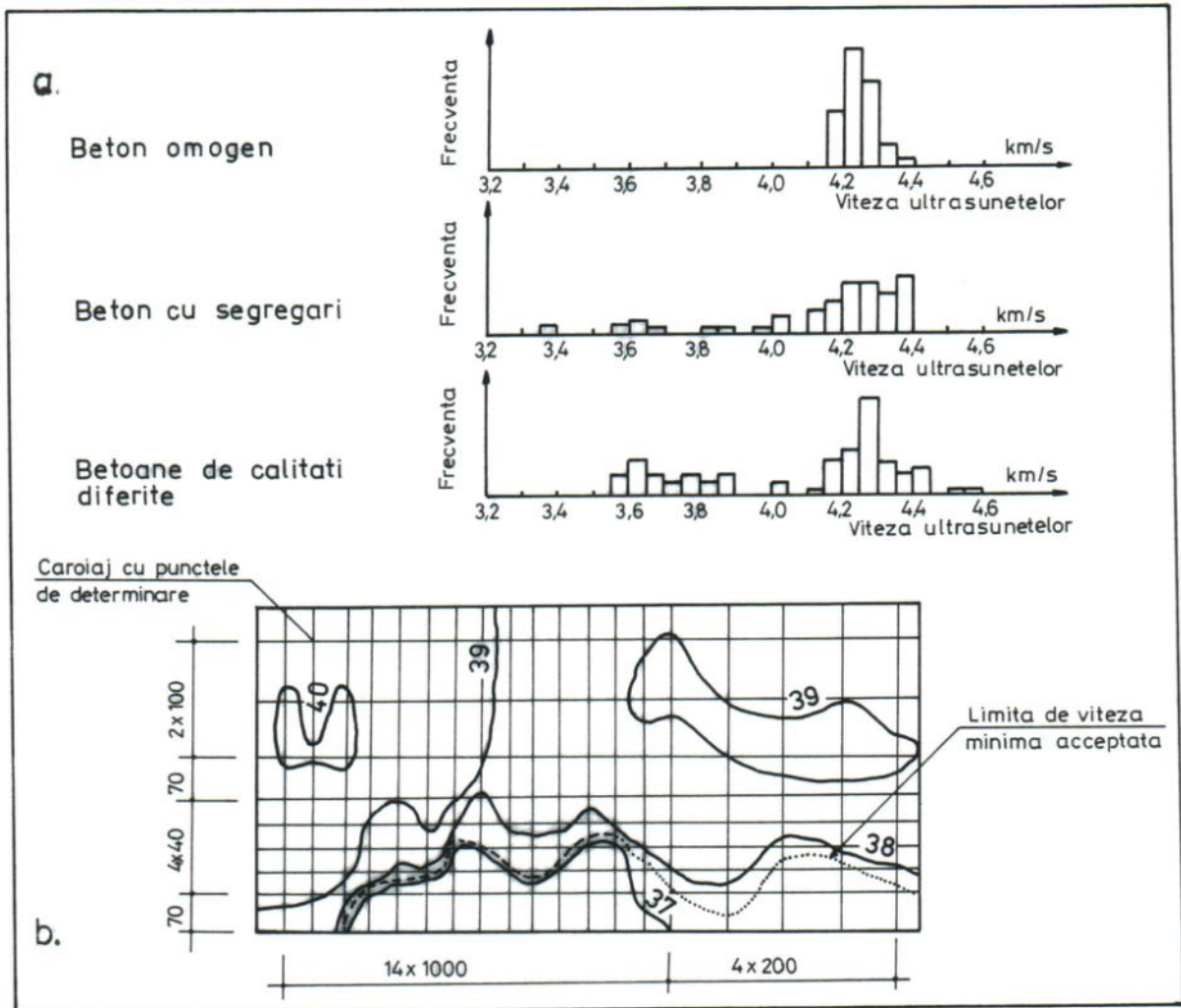


Fig. V.3. Evaluarea omogenității betonului prin prelucrarea statistică a rezultatelor obținute prin metoda cu ultrasunete: **a** - prin histogramme; **b** - prin trasarea liniilor de viteză constantă

d.3. Detectarea golurilor mari este pusă în evidență printr-o variație bruscă a timpului de propagare, fără ca aceasta să fie justificată de obicei de aspectul exterior al suprafeței deoarece impulsul întâlnind un gol îl ocolește pe un drum fizic minim. Dimensiunea golului se poate determina aproximativ [116] (fig. V.4a).

d.4. Determinarea fisurilor ca poziție și adâncime se face admitând că impulsul ocolește fisura pe drumul fizic cel mai scurt. Se recomandă ca emițătorul și receptorul să fie aplicate la **distanțe relativ mici (20 ... 30 cm) când se dispun pe aceeași față** (fig. V.4b).

Metoda a fost aplicată de autor pentru determinarea adâncimii fisurilor (foto V.3) aparute pe traseul canalelor rezultate în urma execuției prin glisare a Turnului de parașutism de la Suceava (lucrarea 66, anexa A).

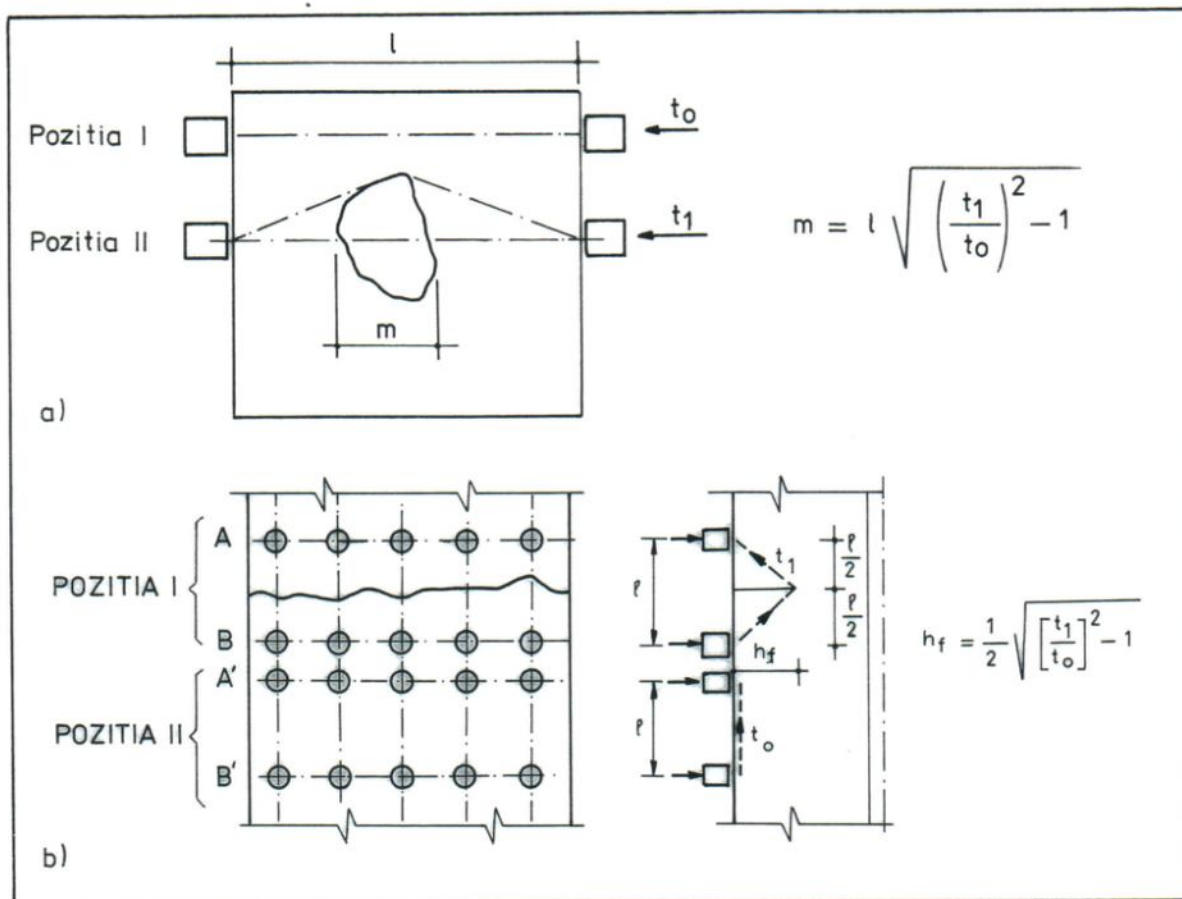


Fig. V.4.a. Determinarea poziției golurilor mari în elementele de beton;
b. Determinarea adâncimii fisurilor utilizând metoda cu ultrasunete.

Foto V.3. Determinarea adâncimii fisurilor la un turn glisat

d.5. Adâncimea stratului de beton degradat de foc, îngheț-dezgheț sau acțiuni agresive se efectuează dispunând emițătorul și receptorul pe aceeași față, la distanțe

precizate. Trasând un grafic al timpului funcție de distanțele dintre palpatoare, se determină distanța dintre palpatoare la care propagarea impulsului prin betonul degradat și nedegradat începe să fie mai rapidă decât propagarea pe drumul direct de la suprafața betonului (fig. V.5). La interpretarea rezultatelor este esențial să se țină cont de cauzele și tipul degradărilor.

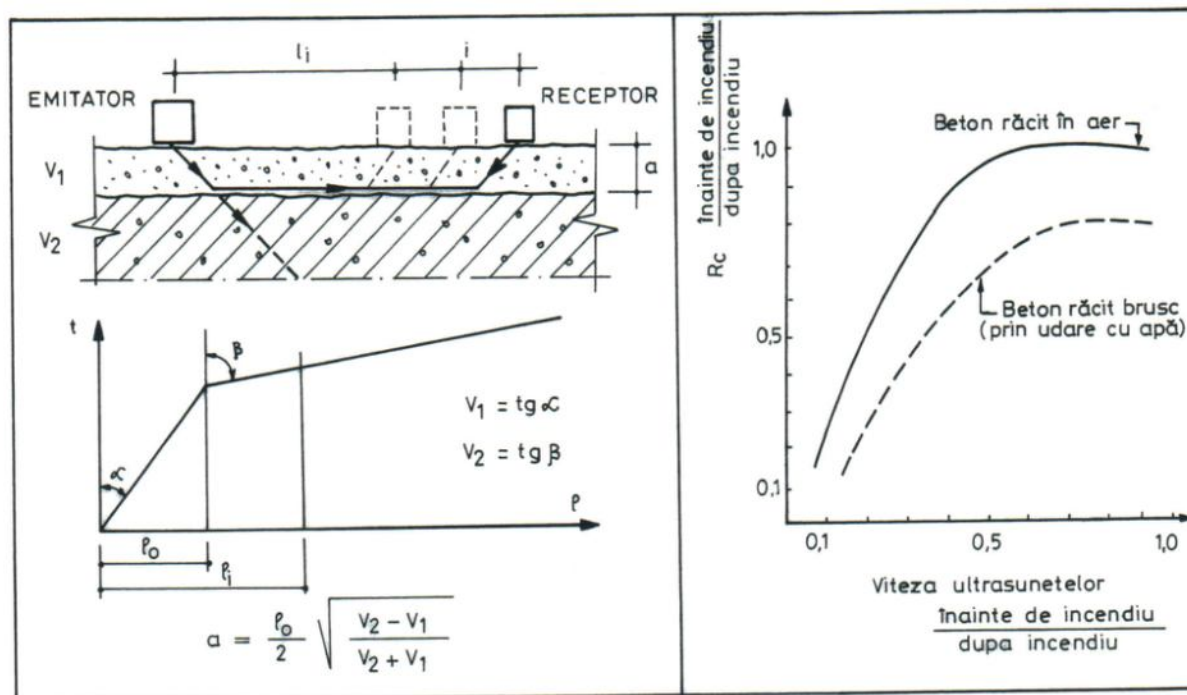


Fig. V.5. Determinarea grosimii unui strat de beton degradat

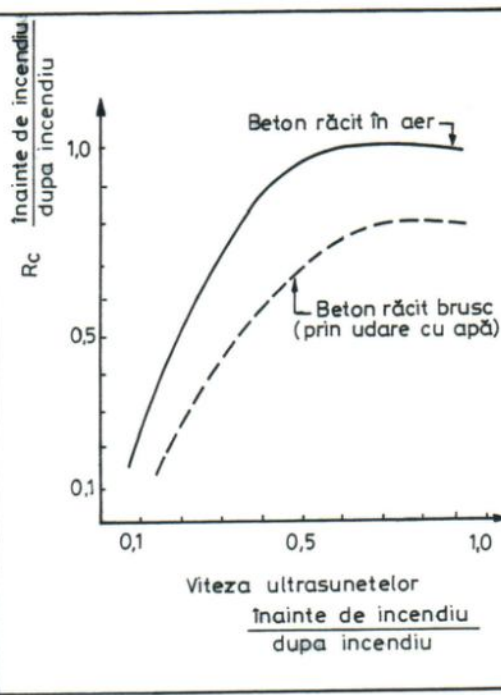


Fig. V.6. Variația vitezei ultrasunetelor la betonul afectat de foc.

Astfel, la elementele afectate de foc s-a constatat că dacă acestea s-au răcit în condiții atmosferice normale (în aer), deși viteza ultrasunetelor se reduce cu până la 30%, rezistența betonului practic nu se schimbă. Dacă betonul este răcit forțat prin udare (la stingerea incendiului), aceeași reducere a vitezei este însoțită de o reducere cu 20% a rezistenței betonului (fig.V.6 [117]).

La aprecierea grosimii stratului de beton degradat de acțiunile corosive este necesar să se cunoască mecanismul coroziei pentru aprecierea corectă a rezultatelor. Astfel, pentru elemente afectate de acțiunea compusilor sulfurului, sub stratul de piatră de ciment neaderent, se află un strat mai compact decât betonul inițial. Din acest motiv testările trebuie efectuate după îndepărtarea stratului neaderent iar la trasarea graficului din care se deduce adâncimea stratului afectat (în figura V.5, unghiul β devine mai mic decât unghiul α), trebuie să se țină seama că acest strat este de fapt mai compact decât restul betonului.

d.6. Determinarea rezistenței la compresiune a betonului legiferată de normativul românesc C 26-85, are la bază o relație exponențială de transformare sau o curbă de calibrare determinată experimental pentru un beton standard în ceea ce privește compoziția și condițiile de păstrare. Funcție de caracteristicile betonului încercat (dozajul și tipul de ciment, tipul și granulometria agregatelor, umiditatea și gradul de maturizare a betonului) se deduc coeficienții de influență ai acestora, corectându-se valoarea standard.

Precizia metodei trebuie considerată ca fiind cuprinsă între +15% și -20% în cazul în care se dispune de toate datele privind compoziția și condițiile de păstrare ale betonului încercat precum și a unor corpuri de probă (carote). Dacă nu se dispune de probe, precizia metodei este cuprinsă între +20% și -30%, iar dacă lipsesc și acestea, precizia scade la valori între +30% și -40%.

Interpretarea rezultatelor încercărilor cu ultrasunete se efectuează pe elementul încercat funcție de valoarea medie \bar{R} a rezistenței în toate secțiunile încercate și R_{\min} , rezistența medie minimă (în tabelul V.3).

Tabelul V.3. Interpretarea rezultatelor rezistenței betonului determinată cu ultrasunete

Elementul	Corespunzător, cu acordul proiectantului	Necorespunzător, se remediază
STĂLPI	$\bar{R} < 1,20R_k$ $R_{\min} < 1,13R_k$	$\bar{R} < 0,94R_k$ $R_{\min} < 0,98R_k$
GRINZI	$\bar{R} < 1,06(1,13)R_k$ $R_{\min} < 1,00(1,06)R_k$	$\bar{R} < 0,86R_k$ $R_{\min} < 0,73R_k$
PLĂCI	$\bar{R} < 1,13R_k$ $R_{\min} < 0,93R_k$	$\bar{R} < 0,8R_k$ $R_{\min} < 0,67R_k$

^{*)} pentru grinzi sub procentul de armare, cu placa comprimată și axa neutră în placă.

4.1.2.2. Metoda ecoului de impact

În afara metodei bazată pe măsurarea vitezei impulsurilor ultrasonice emise de generatori electroacustici (§ 4.1.2.1), calitatea betonului poate fi apreciată și prin măsurarea caracteristicilor (viteză, frecvență, amplitudine) de propagare a unui impuls provocat mecanic (prin șoc, impact).

Una din primele metode de încercare utiliza pentru recepționarea impulsului provocat de o lovitură de ciocan, doi receptori situați la o distanță determinată. O altă metodă aplicată a fost cea în care impulsul provocat de un ciocan electromecanic care lovește betonul cu o frecvență determinată (5 ori/secundă) este recepționat de un receptor magnetostrictiv [114].

Cercetări recente [120], [121], au condus la perfecționarea metodei numită *a ecoului de impact* și a aparatului necesare aplicării acesteia. În principiu (fig. V.7), metoda constă în aplicarea unui impuls pe suprafața betonului (de exemplu prin căderea unei bile de 5,5 g și 3 mm diametru, rezultând un impact de aproximativ 6 sec.) și captarea printr-un receptor a undelor reflectate de neomogenități ale betonului.

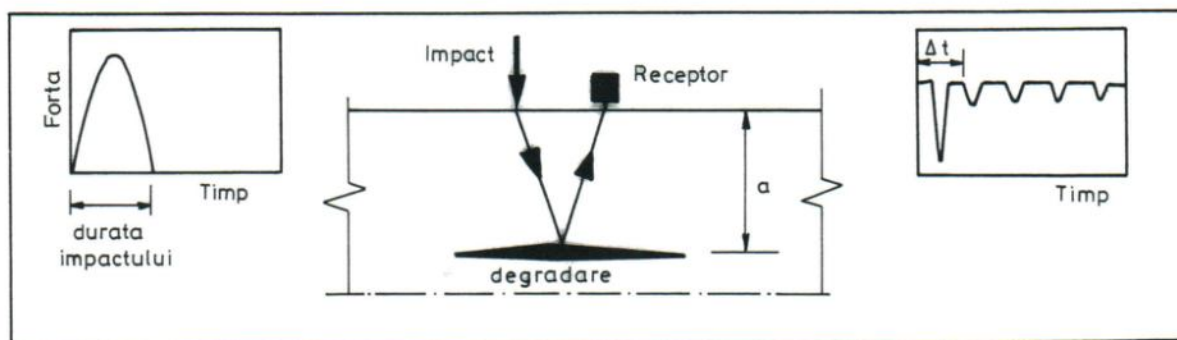


Fig. V.7. Principiul metodei ecoului de impact

Metodologia de încercare constă în măsurarea frecvenței în punctul de amplitudine maximă pe spectrul frecvențelor vizualizat direct pe aparatul de măsură, într-o zonă cu beton fără discontinuități, de grosime măsurată. Cunoscând caracteristicile betonului omogen, pe spectrul frecvențelor se poate determina prezența segregărilor în vârfurile de amplitudine, la frecvențe diferite de cea determinată pe betonul omogen (fig. V.8). În cazul în care determinarea se efectuează pe armătură, undele reflectate de aceasta dau în spectrul frecvențelor de asemenea un vârf de amplitudine. Cunoscând frecvența și vârfurile de amplitudine și viteza în betonul omogen, se poate calcula adâncimea la care se găsește golul sau segregarea precum și armătura (pentru aceasta, adâncimea calculată se reduce pe jumătate având în vedere că armătura este un material cu impedanță acustică ridicată).

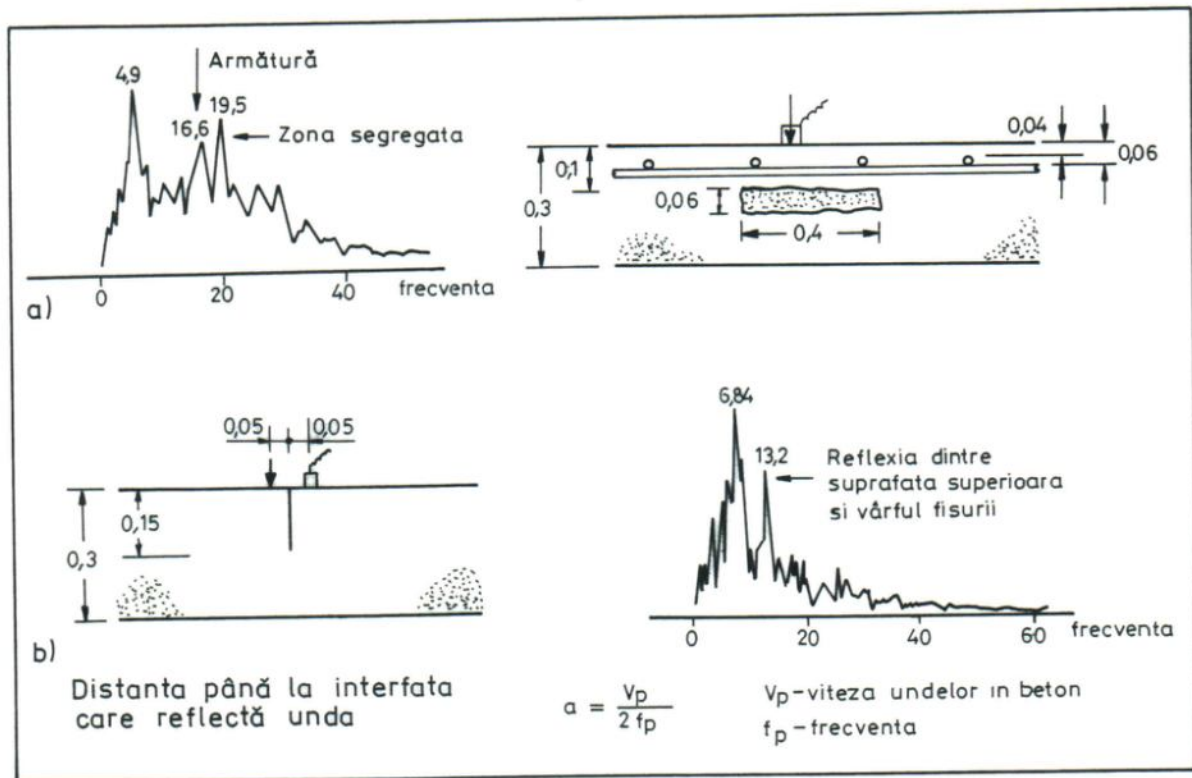


Fig. V. 8. Determinarea neomogenităților în beton prin metoda ecoului de impact: a - determinarea poziției zonelor segregate și a armăturilor; b - determinarea adâncimii fisurilor.

Pentru determinarea adâncimii fisurilor punctul de impact și receptorul se situează echidistant, de o parte și de alta a fisurii. Măsurând frecvența în vârfurile de amplitudine se poate deduce adâncimea fisurii (fig. V.8b). Decelarea vârfurilor de amplitudine se efectuează cu atât mai ușor cu cât timpul de impact este mai mic. Metoda poate fi aplicată și la identificarea zonelor neinjectate din canalele cu fascicule pretensoinate. În aplicarea metodei este important a se utiliza pentru producerea impactului a unor bile cu greutatea adecvată astfel încât pe spectrul de frecvențe rezultat să se poată distinge clar vârfurile de amplitudine, în acest sens perfecționându-se aparatura necesară producerii impactului și analizei rezultatelor (foto V.4).

Deși metoda este clar fundamentată teoretic, cercetările de laborator au certificat aplicabilitatea acesteia, iar prelucrarea datelor este computerizată (vezi foto V.4), în practică

interpretarea rezultatelor prezintă dificultăți, putând fi aplicată doar de ingineri cu experiență [122].



Foto V.4. Încercarea elementelor prin metoda ecoului de impact și aparatura de încercare (firma GERMANN INSTRUMENTS)

4.1.2.3. Metoda undelor de suprafață

În cazul în care dintre undele produse de impactul aplicat pe suprafața betonului sunt recepționate și prelucrate undele de suprafață, metoda este menționată în literatura de specialitate ca *metoda undelor de suprafață*. Metoda se bazează pe proprietatea acestor unde de a se propaga cu viteze diferite în straturi cu caracteristici de omogenitate diferite. Viteza undelor rezultă din măsurarea duratei de propagare a undelor recepționate aflați la distanță măsurată (fig. V.9), aceasta rezultând din analiza spectrelor undelor (diferența de fază) [123].

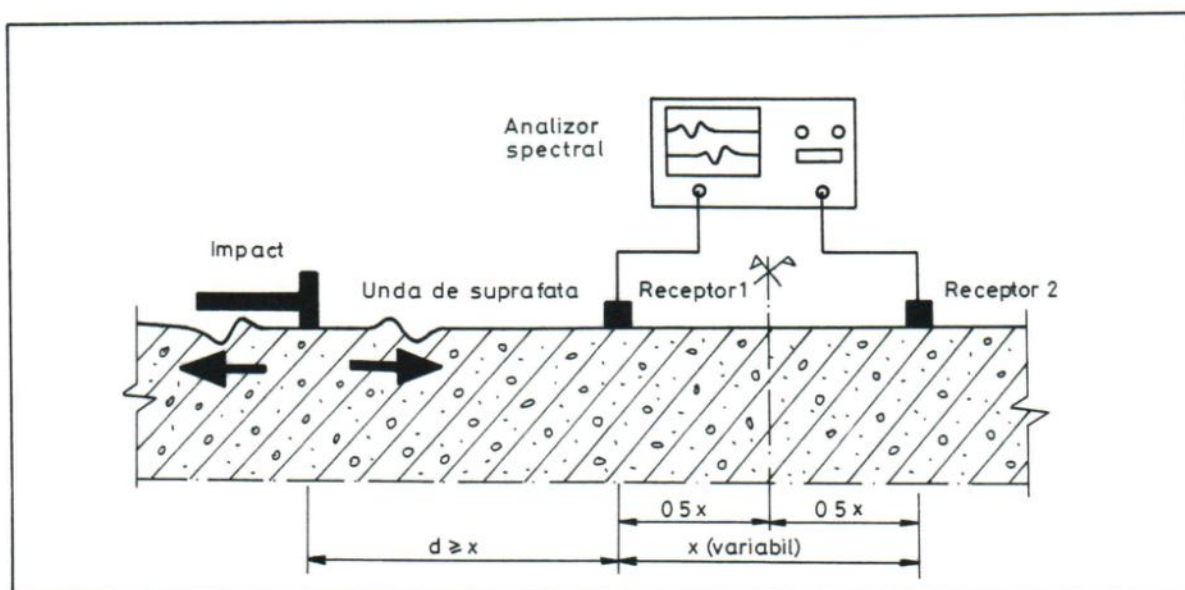


Fig. V.9. Principiul metodei undelor de suprafață

Metoda, cu aplicații la îmbrăcămințile rutiere, menționată încă de 25 ani [114] nu a cunoscut dezvoltări semnificative, abia recent fiind aplicată la determinarea neomogenităților betoanelor în plăci [123].

4.1.3. Metode mecanice de suprafață

Aceste metode se bazează pe corelația care se poate stabili între rezistența betonului la compresiune și

(i) duritatea suprafeței sau
(ii) rezistența betonului la diferite solicitări (smulgere, aderență, penetrare, rupere) produse în vecinătatea suprafeței.

Testările efectuate la suprafața betonului sau în imediata sa vecinătate nu pot furniza decât informații despre un strat relativ subțire de beton, iar rezultatele sunt puternic afectate de proprietățile locale ale acestuia. În consecință, metodele de suprafață s-au dezvoltat în ideea pătrunderii spre interiorul elementelor, până la o adâncime care, reflectându-le rezistența și stabilitatea, să permită totuși obținerea unor informații cât mai reale asupra rezistenței betonului. Deoarece aceste metode se aplică atunci când prin testare betonul este afectat pe o adâncime mică în comparație cu dimensiunea elementului, ele pot fi totuși clasificate și considerate ca fiind de suprafață.

Mai trebuie menționat și faptul că, prin aplicarea acestor metode, betonul se distruge local, (dimensiunile zonelor degradate, funcție de metoda aplicată) fără însă a fi afectat elementul, aceste metode pot fi considerate nedistructive.

4.1.3.1. Metoda bazată pe recul

a. Principiul metodei constă în redistribuirea energiei cinetice inițiale a unei mase mobile care se proiectează pe suprafața unui masiv de beton o parte din această energie fiind consumată de beton sub formă de energie de deformare, cealaltă imprimând masei mobile un recul proporțional cu aceasta. Pentru ca energia inițială să fie distribuită numai între cele două forme citate, este esențial ca masa betonului să fie practic infinită în raport cu cea mobilă [114].

Prin această metodă, se poate aprecia rezistența la compresiune a betonului și uniformitatea sa.

b. Aparatul de încercare se numește sclerometru și este alcătuit dintr-o tijă care, apăsată pe beton, este lovită de o masă mobilă a cărei recul este în funcție de duritatea suprafeței (fig. V.10).

Funcție de domeniul de utilizare (elemente curente, plăci, masive, betoane de slabă calitate) sclerometrele diferă prin mărimea masei de impact, modul de înregistrare a rezultatelor și modul de deplasare a masei de recul (liniar sau unghiular). Ultimile tipuri de sclerometre au atașat un computer pentru înregistrarea și prelucrarea instantanee, computerizată a rezultatelor (vezi foto V.5).

c. Condiții de aplicare. Limitările acestei metode de evaluare a rezistențelor betonului rezultă din factorii care influențează mărimile reculului. În principiu, mărimea reculului depinde de valoarea energiei cinetice a masei de impact și de valoarea energiei absorbite pe timpul impactului. Energia absorbită de beton depinde de caracteristicile acestuia (curba efort-deformație) și deci de rezistența acestuia. Astfel, un beton puțin rezistent,

absoarbe mai multă energie decât un beton cu rezistență mai mare. În acest sens agregatele au o influență deosebită.

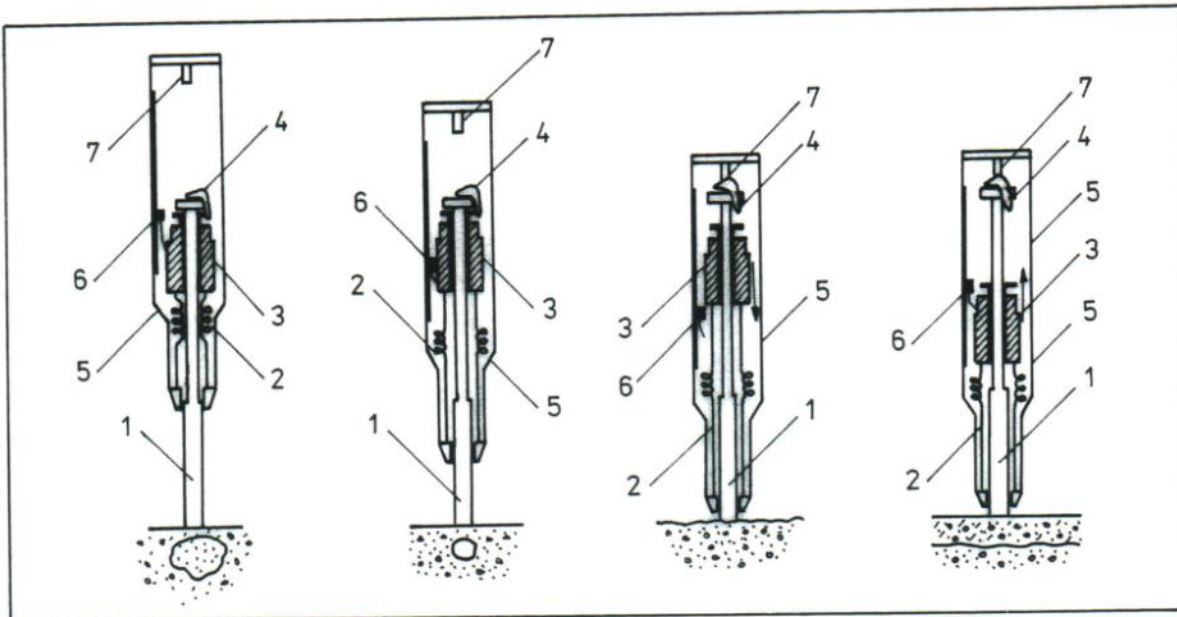


Fig. V.10. Alcătuirea de principiu și modul de funcționare a sclerometrului de tip N: 1 - tijă; 2 - resort; 3 - masa mobilă; 4 - cârlig; 5 - capul aparatului; 6 - cursor; 7 - bolț. Prin apăsarea tijei (1) pe beton, masa mobilă (3), fixată de tijă prin cârligul (4), se deplasează în sus, întinzând resortul (2) fixat e corpul (5) al sclerometrului. Când tijă (1) este introdusă complet în corpul aparatului (5), cârligul (4) atinge bolțul (7) și eliberează masa mobilă (3) care lovește tijă (1) și reculează datorită impactului antrenând cursorul (6) care înregistrează astfel mărimea reculului

Valoarea reculului este influențată doar de betonul din imediata vecinătate a tijei. Dacă testarea se efectuează pe o granulă de agregat, reculul este mai mare iar dacă aceasta se efectuează pe un gol sau pe o granulă neaderentă, valoarea reculului este mai mică. Stratul de beton carbonat de la suprafața elementului testat conduce la valori mai mari ale reculului ca și o suprafață uscată, chiar dacă interiorul betonului este umed (este cazul cofrajului din lemn care absoarbe umiditatea de la suprafața elementului cofrat, față de cel metalic, a condițiilor de întărire și a asperităților suprafeței) [119].

d. Tehnica de încercare. Aplicarea metodei utilizând sclerometrul Schmidt este legiferată la noi în țară prin Normativul C 26-85 [116].

Zona de încercare se alege astfel încât să se evite fețele de turnare ale elementelor, defectele de suprafață, zonele adiacente muchiilor sau armăturile apropiate de suprafața betonului. Pe zona aleasă pentru testare se îndepărtează laptele de ciment și rugozitățile prin frecare cu o piatră abrazivă și de observă porii și agregatele mari pentru a fi evitate. Tijă se apasă pe beton până la producerea reculului și se citește mărimea acestuia (vezi fig. V.10).

e. Prelucrarea rezultatelor. Rezistența la compresiune a betonului se poate deduce prin corelarea cu mărimea reculului [114], [116], [124], exactitatea rezultatelor depinzând de existența și numărul de probe prelevate din structură (carote) care se încearcă atât distructiv cât și nedistructiv prin:

- metoda curbei de calibrare, atunci când se dispune un număr mare (peste 30) de probe (carote); metoda se poate aplica foarte rar în situ, pentru structuri obișnuite;

- metoda coeficienților de influență corecți se aplică atunci când se dispune un număr redus de probe (de obicei 3); încercările distructive și nedistructive efectuate pe epruvete se corelează cu rezistențele obținute în situ prin prelucrarea rezultatelor prin metoda coeficienților necorecți sau a curbei unice (vezi mai departe);

- metoda coeficienților de influență necorecți se aplică atunci când nu se dispune de corpuri de probă dar există date privind compoziția betonului (tipul și dozajul de ciment, tipul de agregat, maturitatea și umiditatea betonului etc.); coeficientul de transformare se calculează ca produs de coeficienți ce țin cont de abaterile caracteristicilor betonului încercat față de un beton standard, având relația de transformare rezistență (R_c) - indice de recul (N): $R_c = 0,01N^{2,23}$ (Mpa);

- metoda mixtă care combină metoda coeficienților de influență corecți cu cea a coeficienților de influență necorecți;

- metoda curbei unice se aplică atunci când nu se cunosc nici caracteristicile betonului și nici nu se dispune de epruvete, aprecierea rezistenței efectuându-se pe baza unei curbe de transformare dată de obicei de producător (fig. V.11).

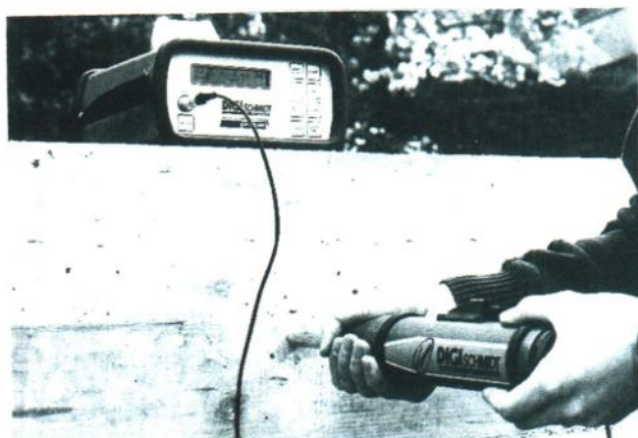


Foto V.5. Sclerometrul cu înregistrare computerizată (firma PROCEQ)



Fig. V.11. Curba de calibrare pentru sclerometrul Schmidt de tip P

Datorită ușurinței și simplității, metoda poate fi aplicată cu succes pentru evaluarea în situ a omogenității betonului, pentru delimitarea zonelor cu defecte, pentru evidențierea modificărilor în timp a caracteristicilor betonului datorate hidratării cimentului sau carbonatării [125].

Pentru caracterizarea stratului superficial de beton testat cu sclerometrul Schmidt tipul N, CEB [85] indică următoarele valori ale indicelui de recul: mai mult de 40 pentru strat de beton bun, între 30 și 40 pentru satisfăcător, între 20 și 30 pentru nesatisfăcător și sub 20 pentru beton fisurat, segregat sau desprins de stratul superficial.

Ca metodă de suprafață, similară cu cea bazată pe recul, se poate cita și cea bazată pe amprentă [114] (se măsoară diametrul amprentei lăsată de o bilă proiectată pe fața betonului). Metoda însă nu mai este utilizată în prezent.

B. METODE DIRECTE DE MASURARE A REZISTENTELOR BETONULUI

4.1.3.2. Metode bazate pe penetrarea bolțurilor

În aceste metode, rezistența betonului este apreciată prin corelarea cu adâncimea de penetrare a unui bolț care se împlântă în beton prin împuscare sau lovire, aceasta deducându-se prin măsurarea capătului neînglobat al bolțului sau a adâncimii găurii lăsate de acesta. Standardizate în SUA [126], metodele se utilizează pentru determinarea omogenității betonului și a rezistenței acestuia.

a. Metoda măsurării capătului neînglobat (*Windsor probe-test*) a fost dezvoltată în SUA în 1960 [127] și constă în împlântarea în beton cu ajutorul unui pistol special, utilizând cartușe cu o încărcătură explozivă determinată (foto V.6) a unui bolț de 6,3 mm diametru și 79,5 mm lungime. Prin măsurarea capătului rămas neînglobat, pe o curbă de calibrare determinată experimental (fig. V.12), se determină rezistența la compresiune a betonului testat. Rezultatele determinărilor depind de natura agregatelor, ca și de situația în care bolțul pătrunde într-un agregat mare, caz în care adâncimea de penetrare este mult mai mică. Din aceste motive, pentru evaluarea corectă este necesar un număr mare de testări.

O metodă similară dar nemaiaPLICATĂ în prezent (metoda helenica [114]) este cea în care se măsoară forța de extragere a bolțului împlântat.



Foto V.6. Aparatul pentru împușcat bolțuri în beton (firma JAMES INSTRUMENTS)

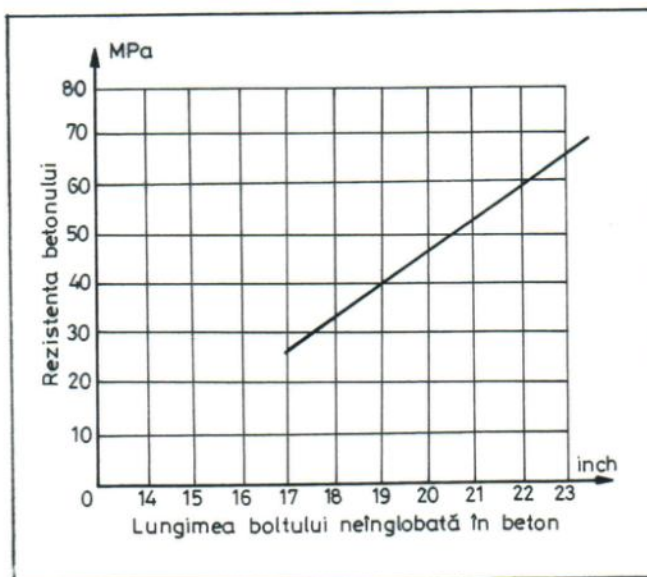


Fig. V.12. Curba standard de calibrare în metoda penetrării bolțurilor (măsurarea capătului neînglobat în beton)

b. Metoda măsurării adâncimii de penetrare (*pin-penetration*) propusă în 1987 în SUA [128], constă în măsurarea adâncimii găurii lăsate de un bolț (3,56 mm diametru și 30,5 mm lungime) împlântat în beton cu ajutorul unui dispozitiv cu resort (fig. V.13a). Experimentările efectuate până în prezent [129] au arătat o dependență liniară între rezistența la compresiune a betonului (fig. V.13b), pentru diferite compoziții ale betonului (tip de agregate, raport apă-ciment etc.).

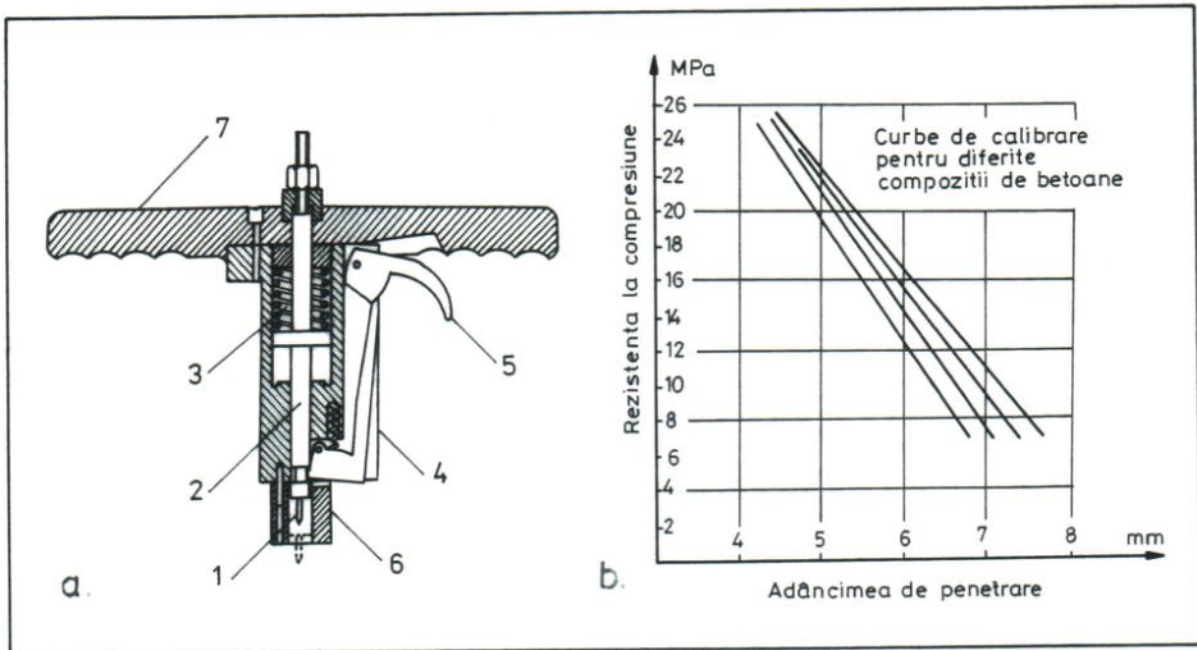


Fig. V.13. a. Aparat de împlântat bolțuri (se măsoară adâncimea găurii); 1 - bolț din oțel; 2 - tija; 3 - resort; 4 - pârghie de fixare a tijei și declanșare a loviturii; 5 - trăgaci; 6 - distanțier fixat pe beton; 7 - mâner. Prin acționarea trăgaciului (5), pârghia (4) ekiberează tija ciocan (2) care, lovind bolțul (1) fixat în capătul ei, îl împlântă în beton. b. Curbe de calibrare pentru diferite compoziții de betoane

4.1.3.3. Metode bazate pe măsurarea efortului de smulgere

4.1.3.3.1. Metode bazate pe smulgerea unei ancore

Această metodă (*pull out test*) constă, în principiu, în evaluarea rezistenței betonului prin măsurarea efortului depus pentru smulgerea unei ancore fixată într-o gaură forată în beton. Funcție de modul în care se fixează ancora și de dispozitivul de aplicare a forței, s-au dezvoltat trei variante ale acestei metode:

a. Prima variantă (*BRE international fracture test*)* constă în smulgerea unei ancore fixată prin expandare într-o gaură de 6 mm diametru, la 20 mm adâncime [131]. Smulgerea ancorei se realizează prin strângerea piuliței pe un suport tripod cu 80 mm distanță între reazeme, cu ajutorul unei chei dinamometrice (fig. V.14.a); Cuplul maxim la care ancora se smulge din beton, antrenând și o parte din aceasta, este determinat de rezistența acestuia, care se poate deduce pe o curbă de calibrare determinată pe probe (fig. V.1.b). O împrăștiere mai mică a rezultatelor s-a obținut prin aplicarea directă a forței de smulgere (*direct pull internal fracture test*) prin intermediul unui cric hidraulic.

* de remarcat faptul că metoda a fost dezvoltată de către Building Research Establishment din Marea Britanie în urma prăbușirii unor grinzi din beton precomprimat la o piscină [130].

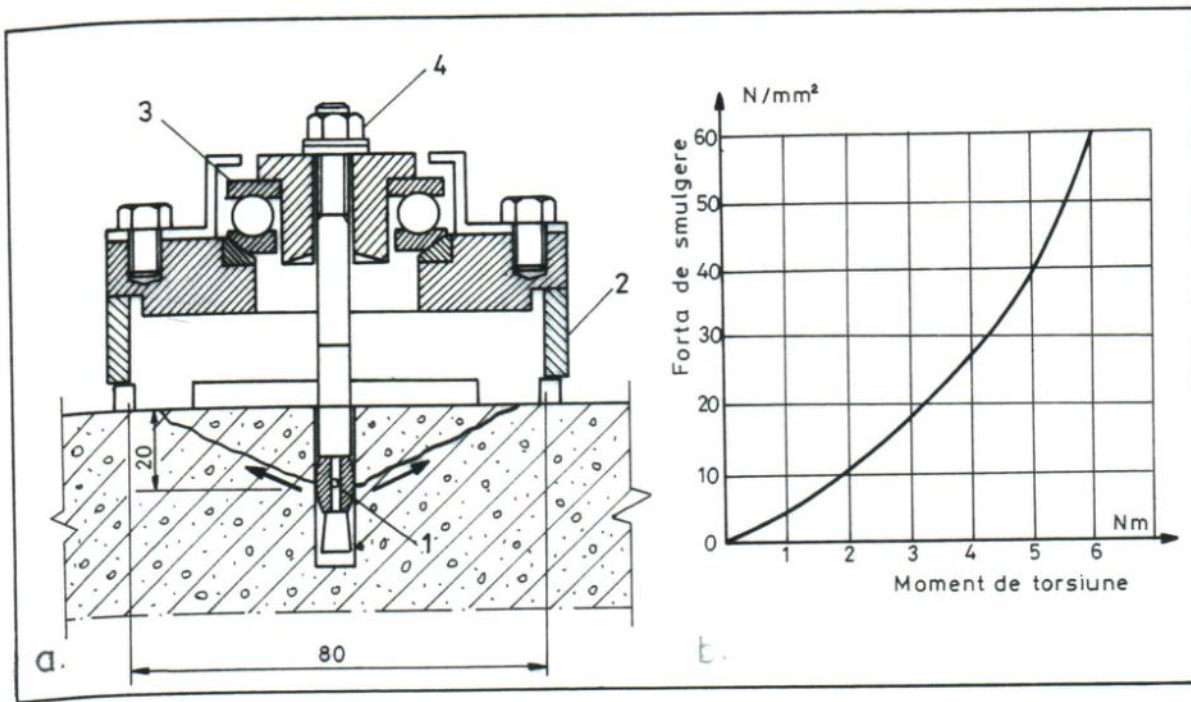


Fig. V.14. Metoda smulgerii unei ancore din beton. a. Principiul metodei și dispozitivul de smulgere prin înfiletare: 1 - ancoră cu cap expandat; 2 - suport tripod; 3 - rulment; 4 - piuliță de strângere; b. Echivalența dintre momentul de torsiune și forța de smulgere

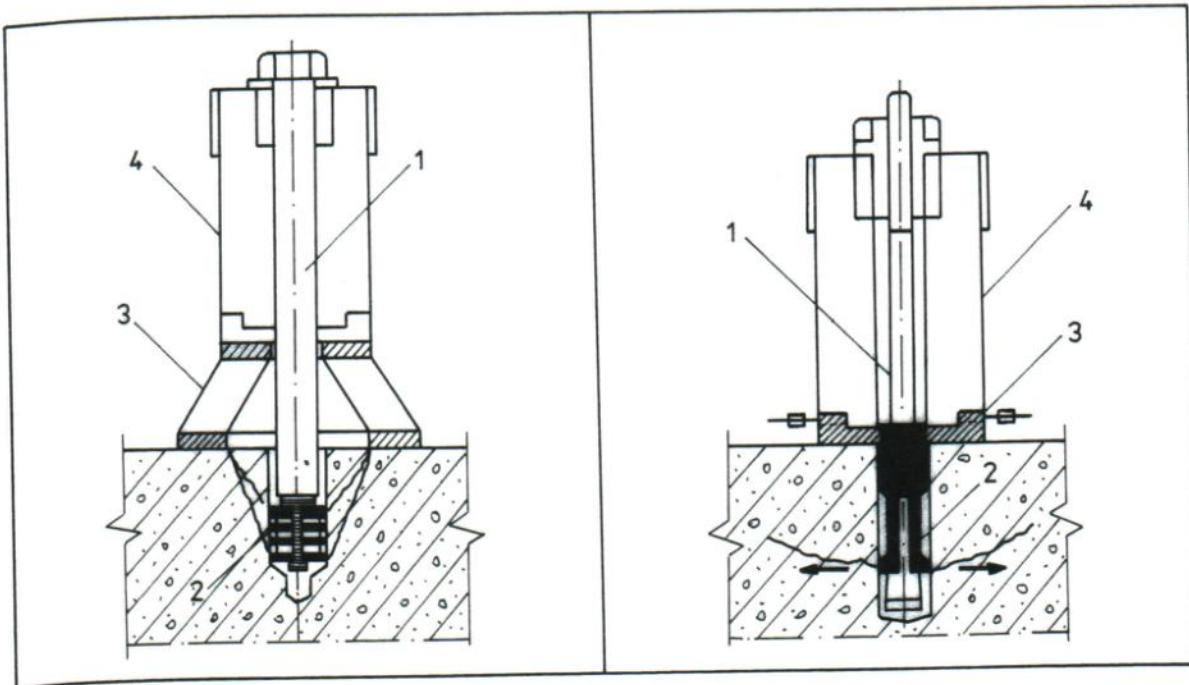


Fig. V.15. Smulgerea ancorei prin intermediul unei prese hidraulice poziționată pe un suport inelar: 1 - ancorea cu filet conic; 2 - șaiba; 3 - suport inelar; 4 - presă.

Fig. V.16. Smulgerea ancorei prin presiune laterală: 1 - ancoră cu cap evazat; 2 - manșon crestă; 3 - placă suport; 4 - presă hidraulică

b. A doua variantă, inițiată în SUA [132], [123] este cea în care, ancora fixată în beton prin diferite mijloace (prin expansiune sau rășini epoxidice) este extrasă cu un dispozitiv hidraulic așezat pe un suport inelar, ruperea producându-se între punctul de fixare a ancorei și conturul inelar al suportului (fig. V.15).

O altă metodă, testată odată cu celelalte [131], a constat în aplicarea unei presiuni laterale în gaura forată, prin intermediul unui manșon ce expnandeză pe măsura extragerii din acesta a tijei cu capăt evazat (fig. V.16). Deși testările de laborator au dat rezultate promițătoare, metodele nu au mai fost dezvoltate ulterior.

c. A treia variantă, pusă la punct de firma GERMANN INSTRUMENTS (Danemarca) [133] [123], specializată pe producerea aparaturii pentru încercarea în situ a construcțiilor și denumită CAPO test (Cut And Pull Out) constă în măsurarea forței de extragere a unei ancore fixate prin expansiunea unui inel de formă specială (fig. V.17 a, b).

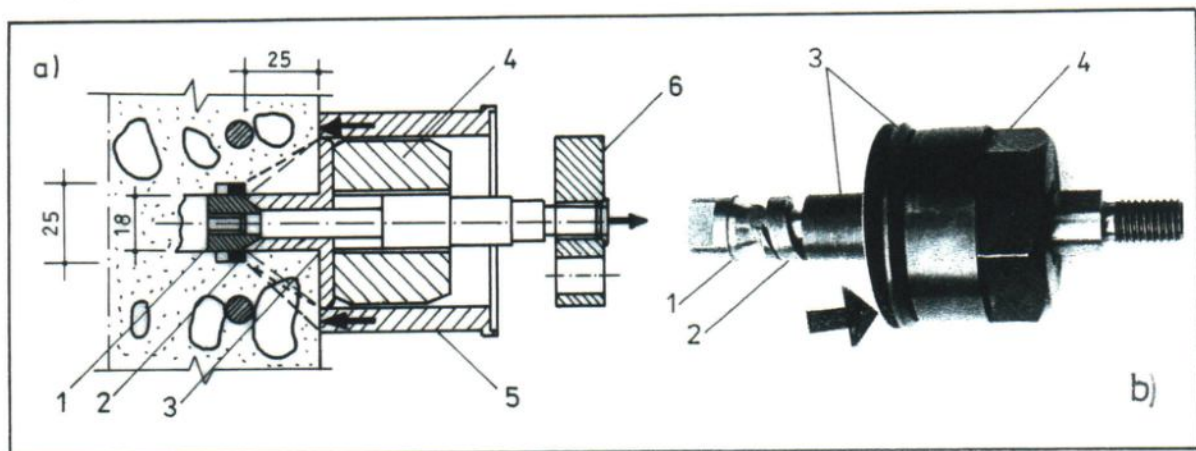


Fig. V.17.a. Metoda smulgerii unei ancore fixate în beton prin expansiunea capătului: 1 - ancoră cu cap evazat; 2 - inel expandat; 3 - disc cu mufă; 4 - piuliță; 5 - suport; 6 - cuplaj la dispozitivul de smulgere; b. Dispozitivul de fixare și expandare: inelul (2) se fixează și expandează pe ancora (1) prin presarea și rotirea transmise prin intermediul discului (3) acționat prin înfiletarea piuliței (4); dispozitivul de smulgere (foto V.7) se fixează de ancoră prin cuplajul (6) și rezemat pe beton prin intermediul suportului (5)

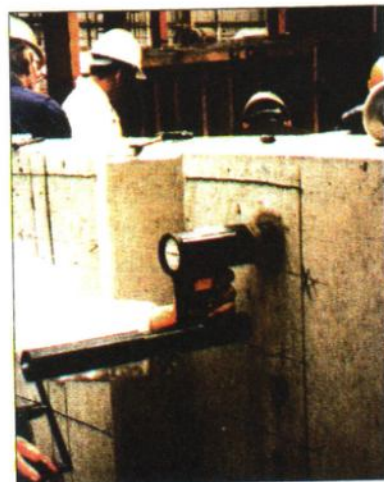
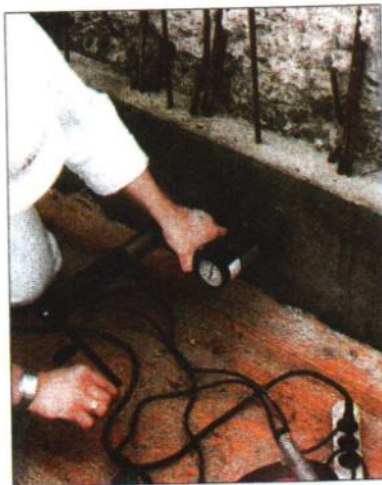


Foto. V.7. Dispozitivul de smulgere (firma GERMANN INSTRUMENTS)

Aplicarea metodei implică parurgerea următoarelor etape: forarea cu carotiera a unei găuri de 18 mm diametru, șlefuirea suprafeței din jurul găurii, introducerea ancorei cu dispozitivul special de expandare a inelului și acționarea acestuia, extragerea ancorei cu ajutorul unui dispozitiv manual ce indică forța de smulgere (foto V.7).

În România metoda face obiectul instrucțiunilor C 236-91 [134]. Ancora se fixează în gaură cu rășini epoxidice, aplicarea forței de tracțiune realizându-se cu o presă acționată de o pompă manuală (fig. V. 18). Rezistența la compresiune este dată funcție de forța de smulgere, tabelar.

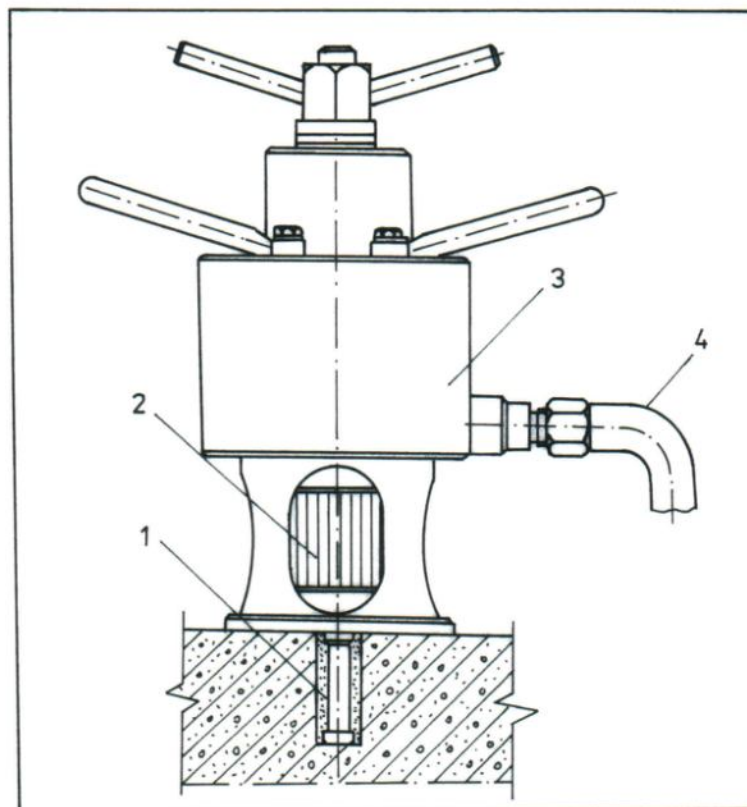


Fig. V.18. Metoda smulgerii unei ancore fixate în beton (conform instrucțiunilor românești C236 - 91): 1 - ancoră fixată în beton cu rășini epoxidice; 2 - dispozitiv de prindere a ancorei; 3 - presă hiraualică; 4 - furtun de racordare

4.1.3.3.2. Metode bazate pe smulgerea unui disc

Această metodă (*pull-off test*) constă în evaluarea rezistenței betonului prin măsurarea efortului depus pentru smulgerea unui disc cu diametrul de 50 mm fixat de suprafața betonului prin lipire cu rășini epoxidice [123]. Și această metodă se aplică în două variante: discul se lipește direct pe suprafața betonului sau, discul se lipește pe suprafața circulară delimitată prin forare cu carotiera (fig.V.19). Pentru același beton, rezistențele obținute prin aplicarea celei de a doua variante sunt mai mici datorită măririi numărului de secțiuni posibile de rupere.

Prin această metodă, se obține direct rezistența la întindere a betonului, cea de compresiune determinându-se prin corelare cu rezultatele obținute pe probe, relația dintre acestea depinzând de vârsta betonului, mărimea și tipul agregatelor, condițiile de întărire,

umiditate etc.. Dispozitivul utilizat pentru smulgerea discului este acționat manual și înregistrează direct forța de smulgere (foto V.8).

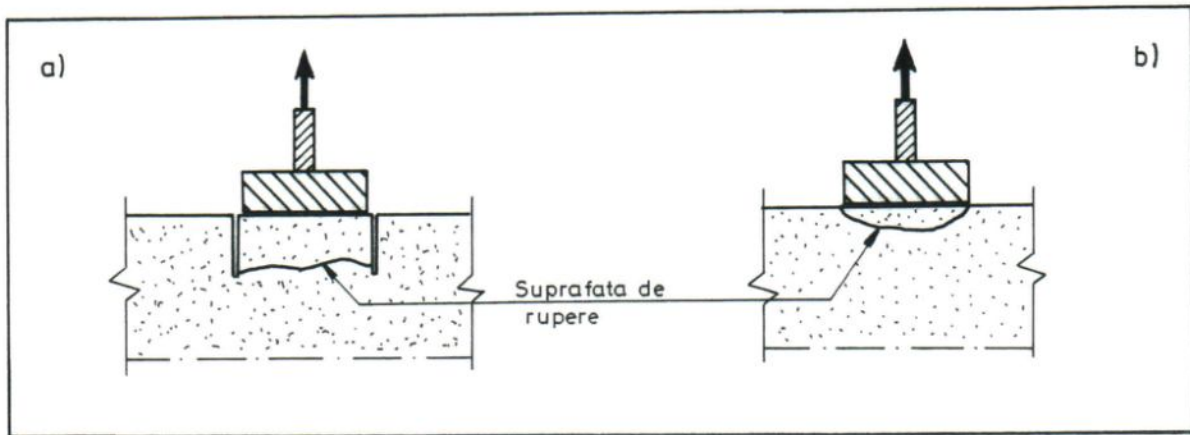


Fig. V.19. Metoda smulgerii unui disc lipit de suprafața betonului
a. Suprafața delimitată cu caroteza; b. Discul lipit direct pe suprafață

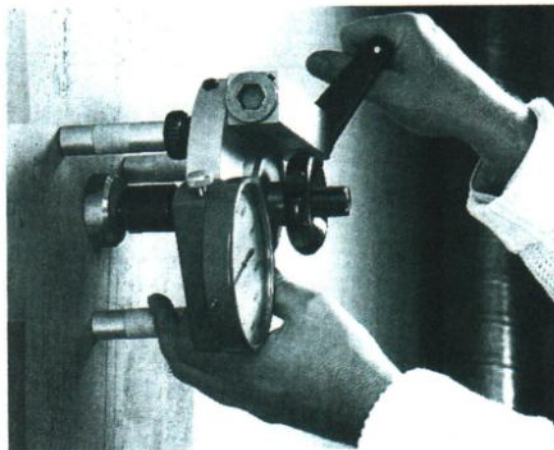


Foto V.8. Discul lipit pe suprafața delimitată prin forare cu caroteza și dispozitivul de smulgere (DYNA, firma PROCEQ)

Și această metodă face obiectul unor instrucțiuni românești [135] (fig. V.20). Ca și cealaltă metodă (smulgerea unei ancore, vezi § 4.1.3.3.1) utilajul de încercat (numai presa atașată ancorei sau discului cântărește 5,6 kg) și durata mare de întărire a rășinilor recomandate (72 de ore) face ca aplicarea practică a acestor metode să fie extrem de greoaie.

4.1.3.3.3. Metoda ruperii unei carote din element

Metoda a fost elaborată în 1977 în Suedia (*break-off test*) și constă în evaluarea rezistenței betonului prin măsurarea forței aplicate lateral necesare pentru desprinderea din element a unei carote de 70 mm adâncime (fig. V. 21.a. [136]). Ruperea carotei prin încovoiere laterală se efectuează cu ajutorul unei pompe hidraulice manuale (foto V.9). Corelația între forța de rupere prin împingere laterală și rezistența la compresiune a betonului se obține trasând o curbă de calibrare pe cilindri sau cuburi. Cercetări mai recente [137] au

deteminat influența diferitelor caracteristici ale betonului (tip de ciment și agregate, raportul apă-ciment, vârsta betonului, condițiile de întărire).

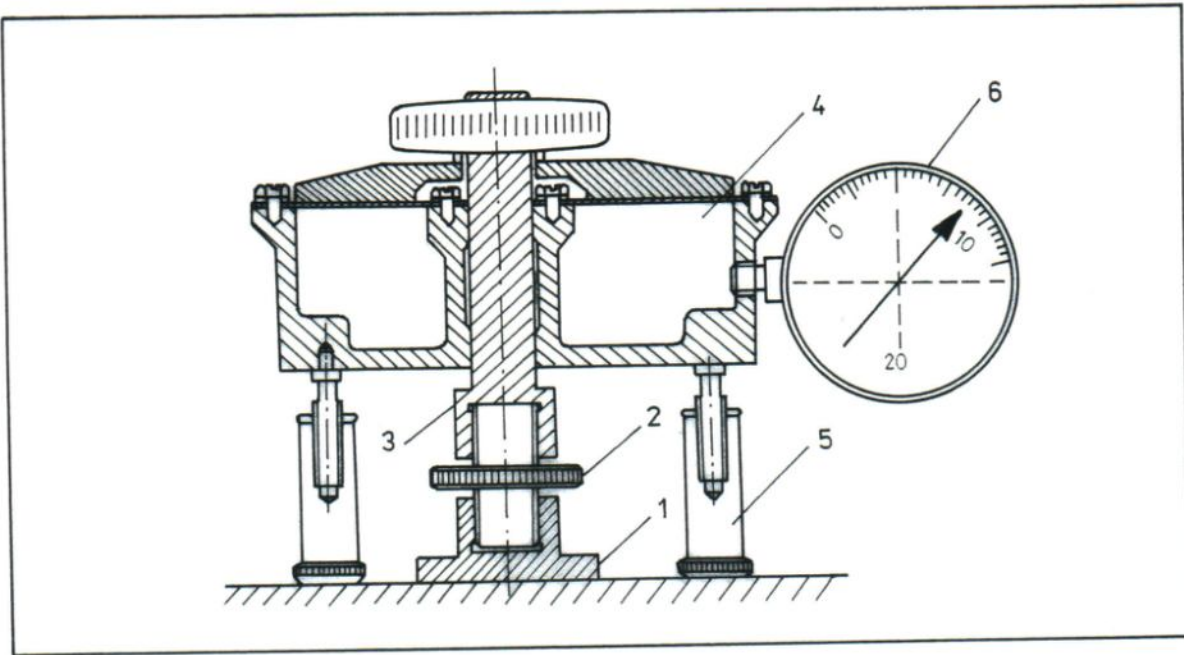


Fig. V.20. Metoda smulgerii unui disc lipit de beton (conform instrucțiunilor românești C231-89: 1 - disc lipit pe beton; 2 - surub dublu filetat; 3 - tijă de tracțiune; 4 - cameră de presiune; 5 - picioare de rezemare; 6 - manometru

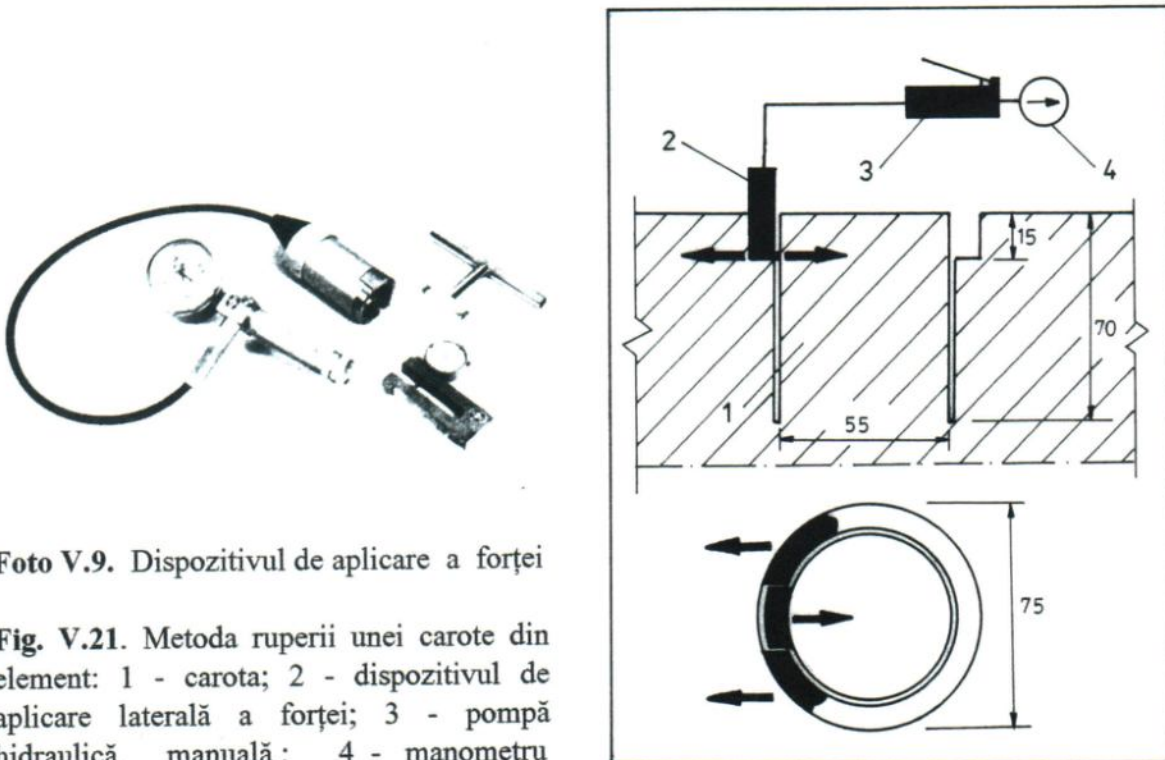


Foto V.9. Dispozitivul de aplicare a forței

Fig. V.21. Metoda ruperii unei carote din element: 1 - carota; 2 - dispozitivul de aplicare laterală a forței; 3 - pompă hidraulică manuală; 4 - manometru

S-a studiat și corelația dintre rezistența la rupere din încovoiere (obținută prin împingerea laterală) a carotei și rezistența la întindere din încovoierea betonului [138],

constatându-se că acesta fiind sensibil influențată de tipul agregatului, testul nu este concludent pentru evaluarea directă a acestei caracteristici a betonului. Metoda este standardizată și în SUA de către ASTM [139].

4.1.4. Metoda extragerii de carote din element

Datele cele mai complete și mai apropiate de cele reale se obțin pe probe extrase din elemente, procedeul utilizat fiind extragerea prin forare, cu foreze speciale (foto V.10) a unor probe cilindrice (carote) de diferite diametre și lungimi. Aceste probe se încercă în laborator (vezi mai departe § 4.2), determinându-se rezistența la compresiune [140] precum și alte proprietăți fizico-chimice și caracteristici ale betonului din lucrare (vezi § 4.2 și [141]).



Foto. V.10. Forarea unei carote într-un stâlp din beton armat

Carotele se încercă de obicei în laborator (vezi foto V.29), dar s-au experimentat și metode de încercare în situ a carotelor. Una din aceste metode constă în introducerea carotei într-un cilindru metalic, etanșat față de carotă la capete, în care se creează o presiune prin introducerea unui gaz (nitrogen, fig. V.22). Astfel, carota este solicitată la întindere, mărimea efortului fiind calculată funcție de presiunea gazului în momentul ruperii [142].

O metodă simplă, aplicabilă în situ la carote dar și la bucăți neregulate de beton extrase din element este cea în care forța de compresiune se aplică punctiform (fig.V.23) [143]. Aparatul de încercat (foto V.11.a) utilizează o pompă manuală.

O altă metodă este cea de a solicita la compresiune carote de dimensiuni mici utilizând presă portabilă (foto V.11.b). Rezultatele obținute pe carote mici sunt însă influențate de dimensiunea maximă a agregatului.

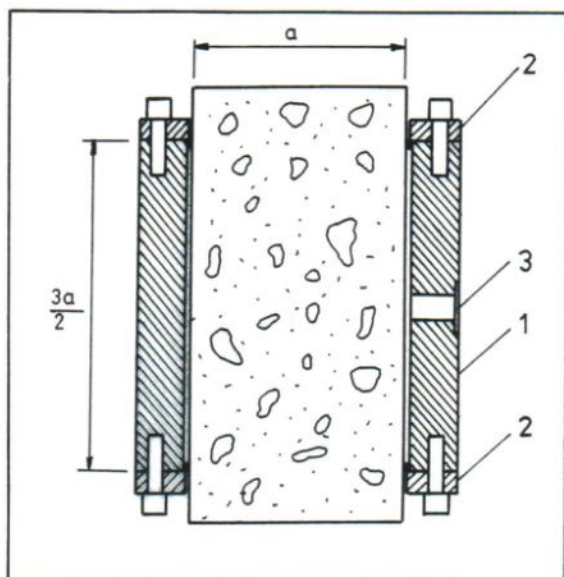


Fig. V.22. Dispozitiv de încercare la întindere a carotelor: 1 - cilindru metalic; 2 - inele de etanșare; 3 - orificiul de admisie a gazului sub presiune

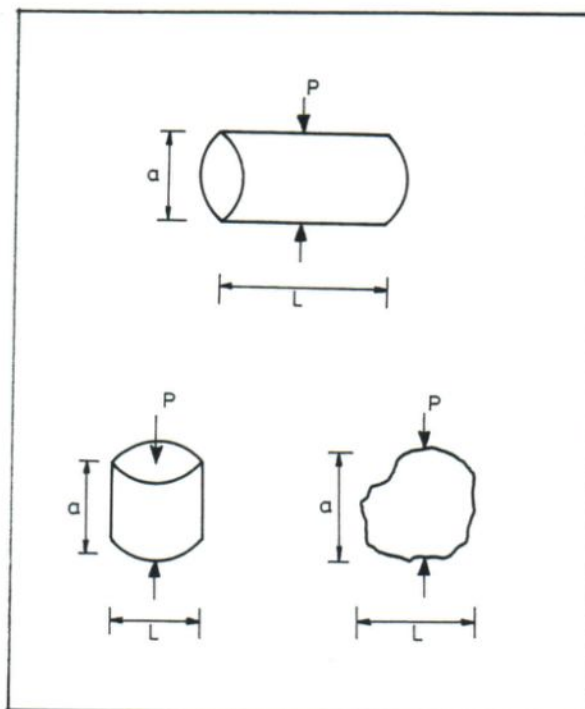


Fig. V.23. Diferite tipuri de carote de dimensiuni mici și probe de beton

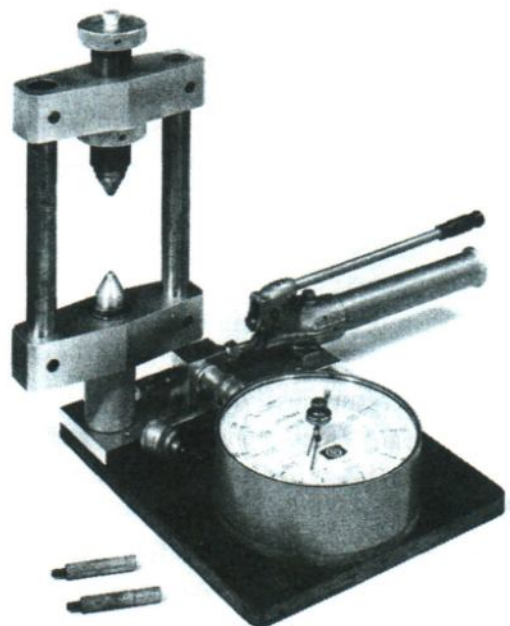


Foto V.11.a. Aparatul de încercare a probelor prin aplicarea punctiformă a forței



Foto 11.b. Presa de încercare punctiformă in situ a carotelor mici și a probelor cu geometrie neregulată (firma CONTROL)

C. METODE COMBINATE. COMPARATII INTRE METODE

4.1.5. Metode combinate pentru determinarea rezistenței betonului.

Metodele nedistructive izolate informează parțial asupra relației dintre rezistența betonului și factorii de care depinde.

Această corelație este de forma: $R_c = F(c, d, a/c, g, \eta, n, m, u, v)$ unde:

c - reprezintă tipul cimentului utilizat;

d - dozajul de ciment;

a/c - raportul apa/ciment

g - granulozitatea agregatului;

η - aderența la suprafața agregat-mortar;

n - tipul agregatului;

m - maturitatea betonului;

u - umiditatea mediului;

v - gradul de compactare al betonului.

Metodele ultrasonice de impuls bazate pe măsurarea vitezei de propagare, informează corect asupra influenței factorilor a/c și v, exagerează influența factorilor g, n și u, subestimează sau neglijează influența factorilor d, c, m și η . Metodele care măsoară atenuarea la primul front de unda diferă de cea care măsoară viteza prin aceea că apreciază mai corect influența factorului u și subestimează influența factorului g.

Metodele de duritate superficială informează corect asupra factorilor c, a/c și în mai mică măsură asupra factorilor g și v, exagerează influența factorilor m și subestimează sau neglijează influența factorilor d, η , n și u.

Din motivele expuse, rezultă necesitatea utilizării unor combinații dintre metode pentru creșterea preciziei rezultatelor determinărilor.

Normativul C 26-85 [116] legiferează metoda combinată între metoda bazată pe recul și cea bazată pe măsurarea vitezei ultrasunetelor. În această metodă, în afară de coeficienții cunoscuți ce exprimă influența tipului de ciment, a dozajului și a agregatului (dimensiunea maximă, fracțiunea fină și natura agregatului) față de un beton standard se utilizează și o corelație viteză ultrasunete - indice de recul. În afara acestor combinații se mai pot utiliza și altele.

O creștere a preciziei rezultatelor se poate obține prin prelucrarea în mai multe trepte a datelor de care se dispune. Asemenea pot pot fi: estimări anterioare la construcții similare, determinări cu metode nedistructive simple (ultrasunete, sclerometrări), determinări pe carote extrase din structură [144]. Prelucrarea rezultatelor se poate efectua cu ajutorul statisticii bayesiene în doua etape. Într-o primă etapă se combină datele indirecte asupra caracteristicilor betonului obținute prin sclerometrare și ultrasunete cu cele de care se dispune privind structuri similare, corpuri de probă, alte informații. Rezultatele astfel obținute se combină cu datele obținute pe carote extrase din structură. Numărul de carote necesar obținerii unei anumite precizii (exprimată prin abaterea standard a rezistențelor obținute prin sclerometrare și ultrasunete) depinde de mărimea acesteia [145].

Rezultatele aplicării de către autor a metodei cu ultrasunete, a metodei bazate pe recul și a metodei combinate (conform C 26-85 după determinarea în prealabil a poziției armăturii utilizând pahometrul, figura V.24 și foto V.13.a) pentru determinarea omogenității și

rezistenței betonului dintr-o grindă din beton precomprimat sunt prezentate în fig. V.25 și foto V.14 (încercarea grinzii este prezentată în cap. VII, § 6.4).

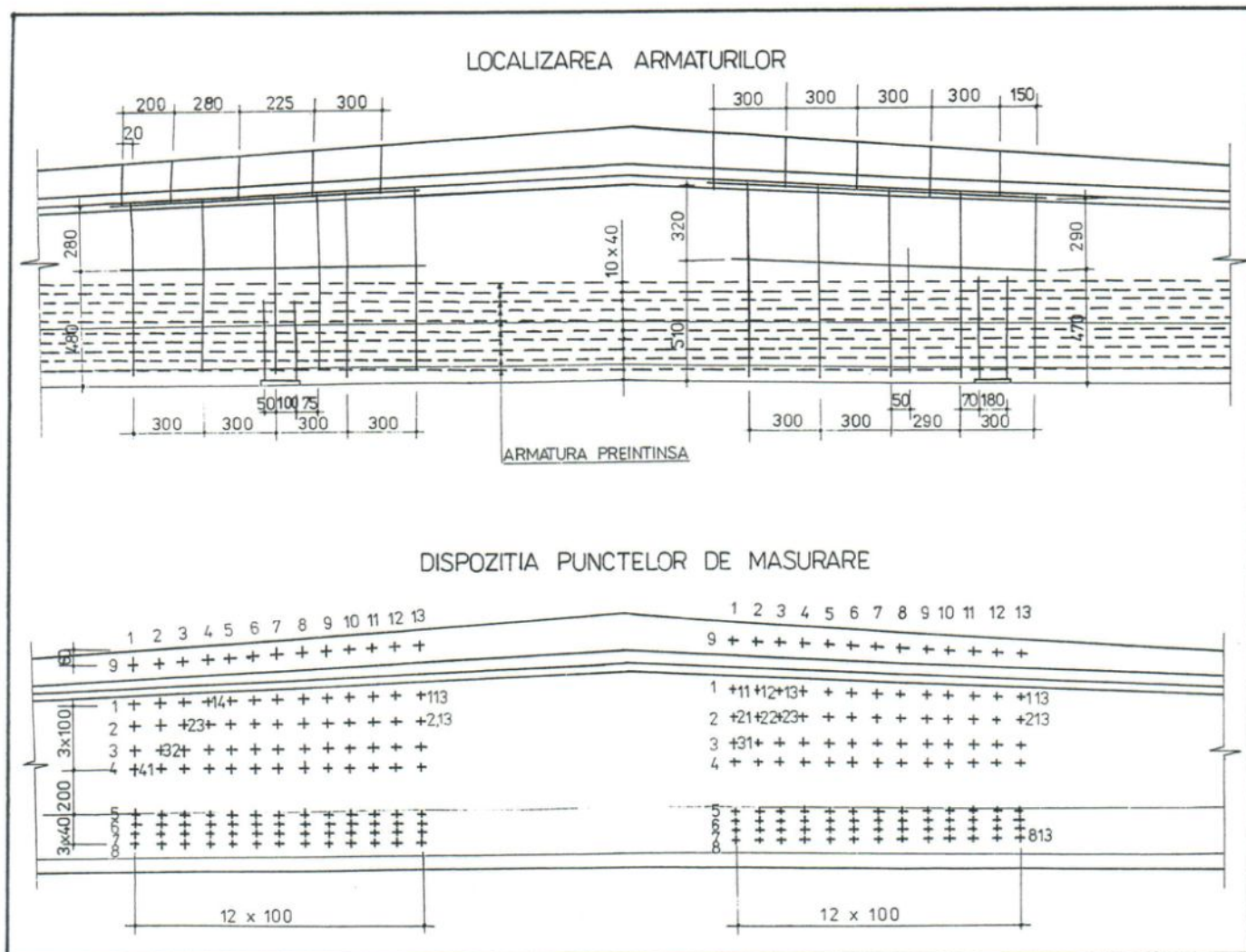


Fig.V.24. Poziția armăturilor longitudinale și transversale la o grindă din beton precomprimat, determinată cu pahometrul (foto V.13a) și punctele de efectuare a măsurătorilor

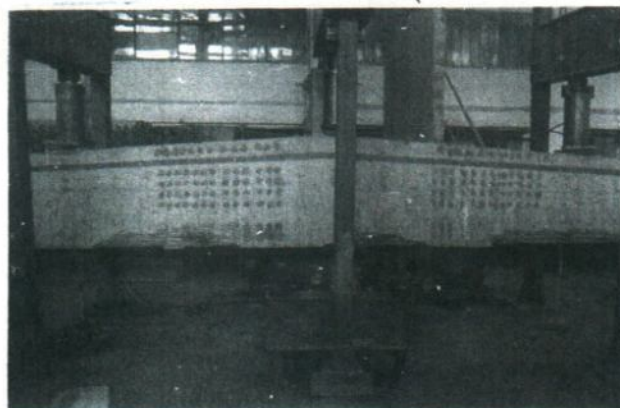


Foto V.12. Porțiunea centrală a grinzii pe care s-a aplicat metoda combinată pentru determinarea omogenității și rezistenței betonului.

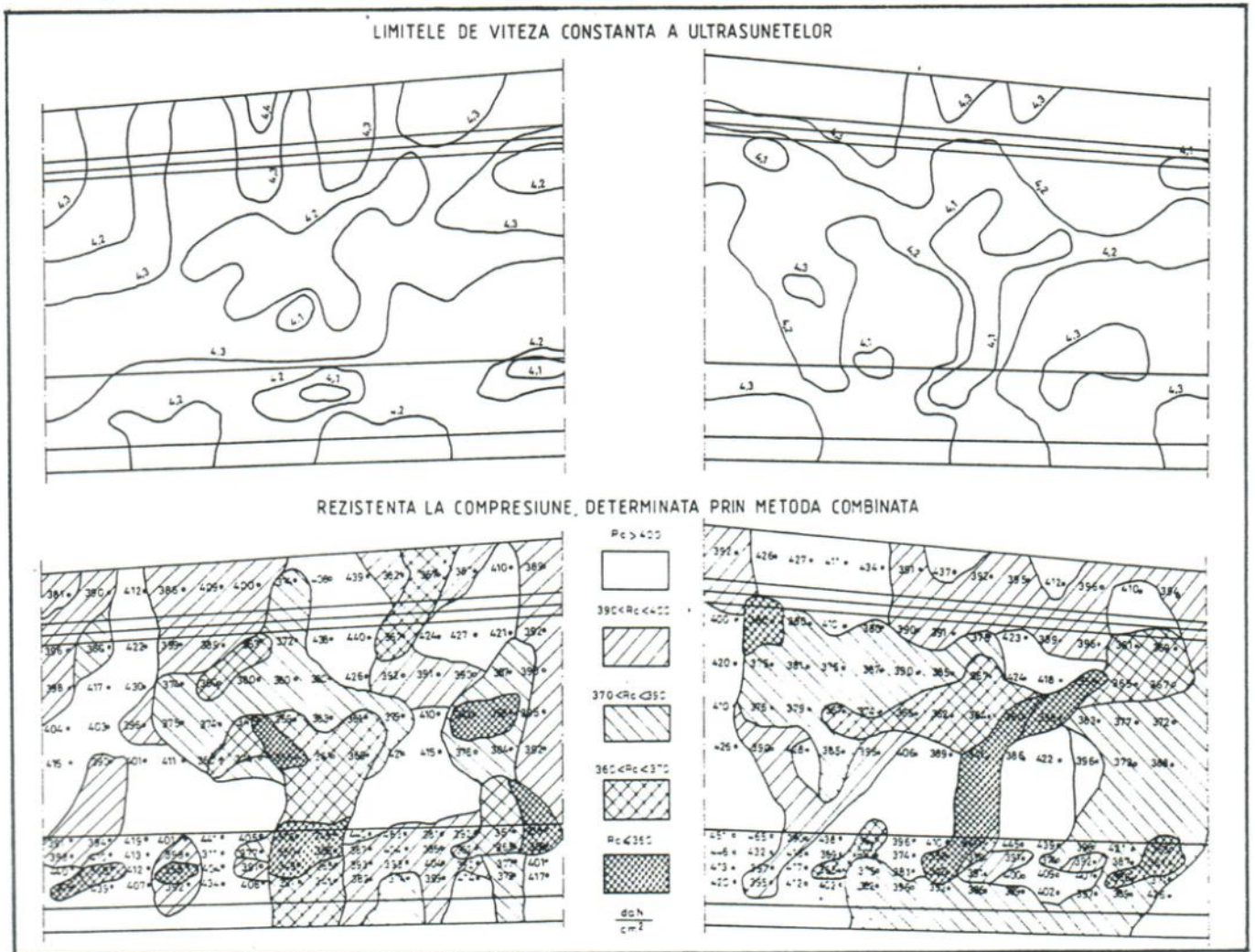


Fig. V.25 Rezultatele determinării omogenității și rezistenței la compresiune a betonului la o gîndă din beton comprimat



Foto V.13.a. Determinarea poziției armăturilor

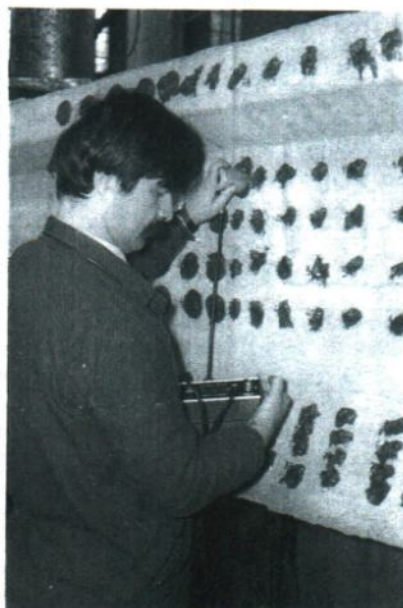


Foto V.13.b. Aplicarea metodei cu ultrasunete



Foto V.13.c. Aplicarea metodei sclerometrării

4.1.6. Comparații între metode

Metodele de încercare în situ a construcțiilor prezentate anterior prezintă atât avantaje cât și dezavantaje din mai multe punct de vedere (a se vedea tabelul V.2). Bineînțeles că nu se pune problema utilizării concomitente a cât mai multora din aceste metode pentru determinarea aceleiași caracteristici a elementelor examinate, ci acest proces trebuie astfel condus încât, în limitele rezonabile de cost, rezultatele să aibă o precizie satisfăcătoare pentru evaluarea nivelului de siguranță a construcțiilor.

În tabelul V.4, se prezintă comparativ principalele caracteristici pentru cinci metode diferite de determinarea rezistenței la compresiune a betonului [146].

Cercetările efectuate de diverși autori [147][148] releva faptul că rezultatele obținute prin aplicarea metodelor prin care se determină direct rezistențele betonului (§B) sunt mai apropiate de rezistențele reale ale betonului în element, iar în cazul aplicării metodelor indirecte (§A), precizia crescând nesemnificativ în cazul în care acestea se combină cu determinări pe carote extrase din element (§ 4.1.4).

Tabelul V.4. Comparație între unele metode de testare a betonului

TERMEN DE COMPARAȚIE \ METODA	SCLEROMETRARE §4.1.3	VITEZA ULTRASUNETE §4.1.21	PENETRAREA BOLȚ (măsurare capăt) §4.1.32 a	SMULGERE DISC §4.1.33.2	PENETRARE BOLȚ (măsurare adâncime gaură) §4.1.32b
COSTUL APARATURII	ieftin	scump	scump	scump	ieftin
COSTUL OPERAȚIEI	ieftin	ieftin	scump	scump	ieftin
TIMPUL DE APLICARE	10 ... 20 sec. pentru o lovitură	1 ... 2 min. pentru o citire	3 ... 4 min. pentru o lovitură	2 ... 3 min. pentru o smulgere	aprox. 1 min. pentru o împușcătură
SUPRAFAȚA BETONULUI DUPĂ TESTARE	lasă o amprentă pe suprafață	vaselina utilizată este dificil de îndepărtat și lasă pete pe beton	lasă o mică gaură și poate cauza fisuri minore	lasă o gaură mai mare în beton care trebuie reparată	lasă o gaură mică în beton
CONDIȚII DE APLICARE	pe suprafața de turnare rezultă valori mai mari decât pe cea cofrată	este de dorit o suprafață netedă	nu sunt prea importante	nu sunt importante	nu sunt importante
INFLUENȚA UMDITĂȚII	la betonul uscat, valori mai mari de cât la cel umed	viteza crește cu descreșterea umidității	la betonul uscat, valori mai mari decât la cel umed	la betonul uscat, valori mai mari	la betonul uscat, valori mai mari
INFLUENȚA TEMPERATURII	betonul înghețat se dezgheață înainte de testare; temperatura mediului are influență asupra reculului	nu este sensibil la temperaturi între 5 și 30 °C; la temperaturi mari viteza descrește cu temperatura	nu s-a investigat	nu s-a investigat	nu s-a investigat
INFLUENȚA CARBONATĂRII	poate crește valoarea reculului cu până la 50%	nu are efect important asupra testării	relativ neimportant	nu are nici un efect	nu s-a investigat
EFFECTUL AGREGATELOR	influențează reculul	sunt necesare calibrări	ține să indice valori mai mari la agregate grele	umeori indica rezistențe mai mari	efecte minore
DIMSIUNILE ELEMENTULUI	dimensiunile mici dau valori mai mici și împrăștieri mari	măsurătorile limitate de lungimile cablurilor	nu se recomandă pentru dimensiuni mici	nu se recomandă pentru dimensiuni mici	efecte minore
EXISTENȚA ARMĂTURII	nu au efect important	conduc la creșterea vitezei	nu au efect important	nu au efect important	nu au efect important
REMARCĂ GENERALĂ	se utilizează la determinarea omogenității	eficienta pentru determinarea calității	trebuie efectuate calibrări	indică direct rezistența la întindere	se utilizează pentru testarea uniformității

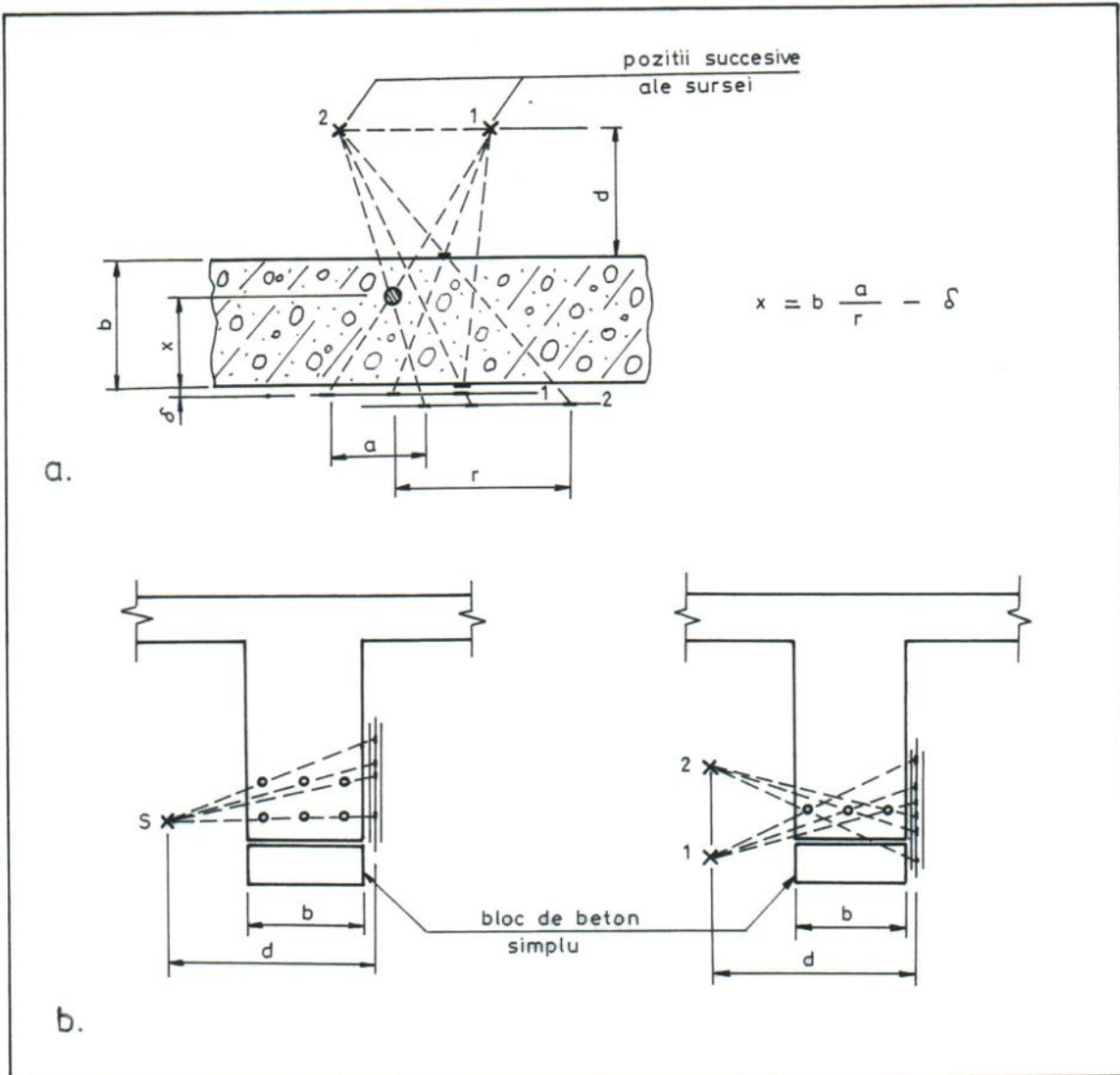


Fig. V.27.a. Determinarea poziției unei armături prin radiografiere.

b. Determinarea poziției mai multor armături la grinzi, în câmp

4.1.9. Metoda radar

Metoda se aplică la investigarea elementelor cu o față accesibilă (plăci), fiind mai recent aplicată în construcții [114].

În principiu, metoda se bazează pe proprietatea impulsurilor electromagnetice de scurtă durată de a fi reflectate de suprafața defectelor sau armăturilor întâlnite în cale. Impulsurile sunt emise de un generator, prin intermediul unei antene dipusă la suprafața betonului care și recepționează ecoul, determinând astfel durata de propagare a impulsului între momentul emisie și recepției. vizualizată apoi prin intermediul unui inregistrator grafic. Tehnologii mai sofisticate permit înregistrarea ecoului și în nuanțe de gri [153], [154]. ASTM [155], recomandă metoda pentru determinarea grosimii plăcilor de beton accesibile pe o parte (la drumuri) și a grosimii stratului la sisteme multistratificate.

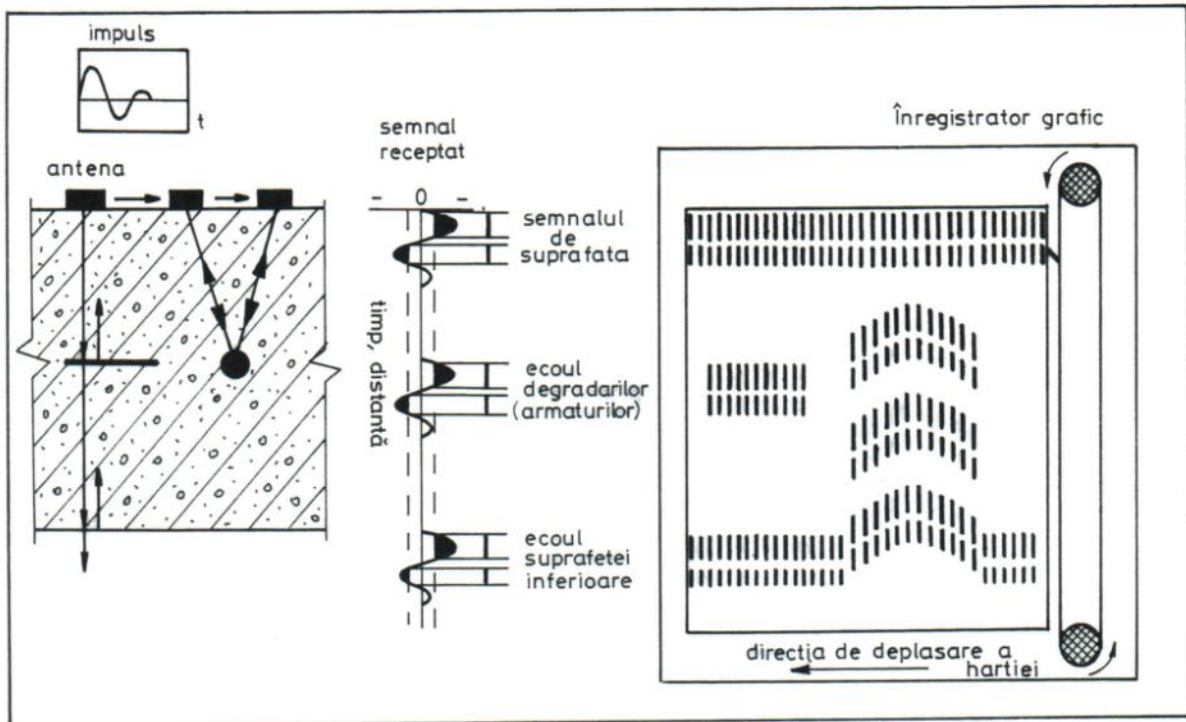


Fig.V.28. Metoda radar pentru determinarea degradărilor și armăturilor în beton.

4.1.10. Metoda termică

Metode termice de determinare a defectelor se aplică în special la plăcile la care există acces doar pe o singură față și se bazează pe proprietatea betonului de a emite diferențiat căldura acumulată într-o perioadă diurnă de însoire, funcție de prezența defectelor structurale în masa sa (fig. V.28.a) [156].

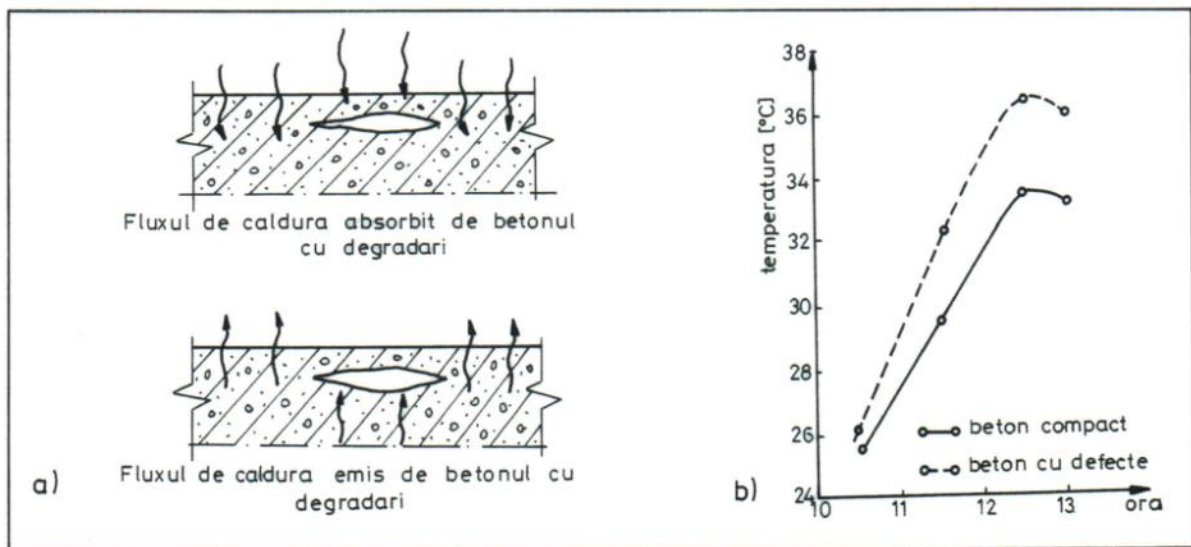


Fig. V.28. Metoda termografică de determinare a defectelor în beton: a. Principiul metodei. b. Diferența de temperatură a radiațiilor emise de betonul compact și de cel cu degradări

Măsurarea cimpului de temperatură (termometrie) sau vizualizarea acestuia prin radiațiile infraroșii (termografie) emise la suprafața elementului, oferă o hartă a zonelor cu degradări (segregări, goluri, exfolieri ale stratului de acoperire), fenomenul fiind confirmat prin măsurători cu termocuple dispuse în beton cu defecte și beton compact (fig. V. 28.b).

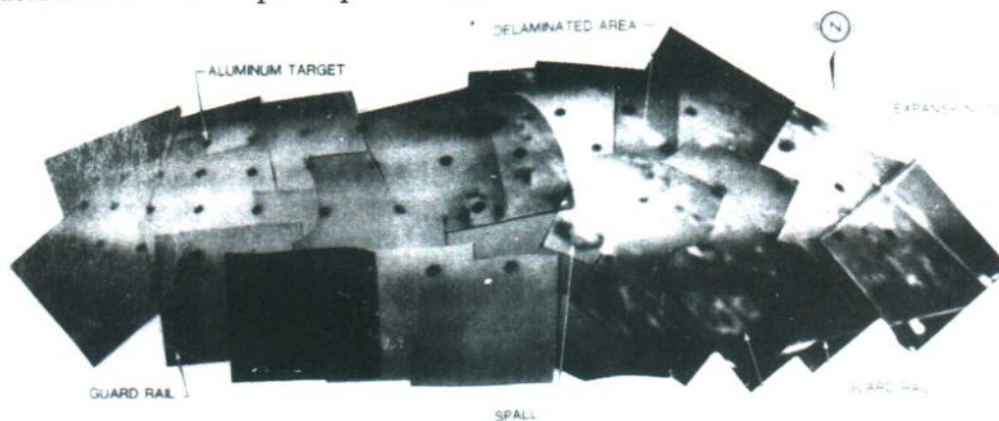


Foto V.15. Termograma suprafeței plăcii unui pod.

Echipamentul de termografiere în infraroșu este compus dintr-o sursă de putere la care se atașează camera de înregistrare în infraroșu capabilă de a oferi o imagine pe un monitor, camera video și un computer capabil de a prelucra și suprapune imaginile, astfel încât să se poată sesiza diferențele de temperatură de până la $0,1^{\circ}\text{C}$ [156]. Testările sunt însă influențate de condițiile atmosferice. Metoda este standardizată în SUA pentru determinarea degradărilor la plăcile podurilor (foto V.15) [157], dar poate fi utilizată și pentru controlul fațadelor la clădiri [158].

4.1.11. Metode pentru depistarea armăturii corodate în beton

Depistarea armăturii corodate în beton și a gradului de coroziune a acestuia, fără a se înregistra stratul de acoperire și înainte ca acesta să fisureze, reprezintă un test de bază în evaluarea durabilității elementelor.

Având în vedere că fenomenul de coroziune a armăturii în beton este de natură electrochimică, depistarea acestuia se poate realiza prin măsurarea diferitelor caracteristici (potențial, rezistență, rezistivitate, impedanță) ale unui curent indus într-un circuit din care face parte armăturile și/sau betonul.

4.1.11.1. Metoda măsurării diferenței de potențial pe armături.

Metoda, utilizată pentru prima dată pentru evidențierea stării active sau pasive din punct de vedere electrochimic a armăturilor din calea podurilor [159], se bazează pe măsurarea diferenței de potențial dintre un punct de pe armătură și un electrod de referință (fig. V.29.a). Electrocul de referință este realizat dintr-o bară de cupru în soluție de sulfat de cupru, contactul cu betonul realizându-se prin intermediul unui material spongios (burete). Acest electrod este legat la borna pozitivă a unui voltmetru în timp ce borna negativă este conectată de armătura dezgolită într-un punct. Prin măsurarea diferenței de potențial într-o rețea de puncte, se poate trasa o hartă cu liniile de potențial egal (fig. V.29.b), rezultatele măsurătorilor interpretându-se astfel:

- pentru potențial mai mic de -350 mV este foarte ca posibil procesul de coroziune să fie foarte activ (probabilitate 90%);
- pentru potențial între -350 mV și -200 mV, există incertitudini privind coroziunea armăturii (probabilitate 50%);
- pentru potențial mai mare de -200 mV este foarte probabil să nu existe proces corosiv pe armătură (probabilitate 95%).

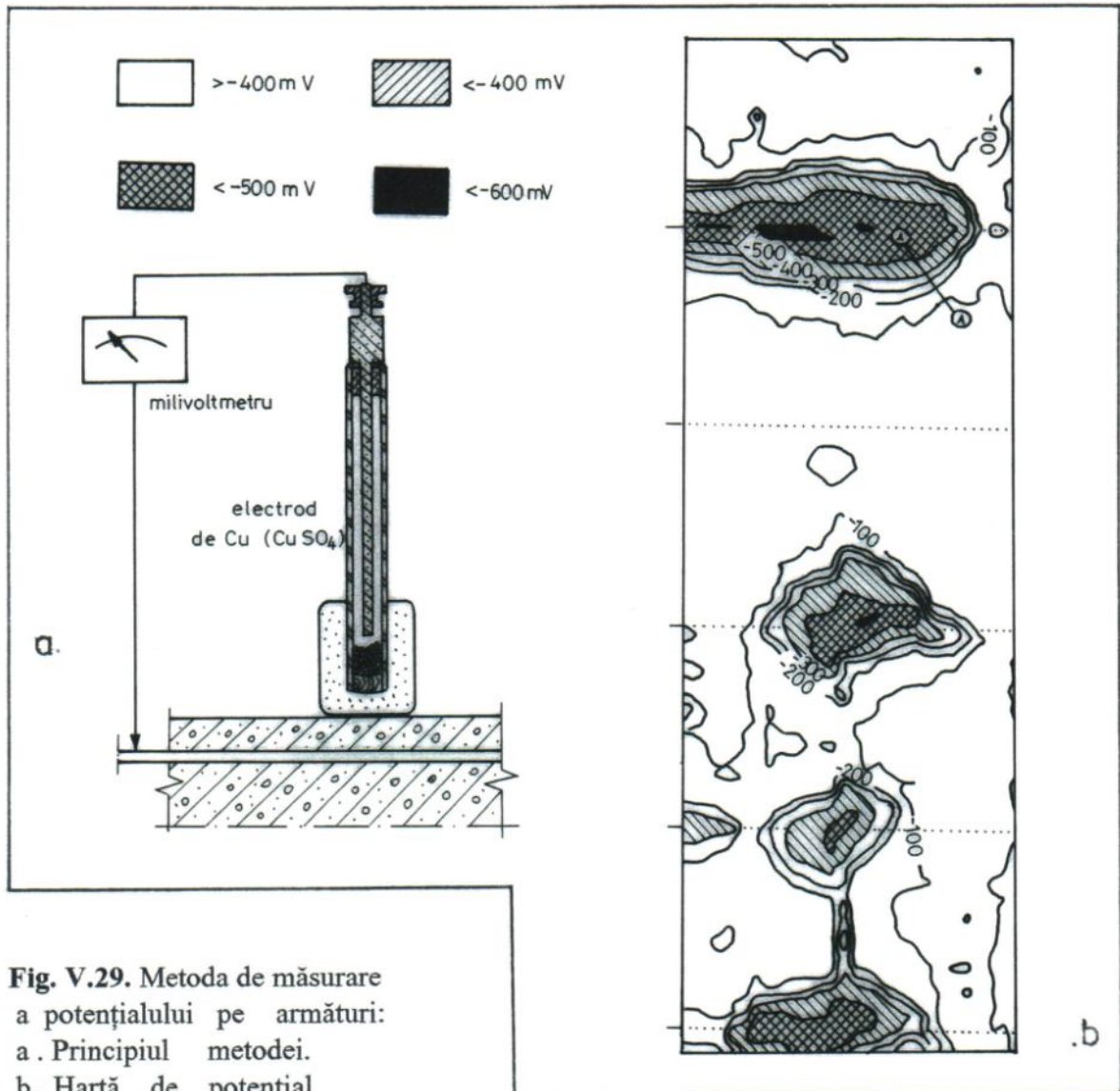


Fig. V.29. Metoda de măsurare a potențialului pe armături:
a. Principiul metodei.
b. Hartă de potențial

Aparatele pentru vizualizarea măsurătorilor pot fi cele obișnuite (miliampermetre) sau specializate, care construiesc direct harta de potențial (foto V.16). Pentru examinarea rapidă a unor suprafețe mari s-au pus la punct electrozi circulari care se deplasează pe suprafața betonului [160], harta de potențial putând fi construită și spațial.

Standardul american C 876-91 [161] menționează că interpretarea rezultatelor obținute prin această metodă trebuie efectuată de către specialiști cu experiență, eventual în corelare cu alte informații privind de exemplu conținutul de cloruri din beton, adâncimea de carbonatare, condiții de expunere, prezența zonelor segregate.

Variante ale acestei metode utilizează diverse aparaturi și montaje pentru depistarea armăturilor corodate [162] (metoda rezistenței electrice, metoda polarizării liniare, metoda impedanței).



Foto V.16. Aparatul de măsură (firma PROCEQ)

4.1.11.2. Metoda măsurării rezistivității betonului

Deoarece metoda măsurării potențialului pe armătură nu permite determinarea vitezei de coroziune, cercetări recente [163] au evidențiat posibilitatea determinării vitezei de coroziune a armăturii prin măsurarea rezistivității betonului.

Rezultate satisfăcătoare au fost obținute prin utilizarea unui montaj cu patru electrozi (fig. V.30), curentul indus prin electrozii laterali fiind măsurat între electrozii centrali.

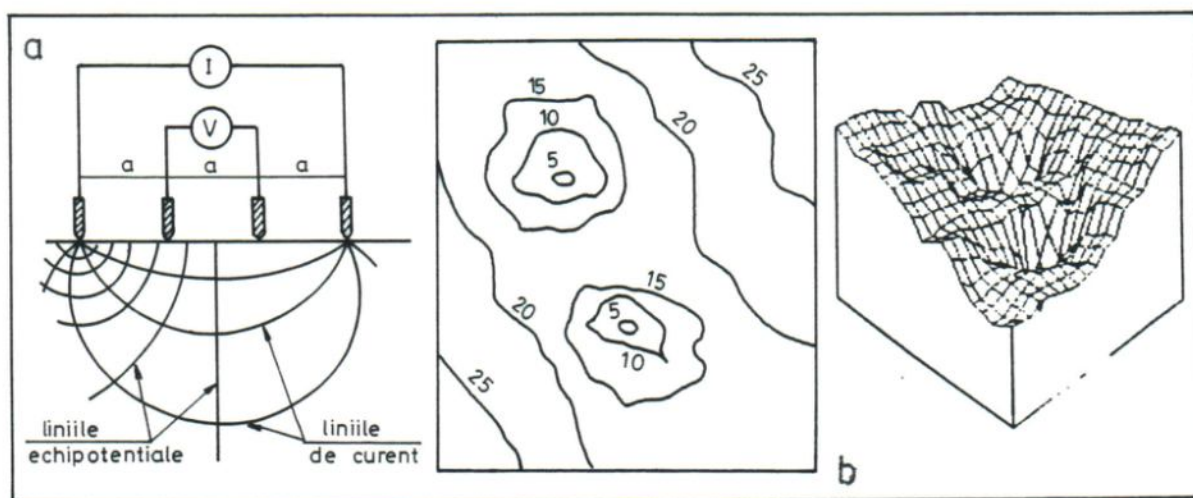


Fig. V.30.a. Principiul metodei măsurării rezistivității betonului.
b. Harta conturilor de egală rezistivitate ($k\Omega\text{cm}$) și reprezentarea spațială

Rezultatele măsurătorilor pot fi interpretate în felul următor [85]:

- pentru rezistivitate mai mare ca 20 kohm·cm, viteza de coroziune este neglijabilă;
- pentru rezistivitate între 10 și 20 kohm·cm, viteza poate fi considerată mică;
- pentru rezistivitate între 5 și 10 kohm·cm, viteza de coroziune este ridicată;
- pentru rezistivitate mai mică de 5 kohm·cm, viteza de coroziune este foarte mare.

Trebuie menționat faptul că măsurătorile sunt influențate de mai mulți factori [164] (stratul de beton carbonat de la suprafața betonului, prezența sărurilor sau a unui strat superficial cu rezistivitate scăzută), motiv pentru care metoda se recomandă a fi utilizată împreună cu cea a măsurării potențialului, rezultatele necesitând competență în interpretare.

E. METODE DE DETERMINARE A PROPIETATILOR FIZICE SI CHIMICE ALE BETONULUI

4.1.12. Metode de determinarea a umidității

4.1.12.1. Metoda cu neutroni

Această metodă se bazează pe posibilitatea determinării procentului de atomi de hidrogen aflați în masa unui material bombardat cu neutroni rapizi și numărarea neutronilor lenți formați în urma interacțiunii neutronilor rapizi cu atomii de hidrogen conținuți în apa legată fizic sau chimic din beton, compus ce conține cantitatea predominantă de hidrogen. Sondele de suprafață furnizează informații reprezentative pentru o adâncime între 10 ... 15 cm [114]. ASTM D 3107 [165] menționează metoda pentru determinarea umidității solului și agregatelor.

4.1.12.2. Metoda absorbției undelor electromagnetice

Metoda se bazează pe proprietatea moleculelor de apă, bipolare, de a se orienta în sensul câmpului electromagnetic. Dacă acesta își schimbă orientarea cu o anumită frecvență, dipolii nu mai reușesc să urmărească această schimbare, energia absorbită ajungând să fie nulă [114]. Aparatele construite pe acest principiu sunt compuse dintr-un emițător și un receptor radar care, așezate de o parte și de alta a elementului măsoară atenuarea undelor în element. Determinarea umidității în situ presupune trasarea unor curbe de calibrare prin măsurarea atenuării undelor prin materiale având umiditate cunoscută.

Determinând cantitatea de apă legată fizic și chimic (prin metoda bazată pe încetinirea neutronilor rapizi, § 4.1.8) și a apei libere din beton prin metoda electromagnetică se crează posibilitatea determinării cantității de ciment cuprinse în unitate de volum [114].

4.1.12.3. Metoda măsurării rezistenței electrice

Instrumentele moderne, cu gabarit redus și care afișează direct umiditatea materialului la suprafața elementului (foto V.17) pe care se aplică, sau în adâncime (fig.V.30), utilizează ca principiu măsurarea constantelor dielectrice ale materialului funcție de câmpul magnetic, ținând cont și de influența eventualelor impurități (sare de exemplu) conținute în apă.

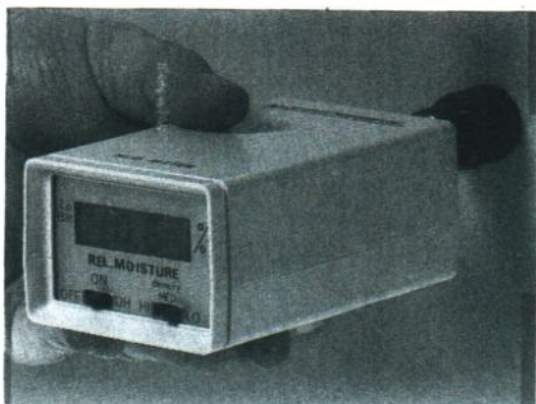


Foto V.17. Aparat pentru măsurarea umidității la suprafața betonului (firma NDT JAMES INSTRUMENTS)

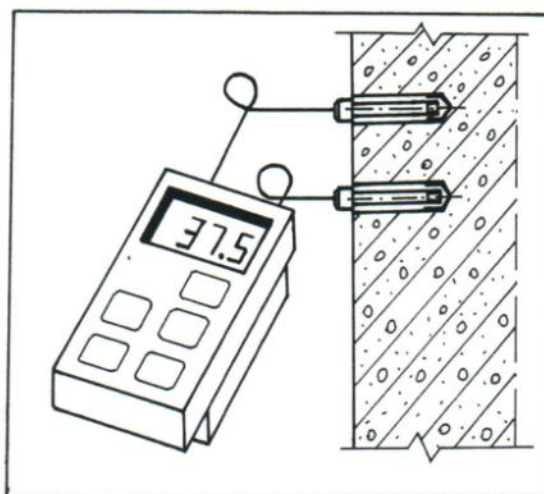


Fig. V.36. Aparat pentru msurarea umidității în beton (firma GERMANN INSTRUMENTS)

4.1.13. Metode de determinare a permeabilității

4.1.13.1. Permeabilitatea la apă

În situ, permeabilitatea betonului se poate aprecia prin măsurarea cantității de apă absorbită de beton în unitatea de timp pe unitatea de suprafață sau prin măsurarea duratei în care un volum de apă determinat este absorbit de beton [166].

Pentru determinarea absorbției se utilizează dispozitive montate pe suprafața betonului sau în găuri forate, apa penetrând normal sau sub presiune [167].

a. Teste sub presiune normală.

Testul cel mai utilizat este cel în care se măsoară cantitatea de apă absorbită în intervale determinate de timp. Pentru aceasta se poate utiliza un montaj simplu (fig.V.37.a) atașat de suprafața betonului, criteriile de evaluare a calității betonului din punct de vedere al permeabilității fiind date în Tabelul V.5.

Tabelul V.5. Aprecierea calității betonului funcție de permeabilitate

ml /m ² /s			absorbția	calitatea betonului
după 10 min	după 30 min	după 1 oră		
< 0,25	< 0,17	< 0,10	mică	bună
0,25 ... 0,5	0,17 ... 0,35	0,10 ... 0,20	medie	medie
> 0,5	> 0,35	> 0,20	mare	rea

O variantă a acestui test este aceea în care apa se introduce într-o gaură forată în beton, de diametru și lungime cunoscute (fig. V.31). Avantajul acestei metode este acela că se obțin indicații asupra permeabilității betonului în masa sa (nu numai la suprafață). Dezavantajul metodei este acela că prin forare, se distrug proprietățile suprafeței prin care apa penetrează (prin microfisurare, închiderea porilor).

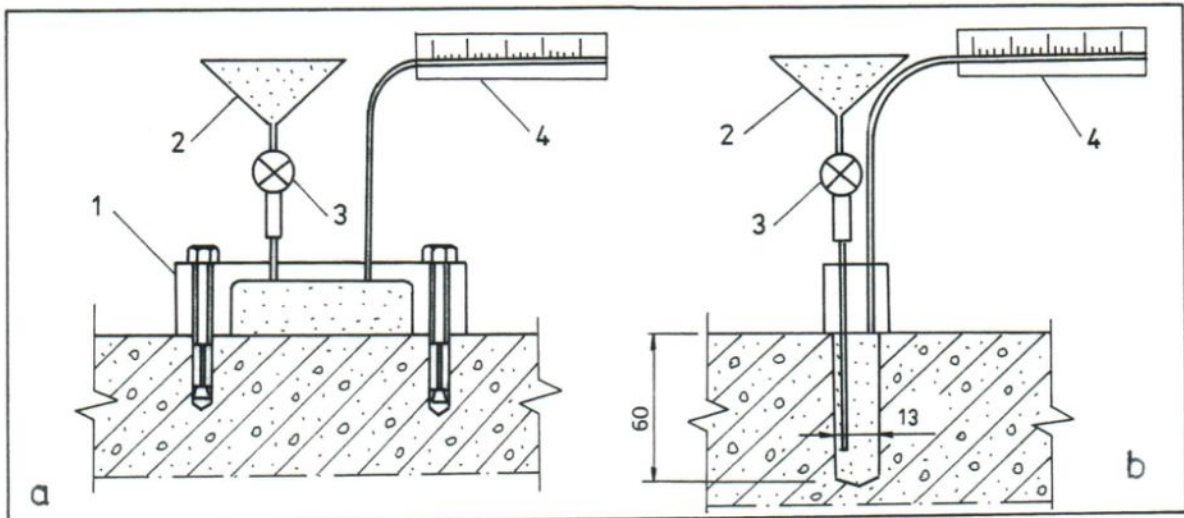


Fig. V.31. Determinarea permeabilității betonului la apă: a. Pe suprafață
b. In găuri forate: 1 - incintă etanșă; 2 - pâlnie cu apă; 3 - robinet; 4 - tub capilar

Montajul cel mai simplu este cel în care se aplică pe suprafața betonului un cilindru gradat, măsurându-se volumul de apă după anumite intervale de timp.

b. Teste sub presiune

În montajele arătate anterior se poate adapta o seringă (fig. V.32) prin care presiunea să se aplice manual [166], marimea acesteia monitorizându-se prin intermediul unui traductor de presiune montat la fața betonului.

În cazul determinării absorbției în găuri forate, presiunea se poate aplica cu seringă sau prin scoaterea aerului din gaură (fig. V.32) [167].

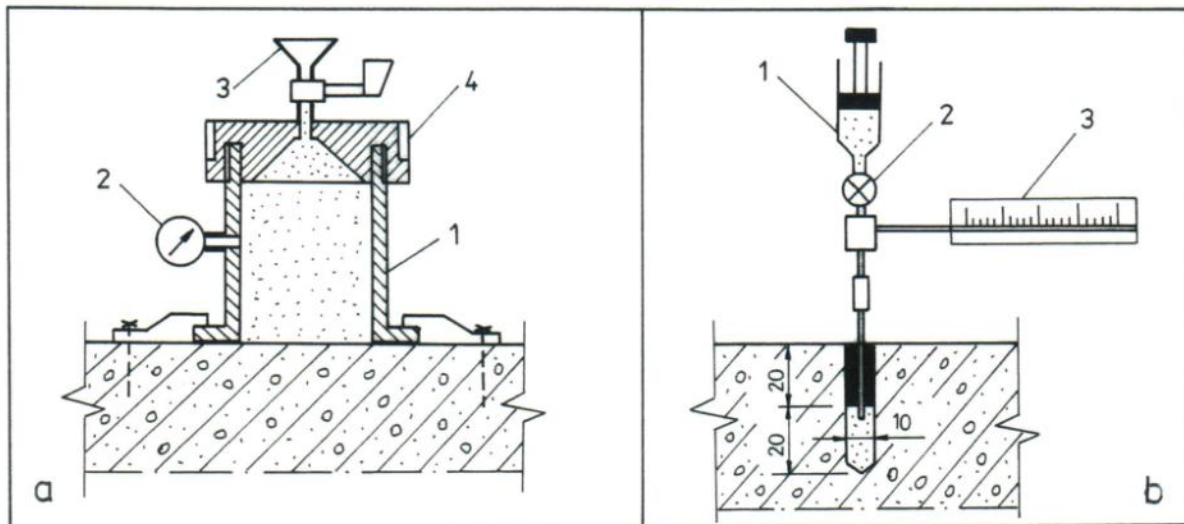


Fig. V.32. Determinarea permeabilității la apă sub presiune: a. Pe suprafața betonului: 1 - incintă etanșă; 2 - manometru; 3 - pâlnie pentru introducerea apei; 4 - capac cu filet (presiunea se realizează prin strângerea capacului).
b. In găuri forate: 1 - piston; 2 - robinet; 3 - tub capilar gradat

Pentru a testa în profunzime permeabilitatea betonului dintr-un element (perete), acesta perforază, presiunea apei aplicându-se pe pereții găurii (fig. V.33 și foto V.18), prin intermediul unui gaz (azot) sub presiune [168].

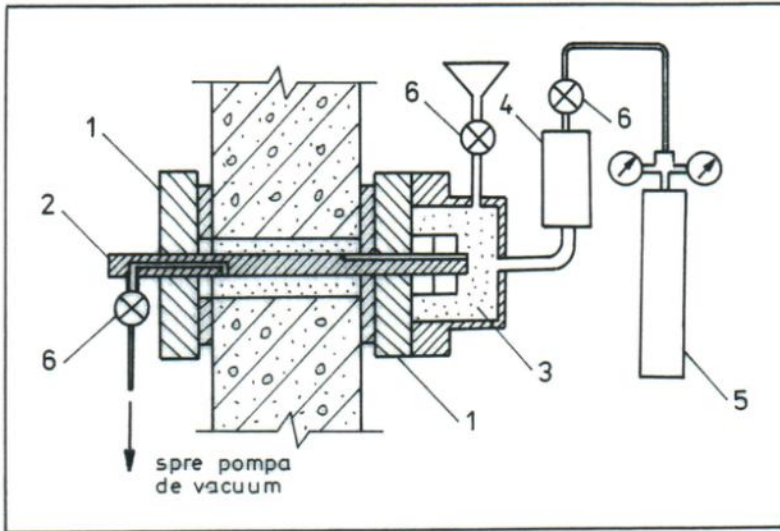


Fig. V.33. Determinarea permeabilității betonului în secțiune: 1 - discuri metalice; 2 - bolț de fixare a discurilor; 3 - apă; 4 - vas de presiune; 5 - recipient cu gaz și presiune (azot); 6 - robineti

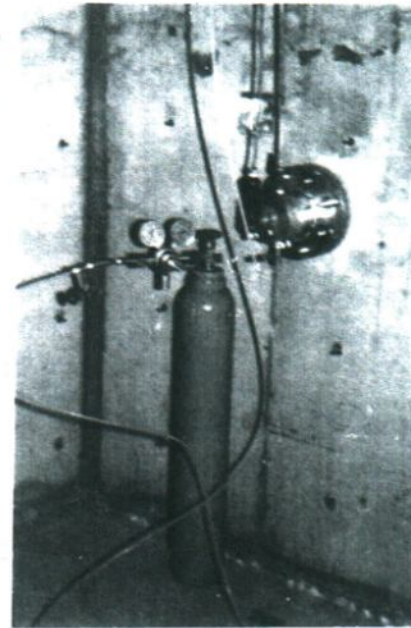


Foto V.18. Montajul pentru determinarea permeabilității betonului în secțiunea elementului

4.1.13.2 Permeabilitatea la aer

Permeabilitatea la aer a betonului, determinată în situ poate fi definită ca fiind durata în care aerul, penetrând prin beton, determină o revenire a presiunii într-o cavitate din beton sau într-o incintă delimitată etanș pe suprafața betonului până la o anumită valoare, apriori impusă.

De exemplu, dacă incinta este formată de o gaură forată în beton (fig.V.34) se produce în aceasta o depresurizare până la 15kN/m^2 utilizând o pompă manuală, după care se măsoară timpul în care presiunea revine la 20kN/m^2 [166].

Au fost puse la punct și monaje (foto V.19) care, în incinta creată e gaura forată se introduce gaz sub presiune, măsurarea permeabilității constând în monitorizarea creșterii presiunii la diferite intervale de timp printr-un strat de beton de grosime cunoscută [169].

Determinarea permeabilității la aer se poate efectua și prin măsurători la suprafața betonului, caz în care se delimitează cu ajutorul unei ventuze lipite, un spațiu vacuumant (fig. V.35). Timpul de revenire a presiunii până la o valoare determinată funcție și de porozitatea betonului reprezintă o măsură a permeabilității la aer a acestuia [170].

O metodă prin care se determină coeficientul de permeabilitate (volumul de aer ce străbate în unitatea de timp, unitatea de suprafață) este cea în care se utilizează o ventuză cu două camere (fig. V.36), obținându-se astfel o dirijare unidirecțională a fluxului de aer prin beton [171], rezultatele fiind instantaneu monitorizate.

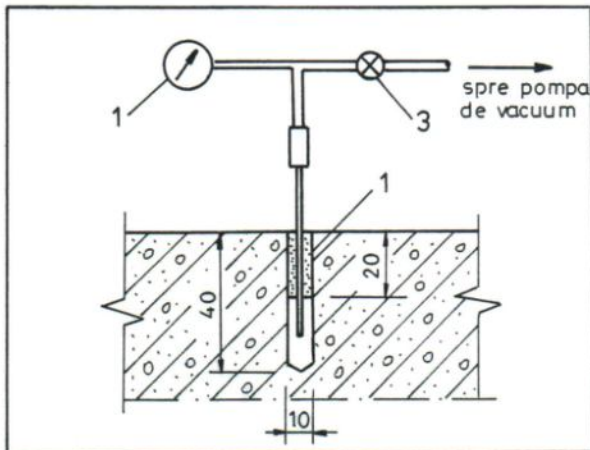


Fig. V.34. Determinarea permeabilității betonului la gaze, în găuri forate în elemente, prin vacuumare:
1 - material de etanșare;
2 - manometru; 3 - robinet.

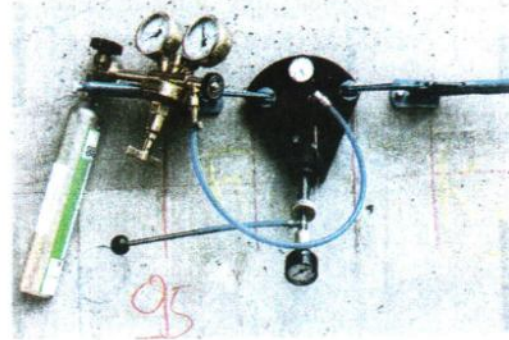


Foto V.19. Determinarea permeabilității betonului la gaze, în găuri forate, prin presiune: 1- butelie de gaz (CO_2); 2 - incintă etanșă pe suprafața betonului în interiorul căreia se introduce gazul sub presiune; 3 - manometru pentru măsurarea presiunii sub incintă într-o gaură forată înclinat (firma GERMANN INSTRUMENTS)

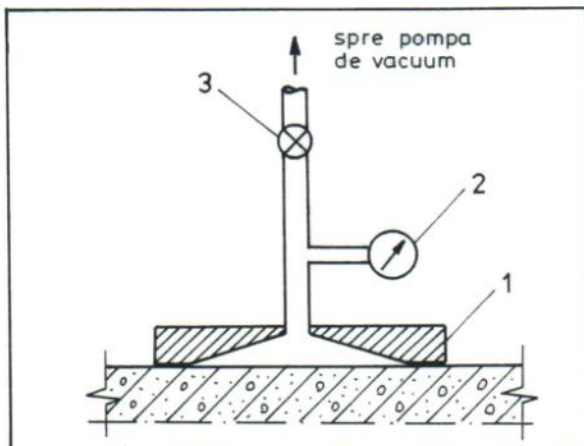


Fig. V.35. Determinarea permeabilității la aer a betonului: 1 - garnitură de cauciuc; 2 - manometru; 3 - robinet

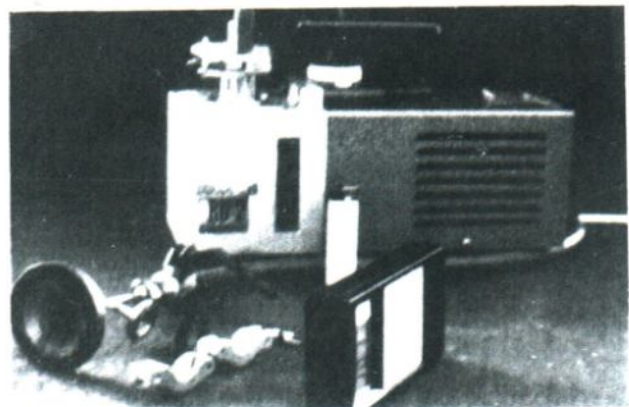


Foto V.20. Ventuza, pompa de vid și manometrul digital pentru determinarea permeabilității la aer

4.1.14. Determinarea conținutului de cloruri în beton

Analizele chimice asupra betonului în vederea determinării compușilor din piatra de ciment, inclusiv a celor rezultați în urma desfășurării proceselor corozive, se efectuează în laborator, pe probe prelevate.

Există însă și situații în care, pentru o evaluare corectă a stării elementelor, se impune o determinare rapidă a conținutului de substanțe agresive pătrunse în beton. Cum ionul de clor are o agresivitate deosebită (vezi cap.II, §3.) , greu detectabilă prin mijloace simple, pentru determinarea concentrației acestuia în beton s-a pus la punct aparatura utilizabilă în situ.

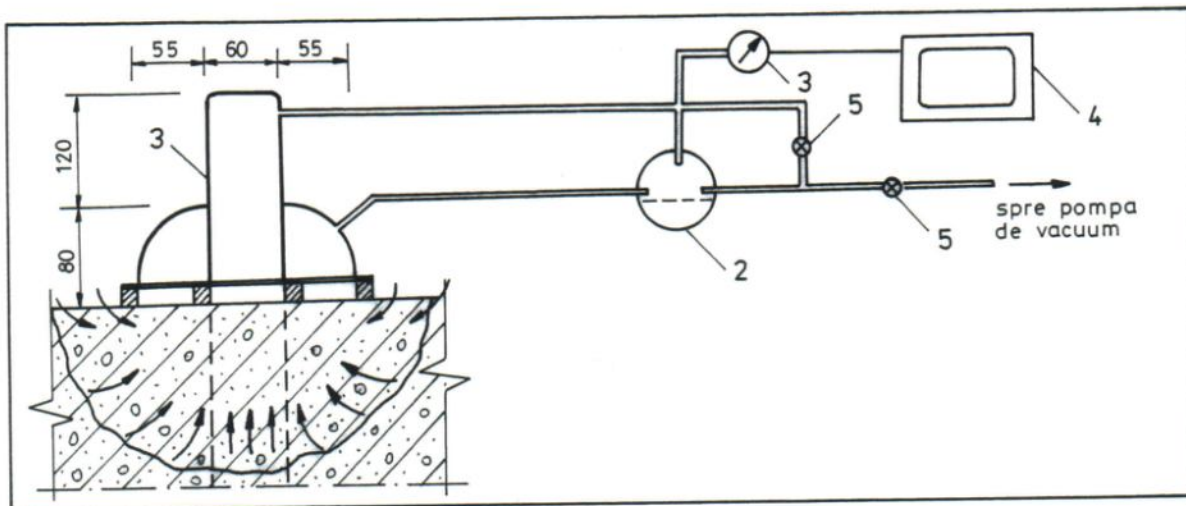


Fig. V.36. Determinarea permeabilității betonului la aer cu o ventuză cu două compartimente: 1 - ventuza; 2 - regulator de presiune; 3 - manometru; 4 - înregistrator automat; 5 - robineti

Aceasta constă dintr-un analizor cu electrod selectiv prin care se determină concentrația de ioni de clor în probe de praf de ciment prelevate și dizolvate, utilizând metoda potențimetrică (vezi mai departe § 4.2.5.3.). Aparatele afișează direct concentrația de ioni de clor (foto V.21).



Fig. V.21. Analizor de ioni cu electrod specializat și trusa pentru determinări in situ (firma RADELKIS)

Se menționează că la determinarea caracteristicilor elementelor exploatate în medii corozive, trebuie să se țină seama de specificul degradărilor betonului provocate de respectivele medii agresive [172].

Pentru exemplificare, în foto V.22, este prezentat un stâlp exploatat în mediu cu ioni de clor la care testările cu ultrasunete și cu sclerometrul au arătat o calitate bună a betonului, sondajele la armătură demonstrând o degradare avansată a acesteia.



Foto. V.22. Încercări nedistructive (sclerometrări și sonometrări) fără relevanță la un stâlp cu armături puternic degradate din acțiunea ionilor de clor

4.2. Investigațiile de laborator

Investigațiile de laborator (tab.V.6) se efectuează pe:

- (i) probe prelevate din structură și/sau
- (ii) probe executate și expuse la diferite acțiuni (eforturi, deformații, coroziune) în condiții (a) *de laborator* sau (b) *în situ*. Evident că cea mai mare parte din investigațiile efectuate în situ pot fi efectuate și în laborator pe epruvete sau probe prelevate din structură. Determinările care nu se pot efectua în situ deoarece necesită o aparatură complexă, o metodologie de lucru specială și un timp mai îndelungat, se efectuează în laborator.

4.2.1. Tipuri de probe

4.2.1.1. Probe prelevate din structură

Probele prelevate din structură pot fi prelevate prin dislocarea de material sau colectarea unor resturi de materiale provenite din elementele degradate, prin extragerea de carote sau a unor elemente întregi, la demolare.

a. Materialul dislocat dintr-un element provine de obicei din stratul de acoperire cu beton a armăturii sau din rugina de pe armătură.

Probele astfel obținute se izolează în pungi de plastic notându-se poziția exactă și condițiile de extragere, data extragerii, primele observații vizuale etc., pe acestea putându-se efectua analize chimice pentru determinarea concentrațiilor de substanțe penetrate în beton (§4.2.5) și analize petrografice (§4.2.4.4).

În cazul în care proba prelevată are un volum suficient pentru a putea fi prelucrată prin tăiere și șlefuire sub formă de cuburi sau plăci, acestea pot fi folosite pentru determinări de rezistență, (§ 4.2.4), permeabilitate, (§ 4.2.4.7) sau difuzie (§ 4.2.4.6).

b. Carotele extrase din elemente se pretează la investigații complexe, pentru determinarea caracteristicilor fizice și chimice ale betonului cât și a rezistenței la compresiune.

Prin metode gravimetrice se poate determina volumul golurilor din beton, natura și cantitatea agregatelor, eventual pe sorturi și în final, cu o oarecare precizie, raportul a/c [173]. De asemenea, prin analize efectuate la microscopul cu polarizare sau prin difracția razelor X se pot determina constituenții pietrei de ciment (§ 4.2.5.2.).

Pentru efectuarea analizelor chimice (§ 4.2.5.3.), materialul din carotă se desface în felii (de 10 mm grosime de exemplu), prin tăiere sau spargere, analizându-se miezul acestora, deoarece la tăiere, prin temperaturile foarte mari dezvoltate prin frecarea forezei și a răcirii cu apă învelișul superficial al carotei se alterează. În acest mod se poate obține o imagine mult mai corectă a penetrării substanțelor agresive în beton.

Pe carote se determină rezistențele betonului [140], modulul de elasticitate, rezistența la îngheț-dezghet, permeabilitatea, coeficientul termic, acestea putând fi corelate cu analizele chimice și petrografice.

Rezultă evident că analizele pe carote dau cele mai detaliate și credibile informații asupra caracteristicilor materialului într-un element dar prezintă dezavantajul că sunt scumpe și în plus, nu este posibilă extragerea de carote din toate zonele semnificative la un element.

c. Elementele prelevate din construcții pot fi încercate doar în cazul în care se dezafectează structura respectivă (în caz contrar, încercarea se efectuează în situ), informațiile culese pe această cale servind pentru aprecieri efectuate la elemente similare, sau exploatate în condiții similare. Determinările efectuate în situ se corelează cu cele efectuate în laborator, confirmarea acestora realizându-se prin urmărirea comportării sub încărcare a elementului până la pierderea capacității portante.

4.2.1.2. Probe confecționate

Probele confecționate pentru studiul acțiunilor corozive se recomandă a fi de același tip cu cele utilizate pentru determinările proprietăților fizice și a rezistențelor mecanice prevăzute în normative: rezistență la întindere, compresiune, încovoiere, modul de elasticitate, aderență, contracție-umflare, curgere lentă, gelivitate, șoc etc. [174], putându-se astfel studia efectul acțiunilor corozive asupra acestor proprietăți. Dezavantajul acestor tipuri de epruvete este însă acela că încercarea lor la coroziune necesită o perioadă relativ lungă de timp, motiv pentru care se execută și epruvete de forme speciale sau dimensiuni reduse.

a. Probele de material oferă avantajul efectuării unor încercări foarte rapide (de la una la câteva zile) prin expunere directă sau după o prelucrare simplă. Astfel se poate testa de exemplu, sensibilitatea sulfatică a cimentului [17] pe principiul că ionul sulfatic și aluminatul tricalcic se combină cu oxidul de calciu hidratat, formând sulfat-aluminați de calciu hidratați. Încercarea se efectuează amestecând 30 g nisip cuarțos cu cimentul de cercetat peste care se toarnă 100 g apă de var saturată. Eprubeta se agită 6 ore, după care amestecul este filtrat cu adaos de acid clorhidric concentrat. Diferența dintre conținutul total de SO_3 al cimentului și cel conținut în soluția filtrată reprezintă cantitatea de SO_3 care a intrat în reacție.

b. Epruvetele standardizate (cuburi, prisme, cilindri, fig. V.37.a) au avantajul că după expunere, acestea pot fi în general, încercate după metodologia reglementată prin normative. Aceste epruvete se expun în condiții de laborator sau în situ, lângă elementele de construcții.

Epruvetele din laborator sunt de regulă expuse coroziunii accelerate pentru comprimarea duratei experimentărilor, caz în care exploatarea rezultatelor la condițiile reale trebuie să se facă cu mult discernământ.

Epruvetele expuse în situ se degradează în aceleași condiții ca și elementul de construcție dar într-o perioadă îndelungată, rezultatele nefiind de obicei semnificative pentru construcția respectivă dar fiind însă foarte prețioase ca cercetări efectuate în condiții reale, pentru exprimarea unor concluzii cu caracter fundamental.

c. Epruvetele speciale sunt confecționate în scopul simplificării și reducerii duratei experimentărilor (fig.V.37.b). Aceste epruvete sunt cele de dimensiuni reduse și cele cu forme speciale. Astfel, se pot efectua experimentări de coroziune pe cuburi, pe prisme pe cilindri cu gol central [175]. Pentru obținerea unor rezultate concludente, dimensiunea minimă a epruvetei trebuie să fie de 4 ... 5 ori mai mare decât dimensiunea maximă a agregatului. În general, pentru aceste epruvete mici, se utilizează rețete speciale de preparare, astfel încât și procesele de coroziune să se desfășoare mai rapid (de exemplu, se adaugă gips la ciment. Pentru accelerarea proceselor corosive se pot confecționa epruvete cu suprafața de expunere cât mai mare, supuse în același timp și la un efort [17].

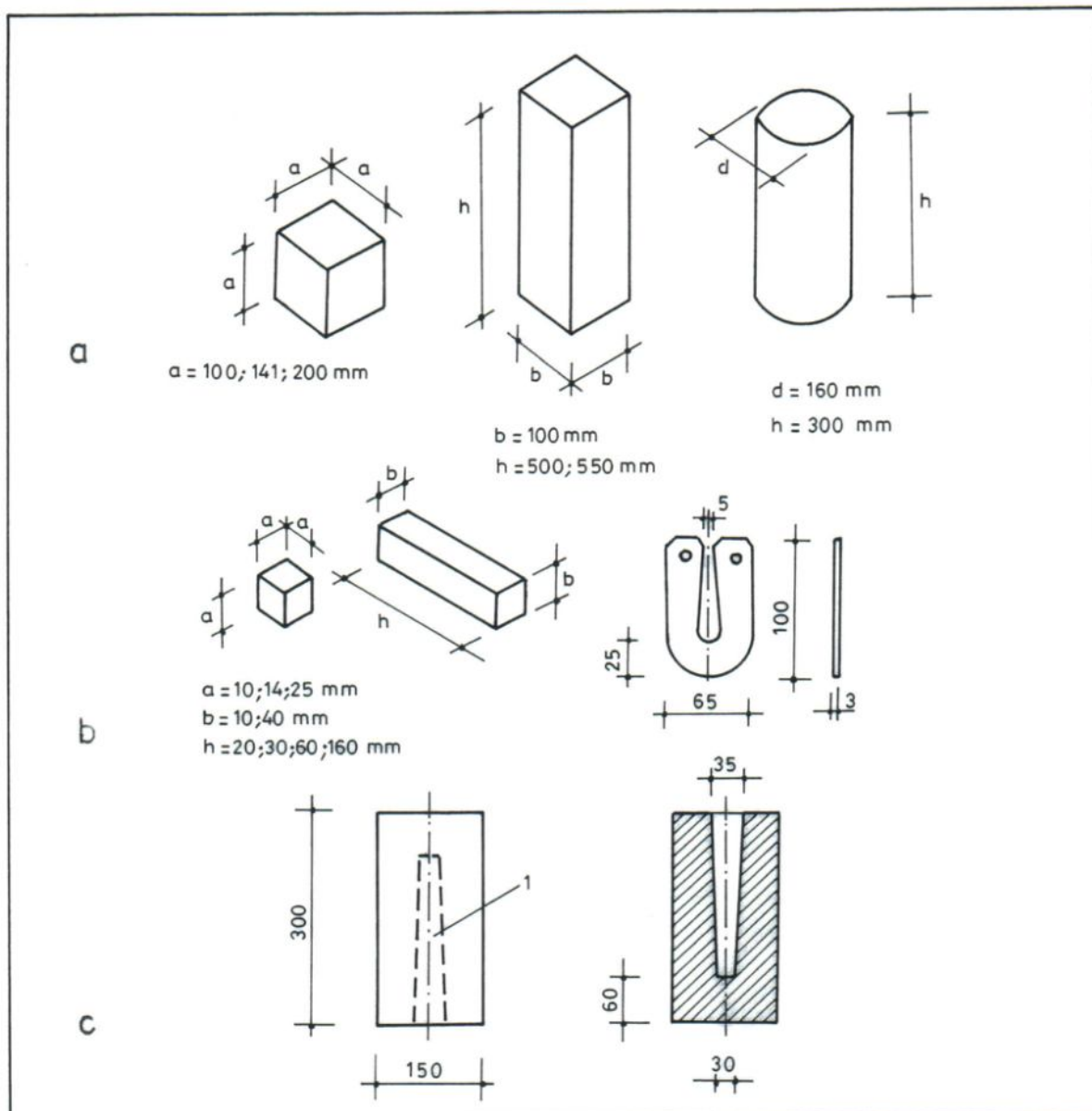


Fig. V.37. Epruvete pentru încercări la coroziune: a - epruvete similare celor utilizate la încercările de rezistență; b - epruvete mici specifice pentru încercări de coroziune; c - epruvete cilindrice cu gol central

În hala BMT în cadrul laboratorului de durabilitate (în curs de amenajare) s-au executat și expus mai multe tipuri de epruvete (fig. V.38) armate și nearmate pentru a se urmări acțiunea mai multor substanțe chimice (vezi fig. V.40) asupra betonului și armăturii înglobate în elemente. Cercetările au fost efectuate în cadrul unor contracte cu Ministerul Învățământului (lucrarea 25, anexa A).

d. Epruvetele de tip armături se expun sub formă de bare (sârme) sub efort sau nu (fig. V.39.a), eventual înglobate în beton (în cilindri, prisme, fig.V.39.a), bare cu secțiune redusă (fig. V.39.b). Epruvetele se pot supune și unor încercări de rezistență standardizate (rezistență la întindere, aderență).

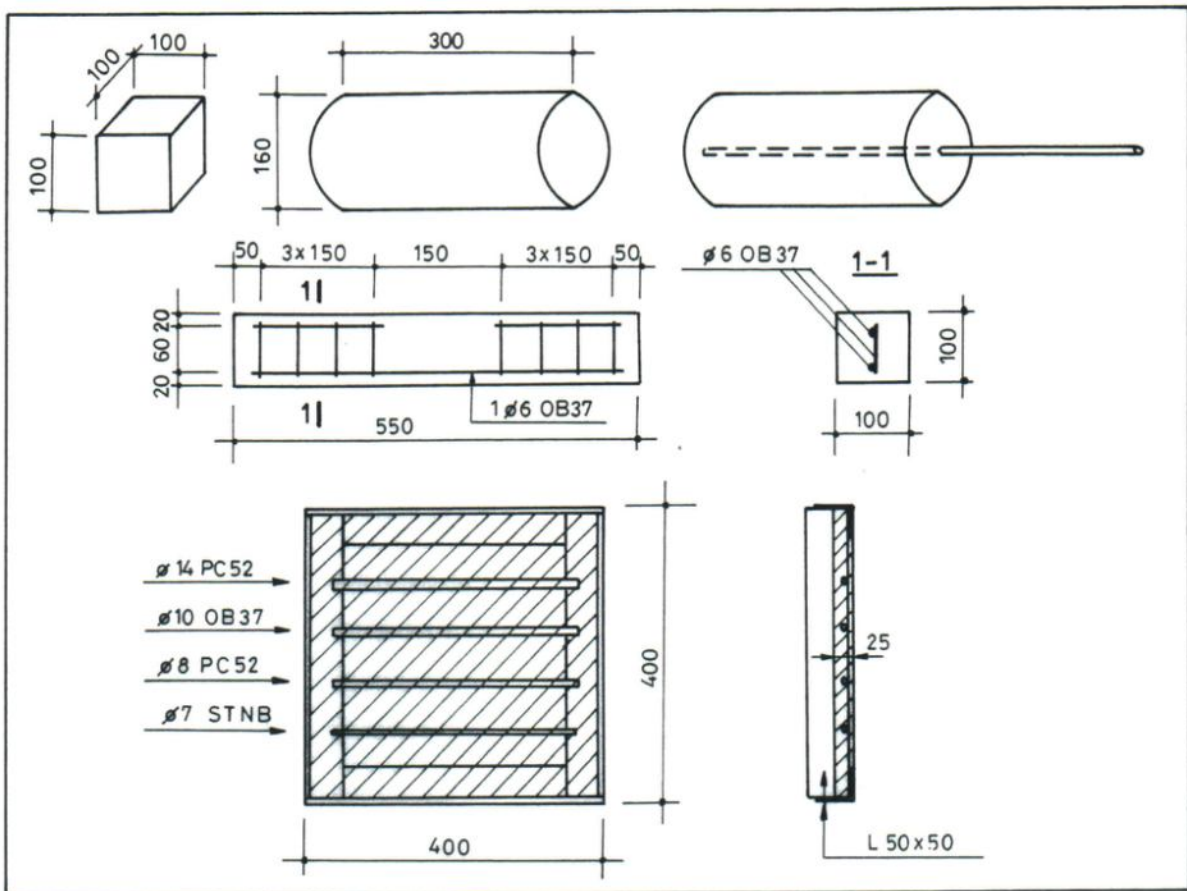


Fig. V.38. Tipuri de epruvete expuse la coroziune în hala BMT: cuburi, cilindri, cilindri cu armătură înglobată (pentru determinarea aderenței), grinzișoare armate, plăci armate

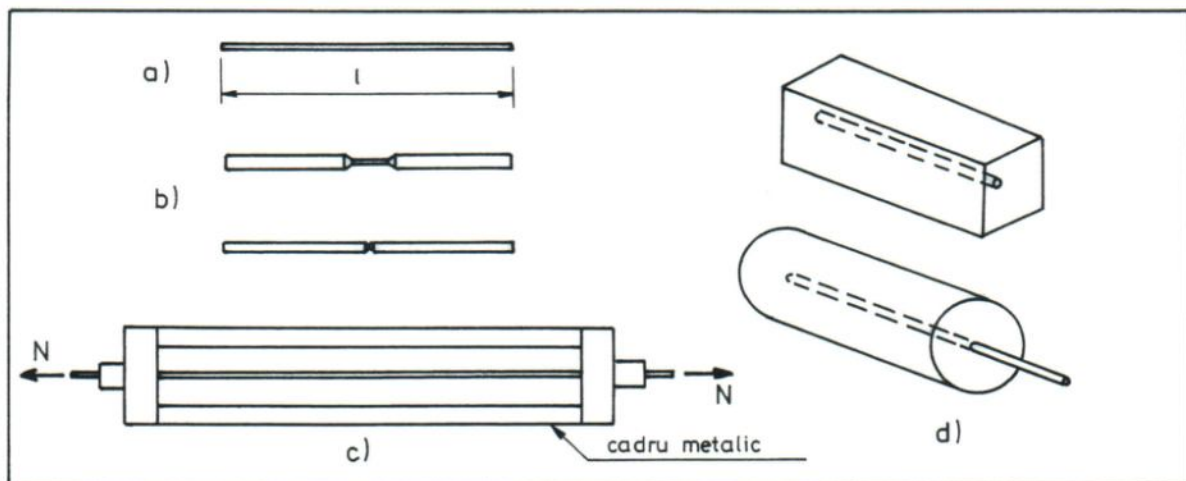


Fig. V.39. Epruvete de armătură pentru încercări la coroziune: a - bare; b - bare cu secțiune redusă; c - armături sub efort; d - armături înglobate

e. Elementele sub efort sau cu deformații impuse se expun mediilor corosive în condiții de laborator la coroziune accelerată (vezi foto V.27) și/sau în situ (fig. V.39, epruvete expuse la salina Ocna Dej de către autor, lucrarea 51, anexa A).

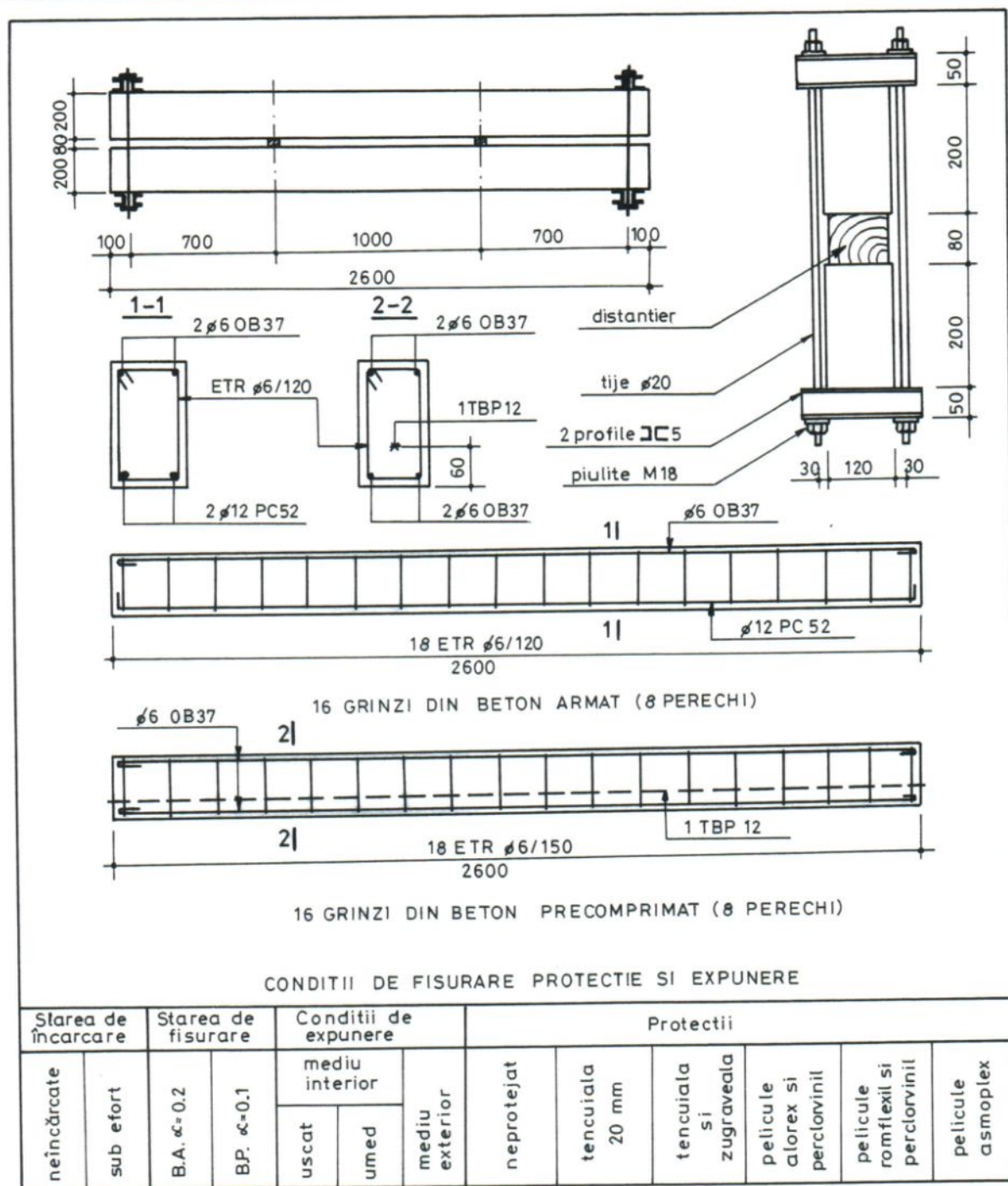


Fig. V.39. Elemente experimentale, grinzi sub efort fisurate expuse in situ la Salina Ocna Dej

Se pot astfel corela și extrapola rezultatele obținute în condiții de laborator la coroziune accelerată, cu cele reale obținute în situ.

Elementele experimentale, de obicei grinzi din beton armat sau precomprimat, încovoiate, sunt supuse unor testări complexe pentru a studia:

- influența stării de efort din beton și/sau armăturii asupra degradării prin coroziune a acestora;
- influența fisurării (adâncime, deschidere și distribuția fisurilor) asupra penetrării agenților corosivi în beton și la armături;
- eficiența unor pelicule de protecție, în cazul variației deformațiilor;

- determinarea caracteristicilor fizice și chimice ale betonului în stare de efort, sau fisurat;

- comportarea sub încărcare a elementelor (vezi foto V.31), până la pierderea capacității portante pentru urmărirea comportării sub sarcină la diferite nivele de degradare.

Inercarea în condiții de laborator se efectuează în cuve de coroziune în care elementele sunt expuse alternativ în agentul coroziv și în aer (vezi foto V.27) sau în camere special amenajate în care agentul coroziv se pulverizează la anumite intervale de timp (de tipul celei de la INCERC București).

În lume, diferite laboratoare, au inițiat expunerea în condiții de agresivitate marină a unor epruvete încă de acum peste 60 de ani [176] sau chiar mai mult (Laboratoire La Rochelle are probe expuse în mediu marin din anul 1904 [177]) periodic efectuându-se determinări asupra lor. La noi în țară experimentările pe elemente din beton armat și precomprimat supuse la efort și expuse în condiții de coroziune naturală și accelerată au fost inițiate în jurul anului 1969 de către INCERC București [178] și Facultatea de Construcții din Iași [179]. În prezent, este în curs de amenajare un laborator de durabilitate [180] dotat pentru studii de coroziune în care s-au expus epruvete standard și speciale (fig. V.38), în cuve de coroziune, (fig. V.40 și foto V.23) la acțiunea mai multor substanțe agresive (foto V.24).

4.2.2 Determinări de coroziune

Testările de coroziune efectuate în laborator urmăresc în principal două aspecte și anume:

- (i) determinarea mecanismului de coroziune și
- (ii) prognozarea desfășurării în timp a fenomenelor.

Aceasta presupune adoptarea unei metode sau metodologii adecvate (simplă, rapidă, reproductibilă, precisă), cu valabilitate pe cât posibil generală, prin care aceste fenomene să fie evidențiate și comparate cu un etalon. Proba etalon cea mai concludentă este cea expusă condițiilor reale, deci în situ, timp îndelugat. Cum determinările de laborator se efectuează rapid (acesta fiind și scopul lor), devine evident că de cele mai multe ori nu putem beneficia practic de acest etalon, pentru care trebuie căutate regulile de extrapolare a rezultatelor la cazurile reale. În acest sens trebuie rezolvate o serie de probleme legate de:

- tipul de material utilizat (pastă, mortar sau beton);
- forma și dimensiunile epruvetelor;
- numărul de epruvete de diferite vârste și vârsta la care se încearcă;
- condițiile de degradare și de expunere a epruvetelor;
- gradul de maturizare al epruvetelor;
- perioada în care observațiile trebuie să se desfășoare;
- condițiile de agresivitate;
- alte variante ce intră în interacțiune (stări de eforturi și de fisurare).

Mai trebuie menționate două aspecte esențiale în ceea ce privește interpretarea rezultatelor și cercetărilor de laborator și anume:

* imposibilitatea exprimării rezultatelor printr-o mărime măsurabilă printr-o unitate comună, impune adoptarea unor scări care nu pot fi decât relative;

* extrapolarea rezultatelor obținute în condiții de laborator la situațiile reale din teren nu poate fi făcută decât cu o oarecare aproximație.

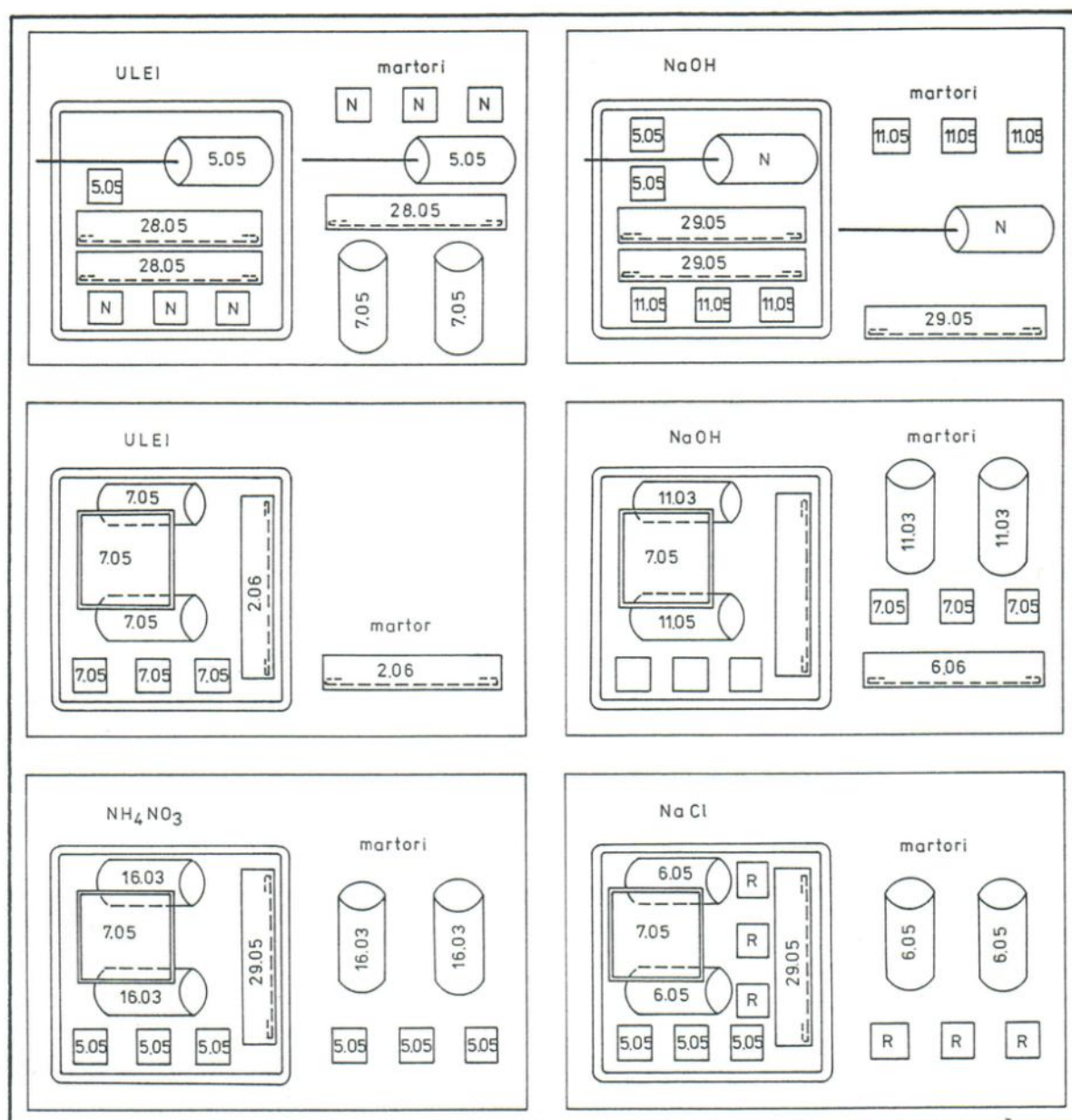


Fig.V.40.Dispunerea probelor in cuvele de coroziune

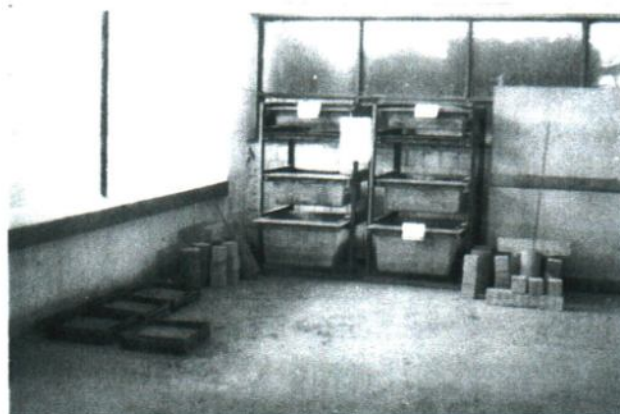


Foto V.23. Rastelele cu cuvel și probele martor

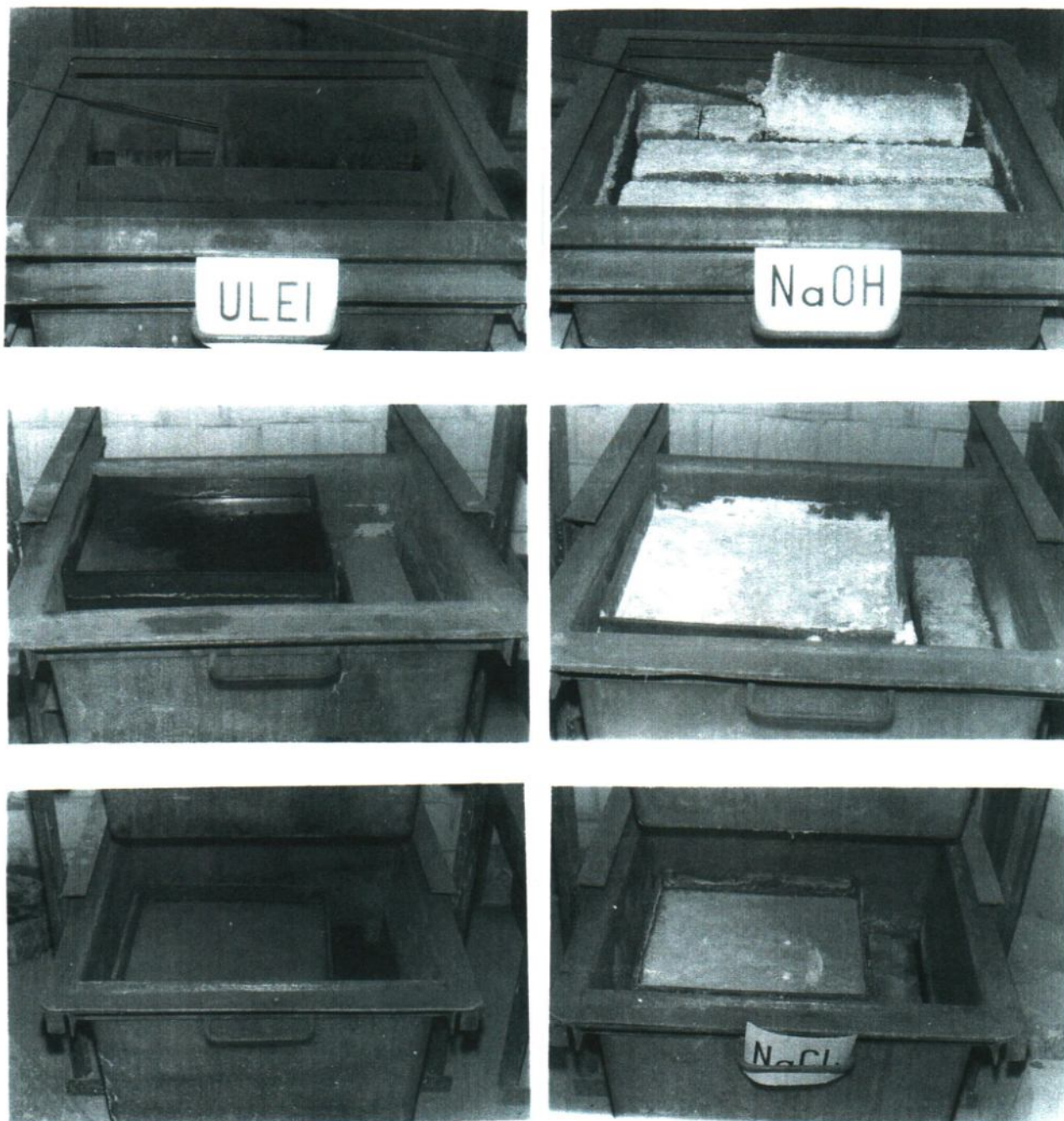


Foto V.24. Cuvele cu probe expuse la acțiunea: a - uleiului; b - azotatului de amoniu; c - hidroxidului de amoniu; d - clorurii de sodiu

4.2.2.1. Încercări accelerate

Având în vedere că degradarea materialelor și elementelor în mediile agresive reale este de lungă durată, s-au pus la punct diferite metode rapide care să dureze o perioadă limitată (de la câteva zile la câteva luni) dar care să reproducă satisfăcător condițiile reale atât pentru materiale (elemente) cât și pentru mediile agresive.

Accelerarea proceselor corosive se poate obține prin mărirea suprafeței de reacție, mărirea presiunii cristalelor rezultate, percolarea soluției agresive, mărirea concentrației

soluției, mărirea temperaturii soluției agresive. La aceste încercări pot fi expuse atât epruvetele prelevate (§ 4.2.1.1.) cât și cele confecționate în acest scop (§ 4.2.1.2.).

Pentru studiul coroziunii accelerate a armăturii se utilizează metode electrochimice (variația unui curent între doi electrozi dintre care unul este armătura introdusă într-un electrolit).

4.2.2.1.1. *Încercări pe cimenturi, mortare și betoane*

a. **Determinări accelerate prin mărirea suprafeței de reacție**

Încercările de o zi pe cimentul măcinat (încercarea este descrisă în § 4.2.1.2.a) se bazează pe reacția rapidă a cimentului cu apa și substanțele agresive. După unii autori aceste încercări nu sunt foarte semnificative având în vedere condițiile diferite în care se află cimentul în beton.

Determinările prin fărâmițarea pietrei de ciment ar putea elimina acest neajuns prin faptul că se expune mediului agresiv cimentul deja hidratat. Dar și această metodă este parțial combătută deoarece nu ia în considerare structura reală a betonului (care conține și agregat sau particule de ciment nehidratate).

Încercarea Anstett constă în hidratarea prealabilă a cimentului timp de 14 zile după care se macină și se amestecă cu o cantitate de 50% de gips. Din acest material se confecționează epruvete cilindrice care apoi se păstrează în apă observându-se schimbările de volum. Încercarea durează circa 3 luni.

Încercarea rapidă pe epruvete mici (ca cele din fig. V.37.b) s-a impus datorită observației că durata de timp necesară pentru a dezvolta același grad de coroziune crește exponențial cu dimensiunile epruvetelor.

b. Determinările accelerate prin mărirea presiunii de cristalizare se aplică în cazul soluțiilor care, prin cristalizare în beton afectează integritatea acestuia. Epruvetele se saturează cu soluție agresivă și apoi se usucă, alternativ, ciclul repetându-se de mai multe ori. În final se observă modificările produse.

c. Determinările accelerate prin percolarea soluțiilor agresive se aplică în general la epruvete poroase. Criteriul de apreciere a gradului de coroziune rezultă din analiză chimică a lichidului percolat. La încercare trebuie avut în vedere că unii produși de coroziune pot umple porii și deci împiedică percolarea sau unii produși pot fi levigați, măbind porozitatea.

d. Determinările accelerate prin creșterea concentrației soluției nu sunt foarte semnificative pentru că pot deforma procesul de coroziune.

e. Determinările accelerate prin creșterea temperaturii soluției se bazează pe observația că, în general, efectul de coroziune crește odată cu creșterea temperaturii soluției agresive, temperatură care trebuie însă să rămână moderată.

4.2.2.1.2. *Încercări pe armături*

Determinările de coroziune la armături se efectuează pe epruvete la care armătura este înglobată în beton fără a fi sub sarcină (cilindri, prisme cu armătură înglobată), pe epruvete din beton armat și precomprimat sub efort sau pe armături tensionate sau netensionate supuse direct coroziunii. Accelerarea coroziunii se efectuează prin utilizarea unor soluții agresive de

concentrație ridicată, prin recircularea soluției, prin mișcarea epruvetelor (numite mai departe metode mecanice) sau prin metode electrochimice.

a. Determinări accelerate prin metode mecanice

Aceste determinări se efectuează pe epruvete cu armături înglobate sau neînglobate, astfel:

- epruvete de tip armături supuse la efort și supuse coroziunii accelerate în cuve de coroziune (foto V.25) în care epruvetele, prin rotire, sunt expuse alternativ în aer și soluție agresivă [181];

- epruvete de tip armături tensionate (sau netensionate) parțial imersate în soluție agresivă care se recirculă (fig. V.41. [182];

- epruvetele de tip armături tensionate (sau netensionate) supuse coroziunii locale în secțiuni reduse (fig. V.42. [183]);

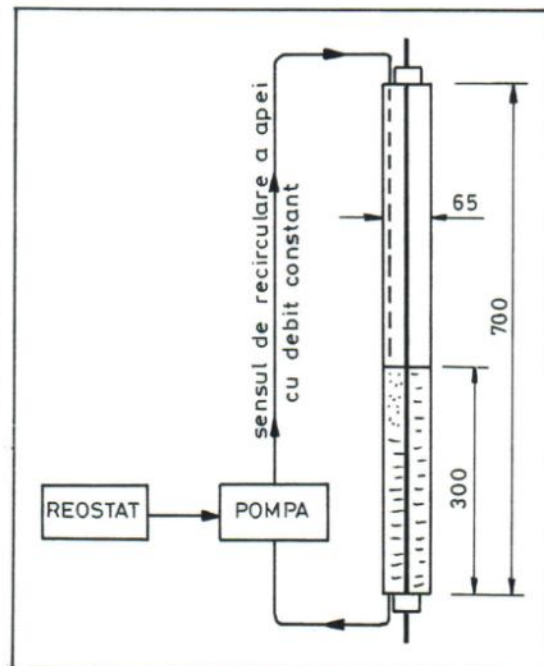
- epruvete supuse coroziunii în secțiuni reduse, solicitate la efort constant crescător (fig.V.43.[184]);

- epruvete de tip prisme sau cilindri în care se înglobează armătura, accelerarea proceselor corosive realizându-se prin mărirea concentrației soluției (în figura V.38, epruvete expuse de autor în cadrul laboratorului de durabilitate);



Foto V.25. Cuvă pentru încercări la coroziune accelerată a armăturilor prin rotirea alternativă în soluție și în aer

Fig.V.41. Instalație de încercare la coroziune a armăturilor prin recircularea soluției



Expunerea se încheie, de obicei, în momentul apariției fisurilor în stratul de acoperire cu beton a armăturilor, ceea ce indică coroziunea acestora, sau în momentul ruperii lor.

Examinarea armăturilor înglobate se efectuează după extragere din beton, prin spargere sau prin încercarea elementelor, relevându-se următoarele aspecte:

- pierderea în greutate sau cantitatea de produși de coroziune;
- compoziția chimică a produșilor de coroziune;
- durata în care se formează o anumită cantitate de produși de coroziune sau în care aceștia provoacă fisurarea betonului de acoperire;
- modificări fizico-chimice în structura materialului;

- legătura dintre caracteristicile mediului corosiv și caracteristicile de corodare a armăturilor.

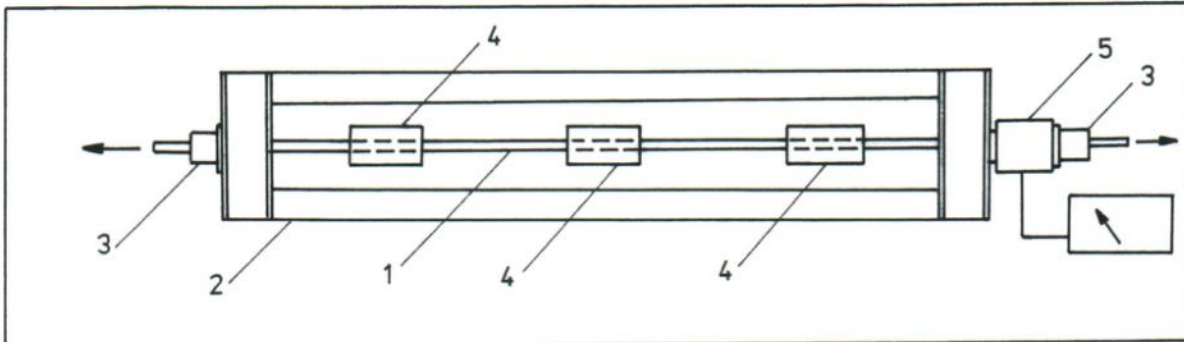


Fig.V.42. Încercarea la coroziune locală a armăturilor: 1 - probă; 2 - cadru metalic; 3 - blocaje; 4 - capsule cu substanță corozivă; 5 - doză tensometrică cu monitorizare continuă a efortului

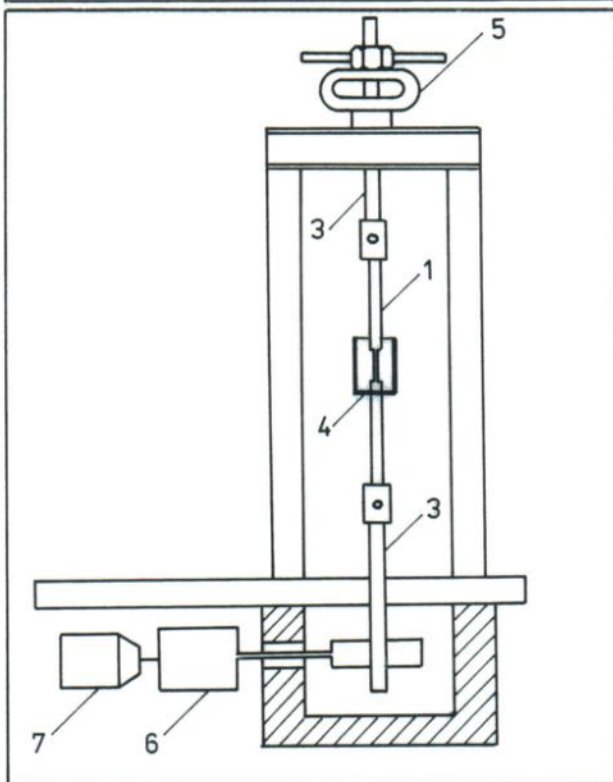


Fig. V.43. Instalație de încercare la coroziune a armăturilor în secțiuni reduse sub creștere constantă de efort: 1 - probă; 2 - cadru metalic; 3 - piese de ancorare a armăturii; 4 - capsulă cu substanță corozivă; 5 - dinamometru; 6 - reductor; 7 - electromotor

Pe armăturile neînglobate se masoară de obicei durata după care armătura se rupe. Armăturile netensionate, după o anumită perioadă de expunere, se încearcă la întindere. Este de remarcat faptul că aceste metode oferă mai mult posibilitatea evaluării prin comparație a comportării armăturilor cu caracteristici diferite, decât evaluarea și cuantificarea unor caracteristici fizico-chimice la acțiuni de tip corosiv.

b. Determinări accelerate prin metode electrochimice.

Aceste metode permit măsurarea și evaluarea rezistenței la coroziune a armăturilor înglobate în beton sau într-un electrolit, accelerarea și monitorizarea proceselor realizându-se prin înregistrarea parametrilor curentului electric din armături.

Rezistența la coroziune poate fi măsurată și exprimată ca viteză de coroziune, care la rândul ei se poate exprima în două moduri [185]:

- prin raportarea pierderii de masă la unitatea de suprafață și timp (de exemplu $\text{g/m}^2\text{h}$);
- prin densitatea curentului de coroziune (A/cm^2), unitate ce se utilizează numai în metodele electrochimice de testare; dacă se consideră corodarea după direcția perpendiculară pe suprafață, ca unitate de măsură se utilizează lungimea/timp (mm/an).

Studiul coroziunii constă în scoaterea din echilibru electrochimic a suprafeței metalului prin una din următoarele căi [186]:

- potențiostatice, când se perturbă potențialul într-o formă constantă și se urmărește răspunsul sistemului sub formă de curent, sarcină sau impedanță;
- galvanostatice, când se perturbă curentul și se urmărește răspunsul de potențial sau de cantitate de electricitate.

Metodele electrochimice se aplică atât armăturilor înglobate cât și celor neînglobate.

Cel mai simplu montaj pentru studiul coroziunii armăturii înglobate în beton este cel în care în circuitul armăturii, format de epruvetă, electrolit și sursa de curent (fig. V.44.a) se introduce un curent suficient pentru a determina o coroziune semnificativă într-o perioadă rezonabilă de timp [187]. O creștere a intensității curentului și formarea de fisuri indică coroziunea armăturii. Gradul de coroziune este estimat la orice moment cu ajutorul legii lui Faraday care exprimă legătura dintre masa eliberată (în acest caz rugina) de cantitatea de electrolit ce trece prin probă. Monitorizarea și înregistrarea parametrilor se poate realiza și computerizat (fig.V.44.b.[188]).

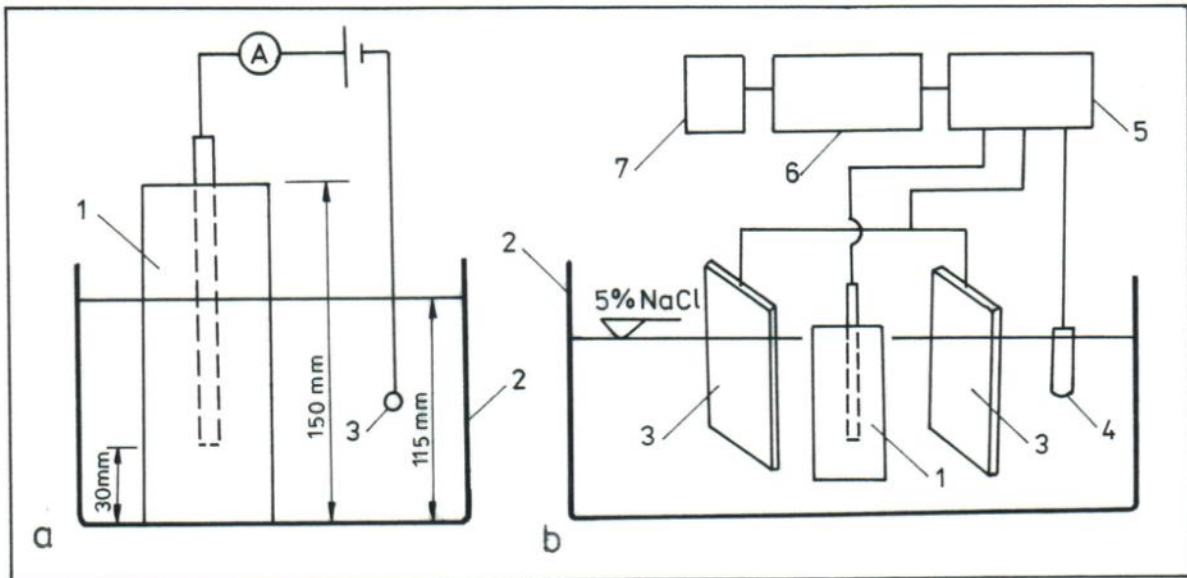


Fig. V.44. Montaje pentru studiul coroziunii armăturii înglobate: 1 - epruvetă; 2 - cuvă; 3 - catod din oțel beton sau din plăci de oțel; 4 - electrod de referință; 5 - galvanometru; 6 - computer; 7 - imprimantă; a. Montaj cu catod din oțel beton; b. Montaj cu catod din plăci din oțel și monitorizare computerizată

Cu un montaj asemănător (fig. V.45.a) s-au efectuat experimentări în care, coroziunea armăturilor, exprimată prin pierderea procentuală de greutate (sau volum), este corelată cu rezistența la smulgere a barei din beton [189]. Pentru grinzișoare supuse la efort (fig. V.45.b) s-a studiat corelația dintre viteza de coroziune (exprimată ca pierdere de greutate în procente) și lunecarea armăturii în beton și în continuare, influența acestei lunecări asupra comportării până la cedarea din încovoiere a elementului.

Recent, a fost standardizată o metodă de determinare a rezistenței la coroziune a armăturilor înglobate [190] în care o proba de beton armat este supusă acțiunii corosive a soluției de sare (fig. V.46). În armătură se induce un curent care accelerează coroziunea și în același timp indică gradul de corodare.

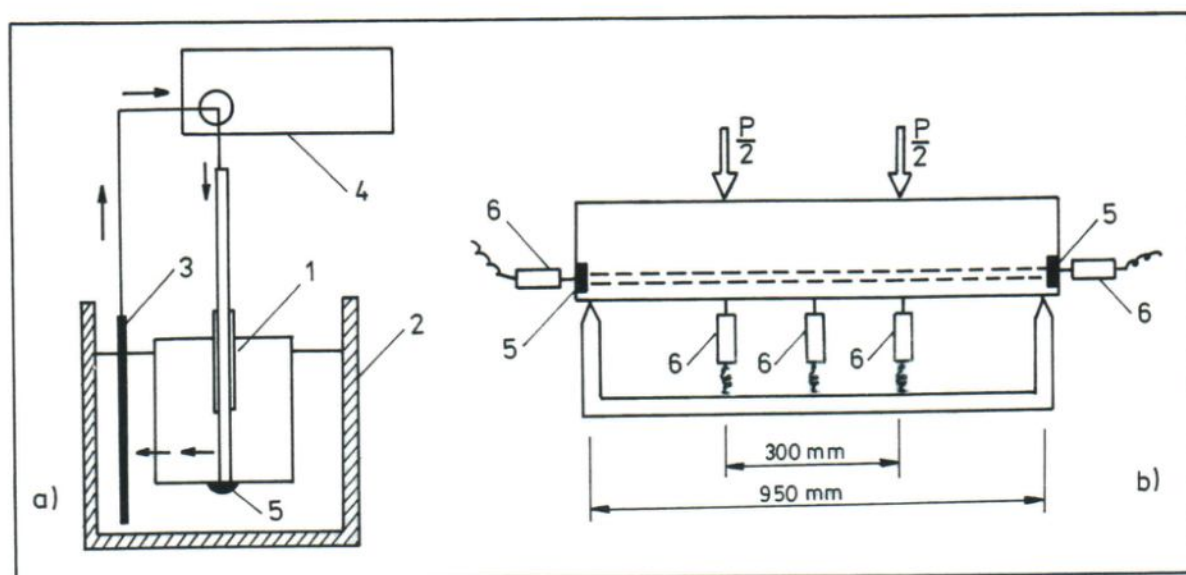


Fig. V.45. Instalație pentru studiul coroziunii accelerate a armăturilor înglobate: a. Pe epruvete neîncărcate; b. Pe epruvete sub efort: 1 - epruvetă; 2 - cuva; 3 - electrod din oțel; 4 - potențiometrul; 5 - protecția capătului armăturii; 6 - traductori electrorezistivi

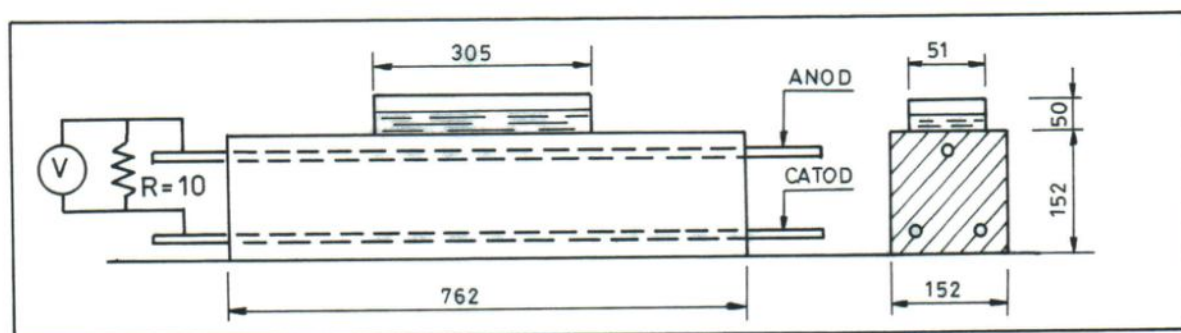


Fig. V.46. Montaj pentru studiul coroziunii accelerate a armăturilor: 1 - epruvetă; 2 - ramă cu soluție corozivă (3% NaCl)

Rezistența la coroziune pe armături neînglobate se evaluează prin metoda polarizării anodice [191]. În principiu, metoda se bazează pe măsurarea potențialului pe suprafața armăturii față de cel al unui electrod de referință în condițiile în care între armătură și un alt electrod se induce o diferență de potențial pentru activarea coroziunii (fig. V.47.a). Trasând curba potențial-intensitate curent, se evidențiază momentul în care se inițiază procesul de coroziune (se produce distrugerea stratului pasiv de pe armătură) și potențialul la care acesta se produce (fig. V.47.b). Atât creșterea potențialului cât și trasarea curbelor se pot realiza automat utilizând montaje electronice adecvate controlate de computer.

Armăturile sub tensiune se pot testa la coroziune prin polarizarea anodică în mediu acid (fig. V.48), măsurându-se timpul până la rupere [182].

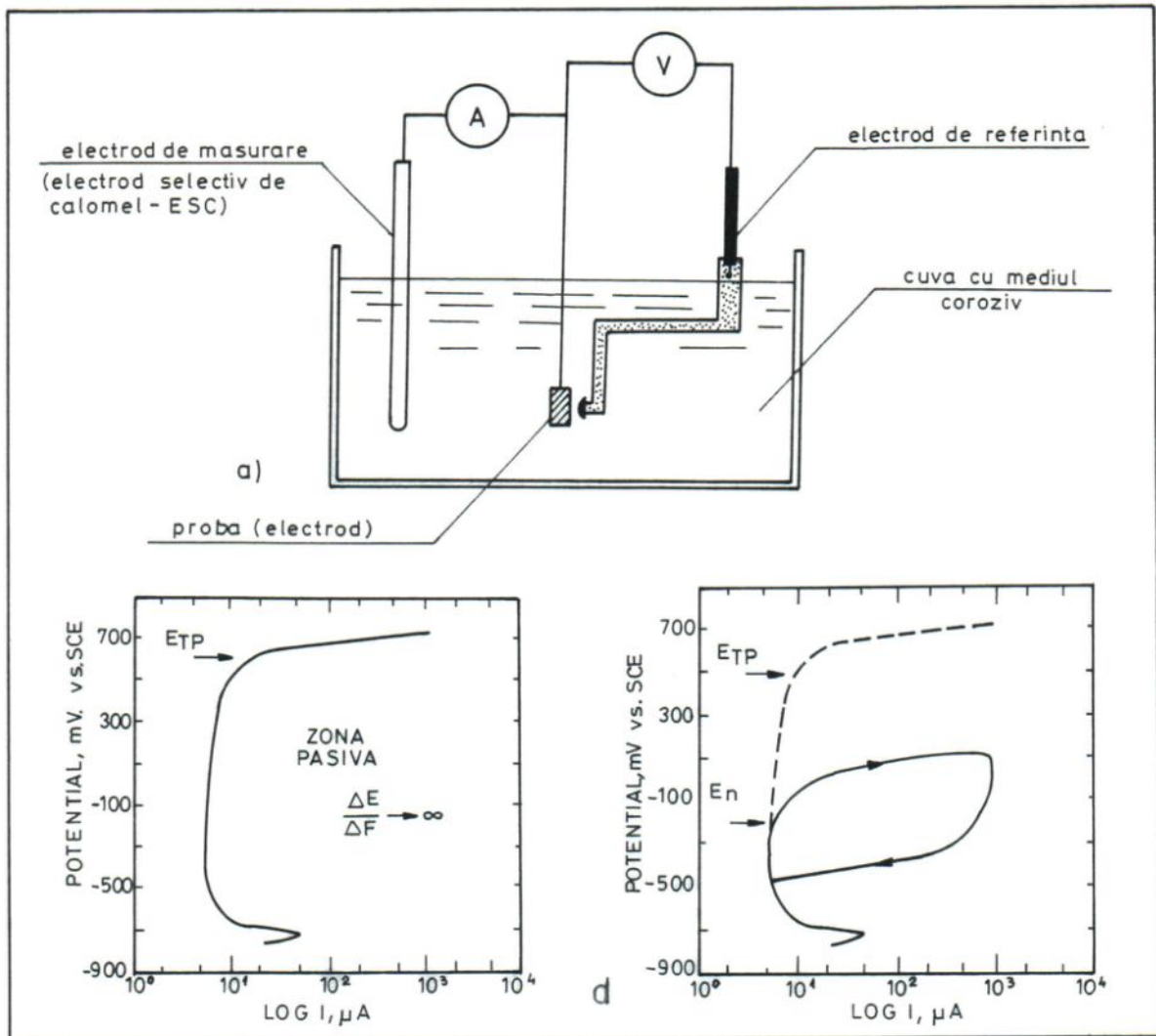


Fig.V.47. Evaluarea rezistenței la coroziune a oțelurilor prin polarizare anodică potențiometrică : a. reprezentarea schematică a montajului; b. curba de polarizare anodică ideală a oțelului în mediu alcalin; c. curba de polarizare anodică ideală a oțelului în mediu cu ioni de clor; E_{TP} - potențialul la care pasivitatea se distruge; E_n - potențialul la care se produce pitting-ul

4.2.2.2. Moduri de expunere

Metoda de expunere a probelor prin imersare completă nu corespunde de cele mai multe ori cazurilor reale. Din acest motiv, cu timpul, s-au încercat și adoptat moduri de expunere mai apropiate de realitate dar care, în același timp, să conducă la o coroziune accelerată a probelor.

a. Imersia totală se aplică la epruvete mici dar nu este totdeauna revelatoare pentru procesele corosive reale, de obicei elementele de construcții sunt supuse cu intermitență acțiunii mediului corosiv. De asemenea, acțiunea substanțelor chimice asupra epruvetelor diferă funcție de modul de expunere [17] astfel:

- sunt săruri aparent inofensive chimic față de beton dar care îl pot deteriora dacă cristalizează în soluții suprasaturate;

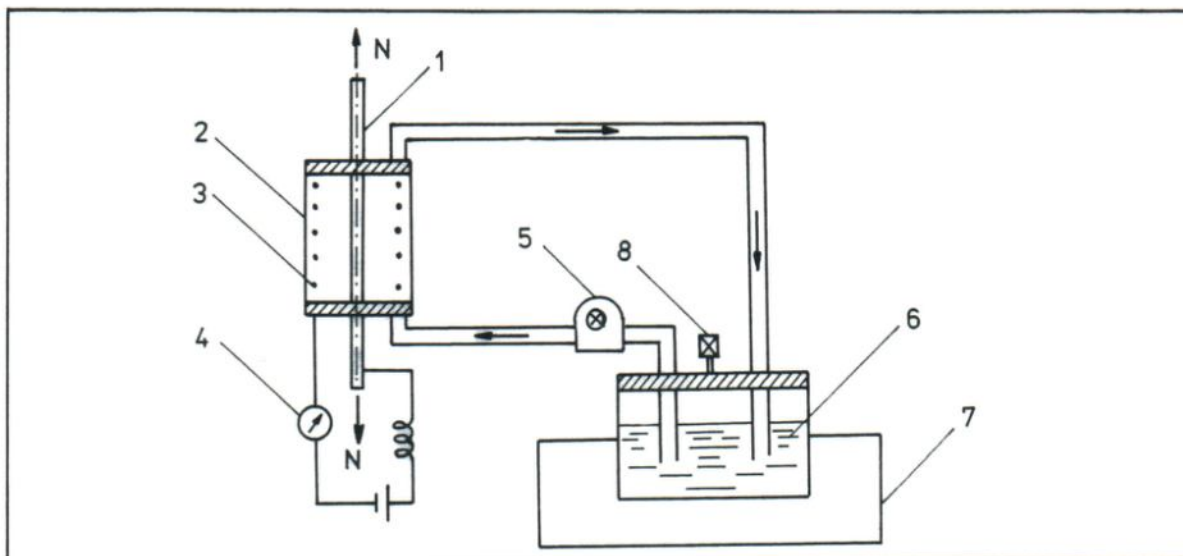


Fig. V.48. Instalație pentru studiul fragilizării cu hidrogen a armăturilor sub tensiune: 1 - proba; 2 - incinta conținând mediul agresiv; 3 - contraelectrodul; 4 - dispozitiv de control al polarizării; 5 - pompă; 6 - rezervor cu electrolit (mediul agresiv); 7 - termostat; 8 - supapă

- în cazul acizilor ale căror săruri cristalizează fără creștere în volum, epruvetele se scufundă complet;

- dacă sărurile cristalizează cu apă de cristalizare, deci cu expansiune de volum, epruvetele se scufundă alternativ, parțial și total;

- în cazul sărurilor aparent inofensive dar care pot da efecte de expansiune în timpul cristalizării acțiunea distrugătoare devine efectivă numai la epruvete scufundate parțial.

Epruvetele sunt imersate în vase de obicei transparente prin care se observă modificările survenite, în final fiind încercate și mecanic (prismele se încearcă la încovoiere).

b. Imersia parțială se aplică la epruvete mici dar și mari (cuburi, prisme, elemente) și simulează mai fidel condițiile reale de exploatare (foto V.26, lucrarea 25, anexa A).

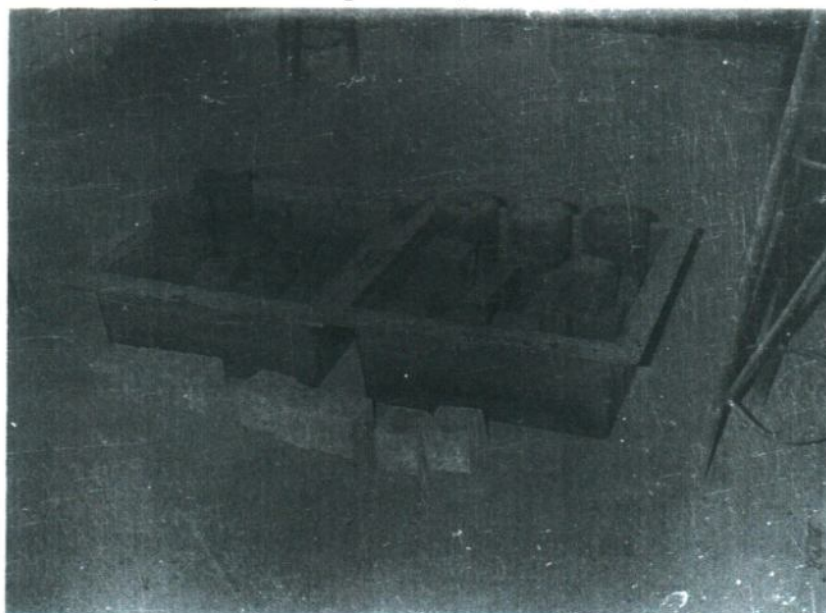


Foto. V.26. Cuve cu probe expuse prin imersare parțială în azotat de amoniu, în hala BMT

Având în vedere că sunt expuse doar părți ale epruvetelor, acest tip de încercare servește în primul rând la urmărirea mecanismelor de coroziune, corelarea cu proprietățile mecanice fiind și mai dificilă datorită faptului că încercările mecanice se efectuează pe epruvete neomogene (parțial corodate).

c. Recircularea agentului corosiv în jurul epruvetelor oferă posibilitatea expunerii mai uniforme a epruvetelor la o concentrație constantă a agentului corosiv, permanent reînnoit. De asemenea, procesul de coroziune se accelerează în oarecare măsură. Astfel de încercări se efectuează atât la epruvete din beton cât și pe armături (vezi fig. V.41).

d. Menținerea sub presiune a agentului corosiv conduce la accelerarea penetrării acestuia în epruvetă și deci la accelerarea proceselor de coroziune. În figura V.49 [175][193] sunt prezentate două metode de menținere sub presiune a agentului agresiv lichid sau gaz.

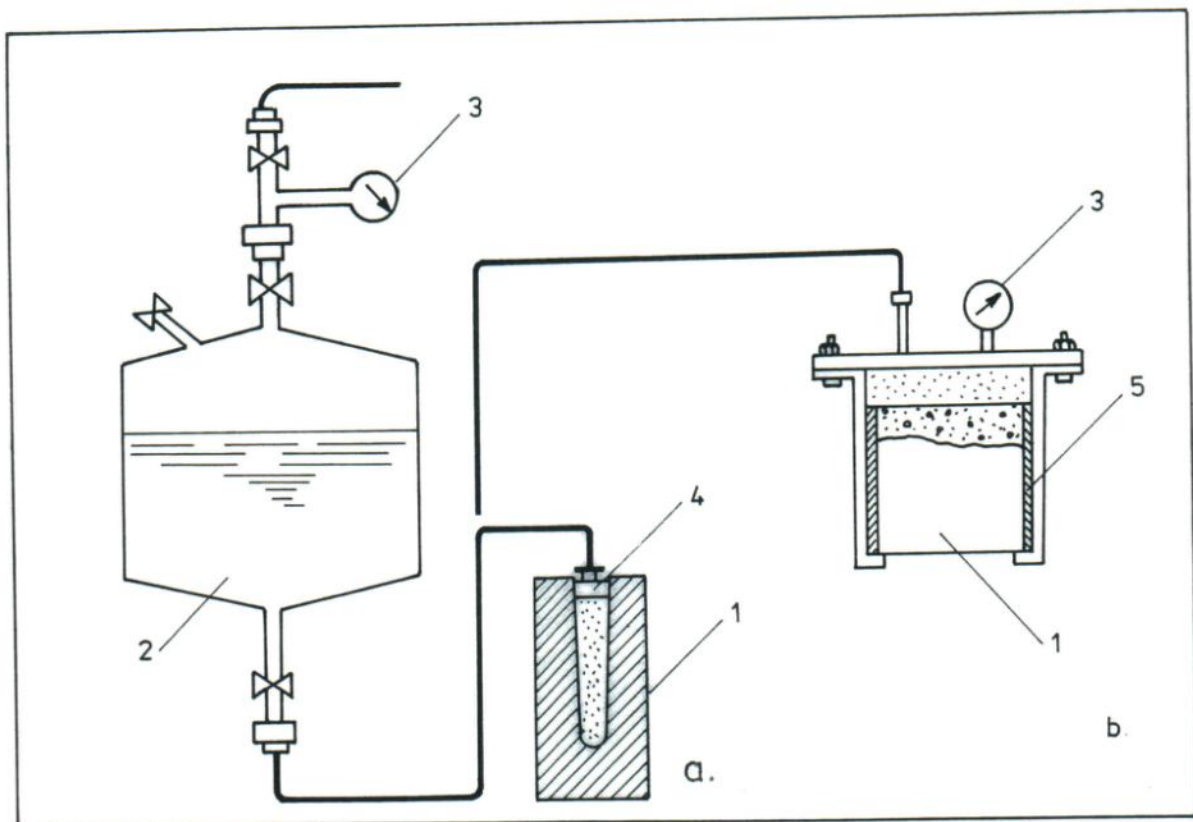


Fig. V.49. Instalații de menținere sub presiune a agentului agresiv: **a.** Epruvetă cilindrică cu gol central; **b.** Epruvetă cubică: 1 - epruveta; 2 - recipient cu lichid (sau gaz) sub presiune; 3 - manometre; 4 - dop etanș; 5 - material de etanșare

e. Mișcarea epruvetelor în aer și agent corosiv se pare că reprezintă metoda cea mai reală de expunere. Prin această metodă se pot expune atât epruvete mici cât și elemente sub efort (foto V.27) și armături (foto V.25). Este de menționat că viteza de rotire a epruvetelor (deci durata de imersare în soluție și cea de expunere în aer) trebuie să fie foarte mică astfel încât să existe timpul necesar ca acestea să se zvânte (iar soluțiile să cristalizeze, de exemplu).

În ceea ce privește condițiile de expunere, acestea pot fi foarte diverse, adică: direct lichidului agresiv, la vapori agresivi, în condiții de ceață, la presiune de vapori constantă, la temperatură constantă sau variabilă, la acțiuni corosive standard (ca de exemplu metalele) etc.

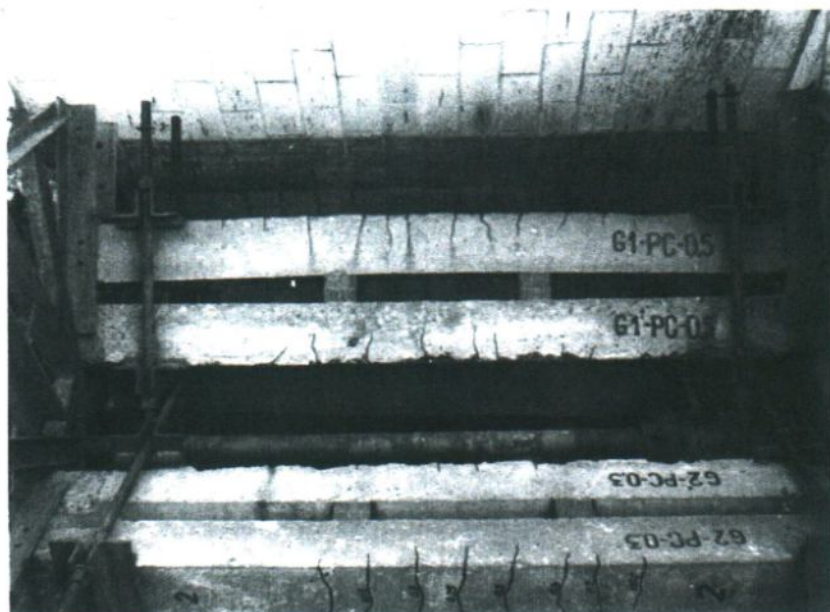


Foto V.27. Cuvă pentru încercarea la coroziune accelerată a grinzilor sub efort.

f. **Expunerea in situ** a probelor (foto V.28, lucrarea 51, anexa A) oferă avantajul unor observații în condiții reale de agresivitate dar este de lungă durată, motiv pentru care rezultatele determinărilor în situ trebuie coroborate cu cele obținute prin expunerea la coroziune accelerată a epruvetelor în laborator.



Foto. V.28. Elemente sub efort expuse in situ în mediu salin

Aprecierea gradului de coroziune se face după mai multe criterii, ca de exemplu:

- examinarea stării fizice la suprafață și în profunzime;
- cantitatea de substanță corosivă absorbită;
- creșterea dimensiunilor;
- cantitatea de produși formată;
- durata până la distrugere;
- rezistența la compresiune și încovoiere etc.

Este interesant de remarcat faptul că asupra vitezei de coroziune a epruvetelor influențează și raportul dintre volumul epruvetei și cel al soluției în care este imersată [194].

4.2.3. Determinări de rezistență

În principiu, toate determinările de rezistență, de laborator, prevăzute de standarde, normative sau instrucțiuni [174] se pot efectua și în cazul studiilor de durabilitate. De asemenea, aproape toate încercările în situ (vezi § 4.1) se pot reproduce și în laborator.

În continuare se vor prezenta încercările cu relevanță directă în ceea ce privește determinarea caracteristicilor utilizate în continuare la evaluarea nivelului de siguranță a construcțiilor.

4.2.3.1. Încercări pe betoane

Pentru rezistențele betonului, este caracteristică cea de compresiune care, pentru betonul din structură se determină prin încercarea carotelor extrase din elemente. Încercarea la compresiune (foto V.29, lucrarea 77, anexa A) se efectuează după o prelucrare prealabilă a capetelor acestora și păstrarea în condiții standard [140]. Rezultatele obținute se corelează cu cele determinate în situ prin metode nedistructive, mărindu-se astfel precizia acestora (vezi § 4.1.5). Este deasemenea preferabil ca, metoda nedistructivă aplicată în situ pe element, să se aplice și pe carotele care se încearcă la compresiune, trasându-se astfel curbele de calibrare pentru metoda utilizată, crescând astfel evident precizia determinărilor.

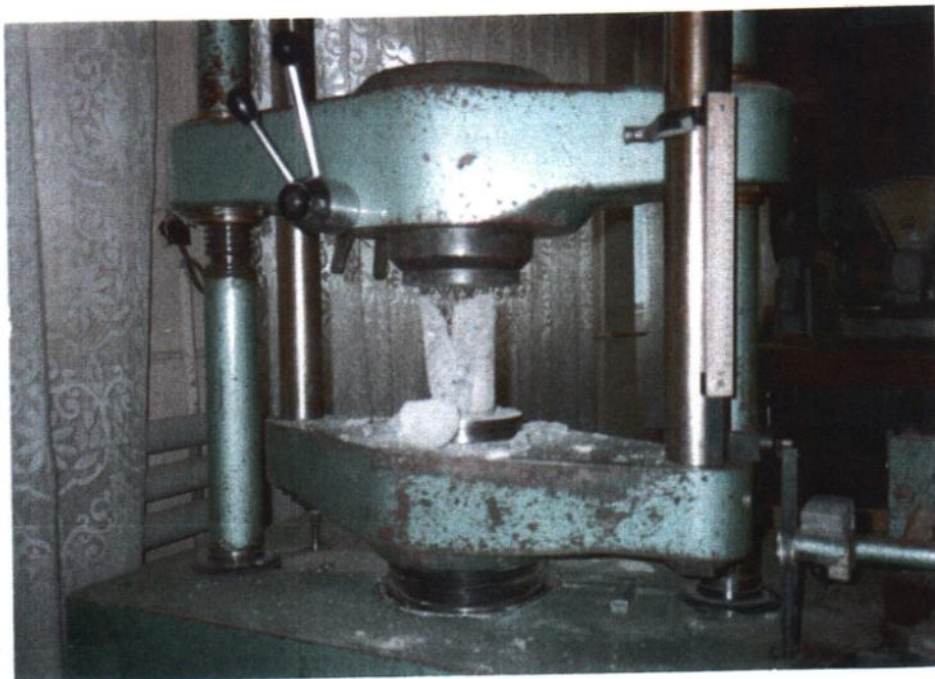


Foto V.29. Carotă încercată la compresiune, extrasă dintr-un stâlp expus mediului salin

O caracteristică importantă a betonului, ce nu poate fi determinată direct în situ este modulul de elasticitate static care se determină în laborator pe carote.

Tot pe carote se poate determina și modulul de elasticitate dinamic, modulul de rigiditate și coeficientul lui Poisson [195] utilizând metoda vibrațiilor forțate (fig. V.50.a) sau metoda rezonanței de impact (fig. V.50.b).

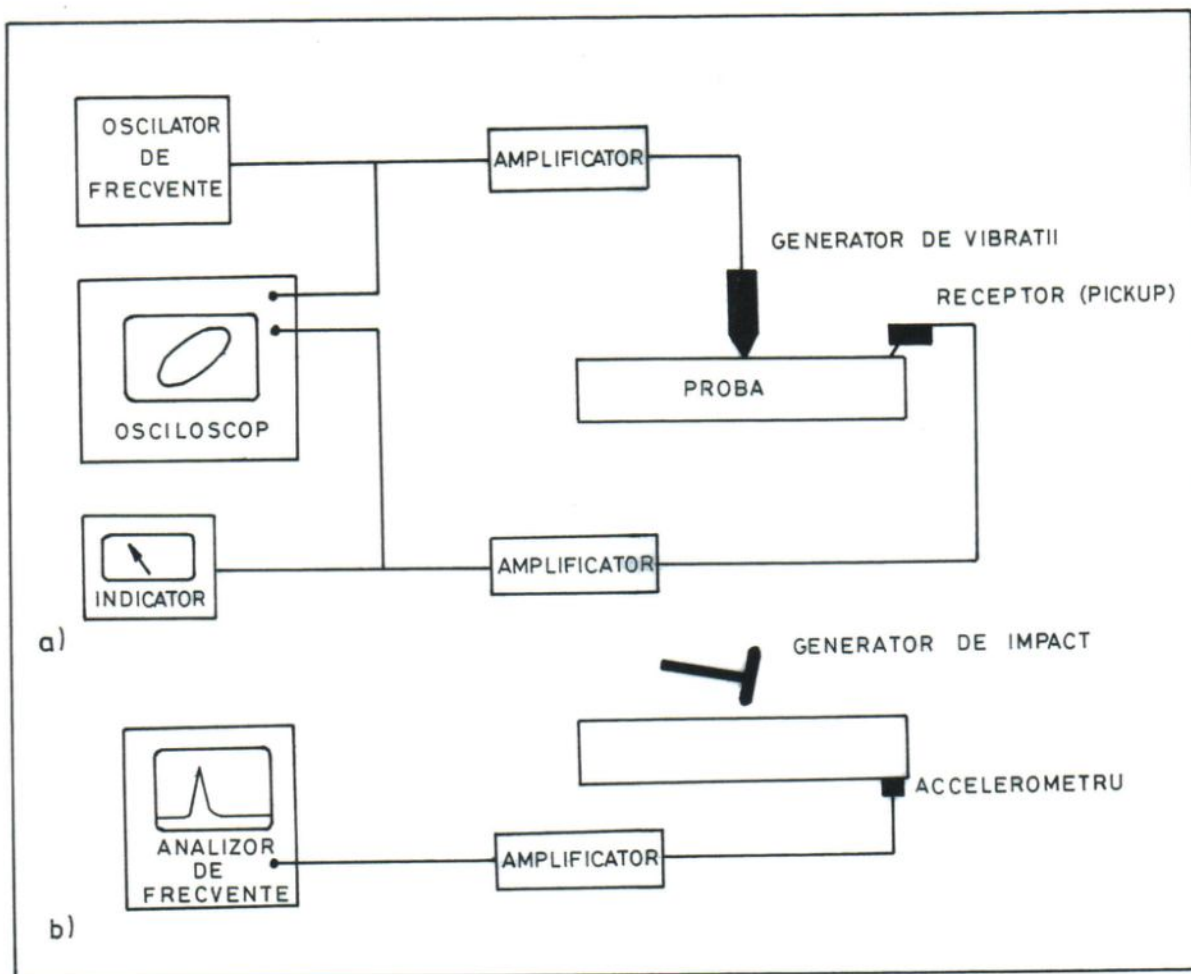


Fig. V.60. Metoda de determinare a frecvențelor fundamentale pentru vibrații transversale, longitudinale și de torsiune: **a-** prin rezonanță forțată; **b-** prin impact

De asemenea, probele standardizate (cuburi, cilindri, prisme), expuse în laborator acțiunilor agresive, se pot supune în anumite cazuri încercărilor de rezistență specifice, sesizându-se modificările survenite ca urmare a atacului corosiv (foto V.30, lucrarea 25, anexa A).

4.2.3.2. Încercări pe armături.

Încercările la tracțiune pe armături prelevate din structură se efectuează după metodologia cunoscută dacă acestea nu au suferit modificări ale secțiunilor prin corodare. În cazul în care cuponul încercat are secțiuni inegal corodate (ca în foto II.17), ruperea se va produce în secțiunea cea mai slăbită a cărei arie practic nu poate fi măsurată.

În această situație, încercarea la tracțiune a armăturilor corodate are relevanță doar în cazul în care armăturile sunt corodate uniform pe lungime sau dacă coroziunea a fost localizată pe o anumită zonă (cazul încercărilor de coroziune în laborator a armăturilor § 4.2.2.1.1.).

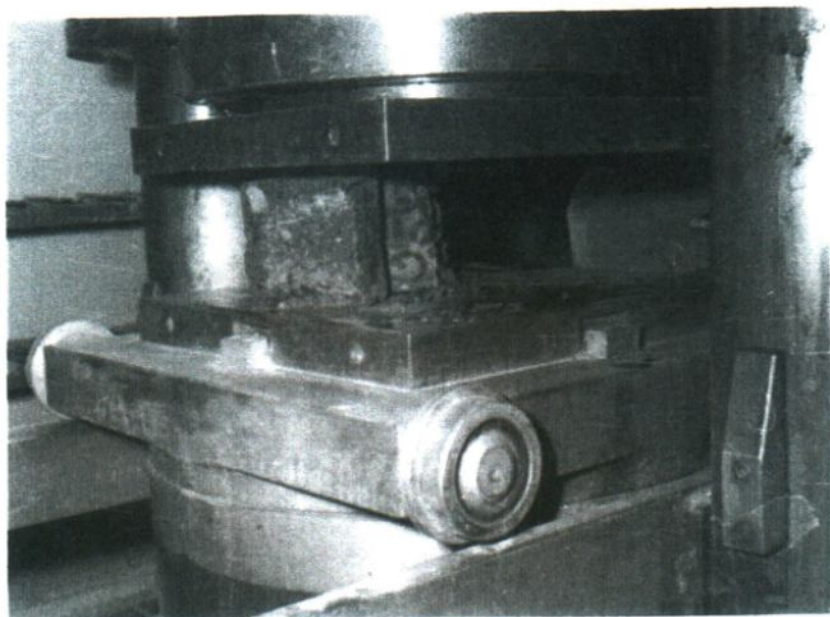


Foto V.30. Cub penetrat parțial de substanță agresivă (azotat de amoniu), încercat la compresiune

4.2.3.3. *Încercări pe elemente*

Probele și elementele confecționate special se încercă în scopul evidențierii comportării sub încărcare până la cedare. În cazul elementelor afectate din punct de vedere a durabilității sunt relevante încercările de aderență și cele de încovoiere.

Încercările de aderență se efectuează pe probe identice cu cele standardizate dar supuse coroziunii, modul de solicitare și de evaluare al aderenței fiind cel cunoscut [174].

Încercările cele mai utilizate la elementele degradate prin coroziune, sunt cele de încovoiere realizate pe grinzi supuse (sau nu) la efort inițial (fig. V.31) [196].

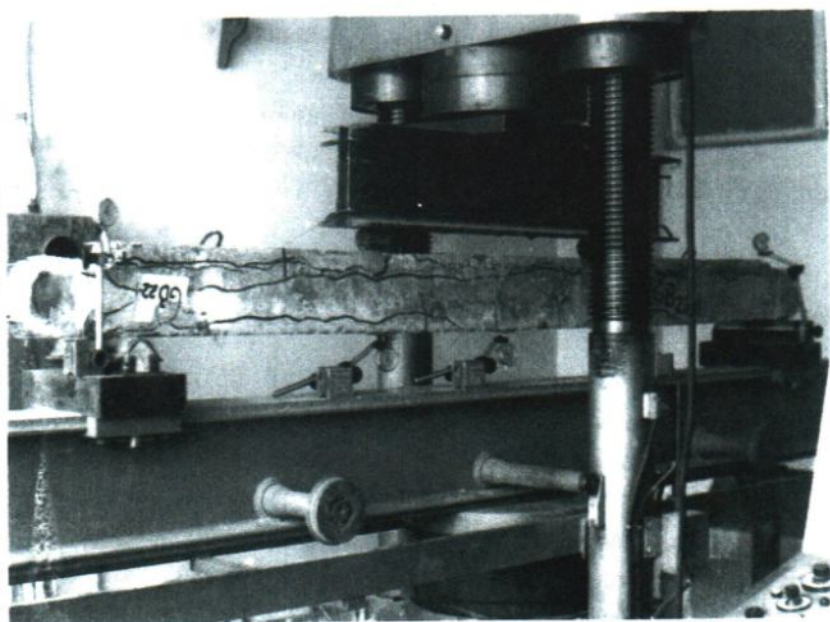


Foto V.31. Grindă degradată prin coroziune încercată la încovoiere

În afară de detreminările fizice și chimice care se realizează pe aceste elemente (vezi mai departe § 4.2.5 și § 4.2.5), prin încercare până la cedare se urmăresc parametrii specifici (deformații, deplasări, evoluția fisurării, caracterul cedării) comportării sub sarcina a elementelor [197].

Pentru determinarea defectelor de structură la elemente prefabricate se poate aplica metode acustice prin șoc (fig. V.51, conform instrucțiunilor tehnice C222-85 [198]).

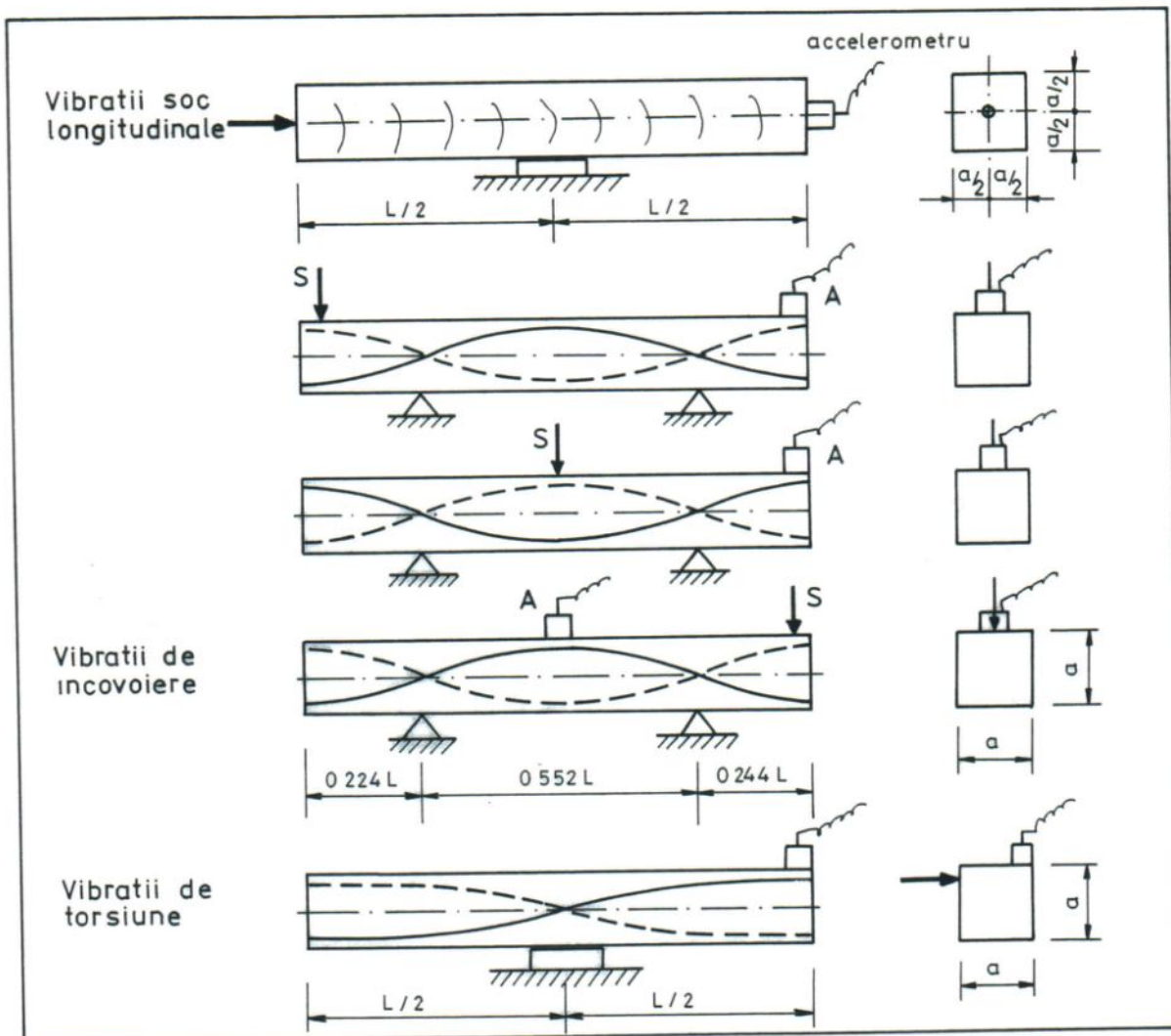


Fig. V.51. Utilizarea metodei acustice prin șoc la controlul calității elementelor prefabricate

Pentru determinări de acuratețe cum ar fi de exemplu apariția și dezvoltarea microfisurilor se pot utiliza și tehnici sofisticate cum sunt de exemplu cele cu laser [199], holografice [200] sau radiografierea cu neutroni [201].

4.2.4. Determinarea caracteristicilor fizice

4.2.4.1. Aspectul

Aspectul probelor este relevat prin examinarea vizuală (foto V.32, lucrarea 25, anexa A) și cu lupe, în acest mod realizându-se primele caracterizări ale materialelor și fenomenelor

ce au produs modificări în structura acestora. Aspectul probelor se înregistrează în fotografii și casete video având în vedere faptul că aplicarea în continuare a altor tehnici de investigare pe aceleași probe poate conduce la distrugerea aspectului inițial. Investigații mai amănunțite privind aspectul probelor se pot efectua prin utilizarea de microscopie optice, caz în care proba trebuie prelucrată adecvat poziționării sub microscop.

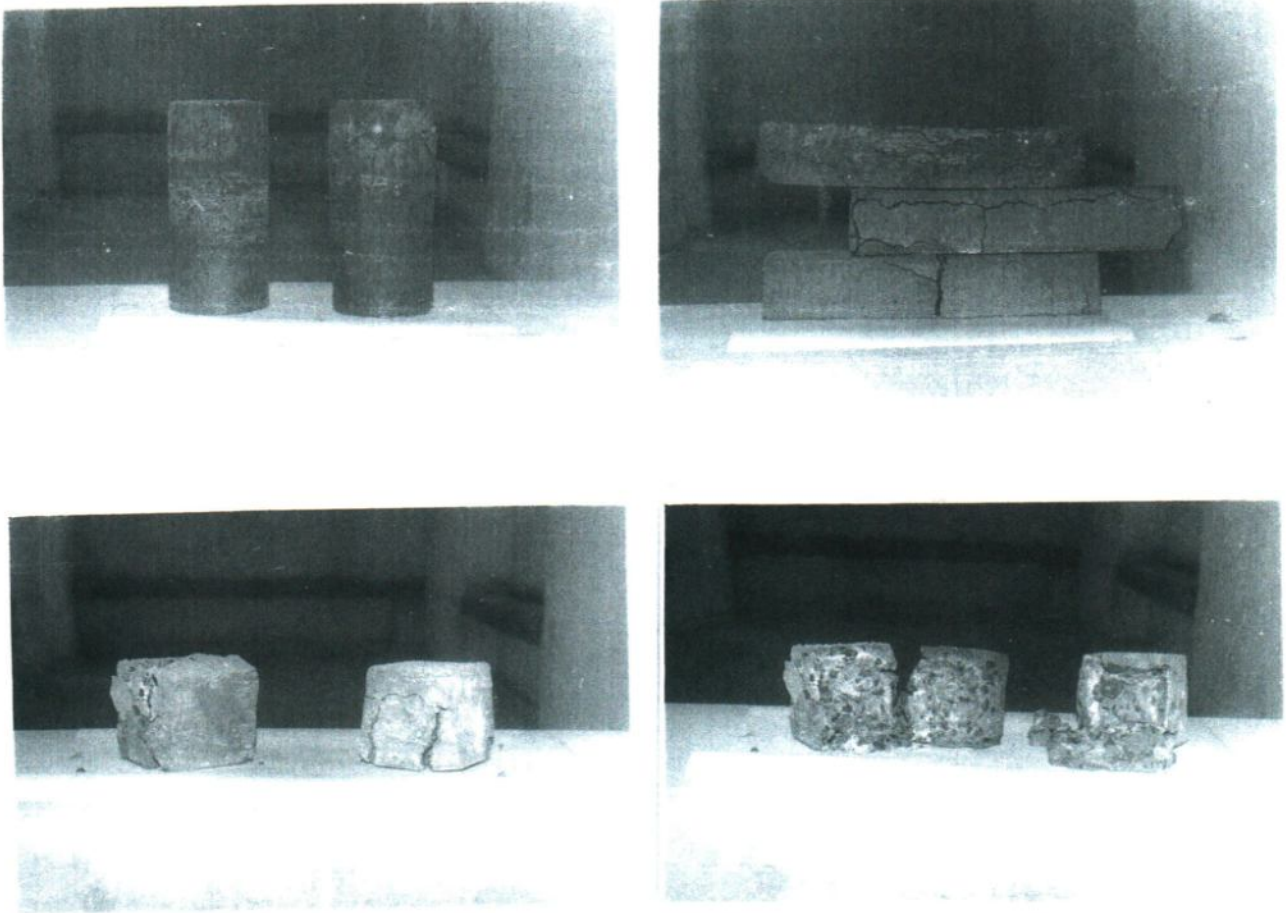


Foto V.32. Aspectul probelor (cilindri prisme și cuburi) expuse acțiunii azotatului de amoniu (cele din foto V.26) după diferite perioade de expunere

4.2.4.2. Dimensiunile și greutatea

Aceste caracteristici, măsurate înainte și după expunere, oferă o apreciere cantitativă a nivelului de degradare, rezultatele putând fi corelate și cu cele obținute la încercările de rezistență. Metoda nu dă indicații asupra mecanismelor de corodare dar poate fi utilă în analiza comparativă a mai multor tipuri de betoane. Metoda este mai adecvată pentru aprecierea gradului de coroziune a armăturilor (raportul dintre diametrul inițial al armăturii și cel rezultat după coroziune, raportul dintre greutatea ruginei rezultate și a materialului rămas) efectuându-se eventual și corelația cu caracteristicile mecanice (rezistența la întindere, în condițiile specificate în § 4.2.3.2.).

4.2.4.3. Porozitatea și densitatea

Cele două mărimi se determină prin mijloace clasice pe probe prelevate (de preferat carote) sau prin mijloace complexe prin care se vizualizează defectele structurale (pori, goluri, microfisuri) în probele de beton cum ar fi tomografia [202]. ASTM prevede utilizarea microscopului ca metodă pentru determinarea volumului de goluri din beton [203].

4.2.4.4. Analizele petrografice

Analizele petrografice se efectuează prin vizualizarea caracteristicilor pietrei de ciment și a agregatelor cu ajutorul microscopelor de diferite tipuri [203]. Astfel, se pot determina următoarele caracteristici:

- tipul de ciment și gradul de hidratare și carbonatare;
- componenții pietrei de ciment rezultați în urma hidratării dar și în urma reacțiilor dintre aceștia și substanțele agresive;
- cantitatea și natura produsilor rezultați în urma atacului chimic, a îngheț-dezghețului, a reacției alcali-agregate, a acțiunii focului etc.;
- natura agregatelor și compoziția acestora.

Identificarea și evaluarea acestor caracteristici implică o bună specializare și experiență a operatorului.

Analize până la nivel atomic se efectuează cu microscopul electronic și sunt relevante mai ales pentru studiul coroziunii armăturilor [204].

4.2.4.5. Măsurarea temperaturii

Cunoașterea temperaturii la care elementele de beton ale unei structuri au fost supuse în timpul unui incendiu este necesară în vederea aprecierii gradului de deteriorare a betonului. Măsurarea acestei temperaturi [205] (după stingerea incendiului, evident) se bazează pe proprietatea că, emisia de fotoni către materialele minerale (cum ar fi nisipul din beton, de exemplu) este proporțională cu temperatura la care a fost încălzit materialul (proprietatea este cunoscută sub denumirea de termoluminescență). Cercetări de laborator mai recente [206] au demonstrat posibilitatea identificării temperaturii la care a fost încălzit un element prin măsurarea fluxului de fotoni emis de o probă executată din nisip prelevat din element.

4.2.4.6. Difuzia

Pentru elementele expuse mediilor agresive lichide sau chiar gazoase, determinarea coeficientului de difuzie (cantitatea de substanță penetrată prin unitatea de suprafață în unitatea de timp), reprezintă un indicator esențial privind durabilitatea acestora. Deoarece difuzia prin beton a ionilor de clor este caracteristică pentru degradarea elementelor armate (vezi cap. II §3.) în continuare se vor prezenta mijloacele de determinare a coeficientului de difuzie pentru ionii de clor.

Un montaj simplu este cel format din două recipiente din sticlă (fig. V.52 [207]) între care se dispune proba (plăcuță din beton decupată dintr-o carotă). Cantitatea de ioni de clor ce difuzează prin probă este determinată cu ajutorul unui electrod selectiv specializat. Pe același

principiu se bazează și măsurătorile efectuate pe epruvete speciale, cilindri cu un gol central în care se introduce apa distilată, întreaga epruvetă fiind cufundată în soluția agresivă (fig. V.52.b [175]). În acest caz se măsoară cantitatea de ioni de clor ce difuzează în apa distilată în interiorul cilindrilor.

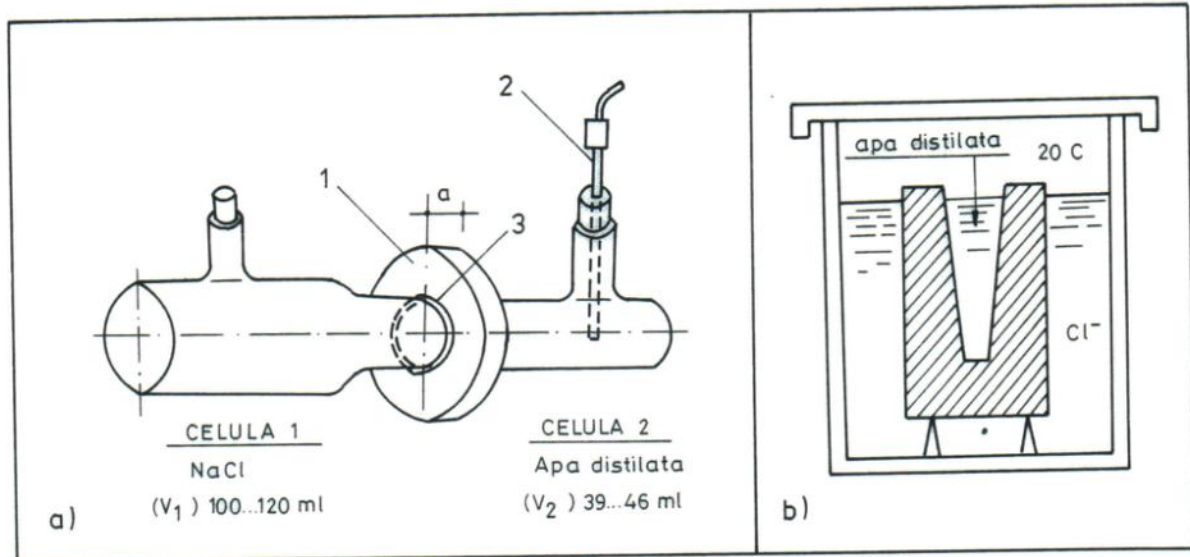


Fig. V.52. Montaje pentru studiul difuziei: a. Pentru probe decupate din carote; 1 - proba; 2 - electrod selectiv pentru ioni de clor; 3 - inele de etanșare; b. Pentru probe de formă specială (cilindru cu gol central)

Determinarea coeficientului de difuzie se poate efectua și cu teste accelerate (fig. V.53). Proba (disc decupat dintr-o carotă) se dispune între două compartimente în care se introduc soluțiile de NaCl și respectiv de NaOH, care se încălzesc cu ajutorul unor electrozi. Durata experimentului este de 6 ore în afară de cazul în care se termină mai degrabă datorită atingerii temperaturii maxime.

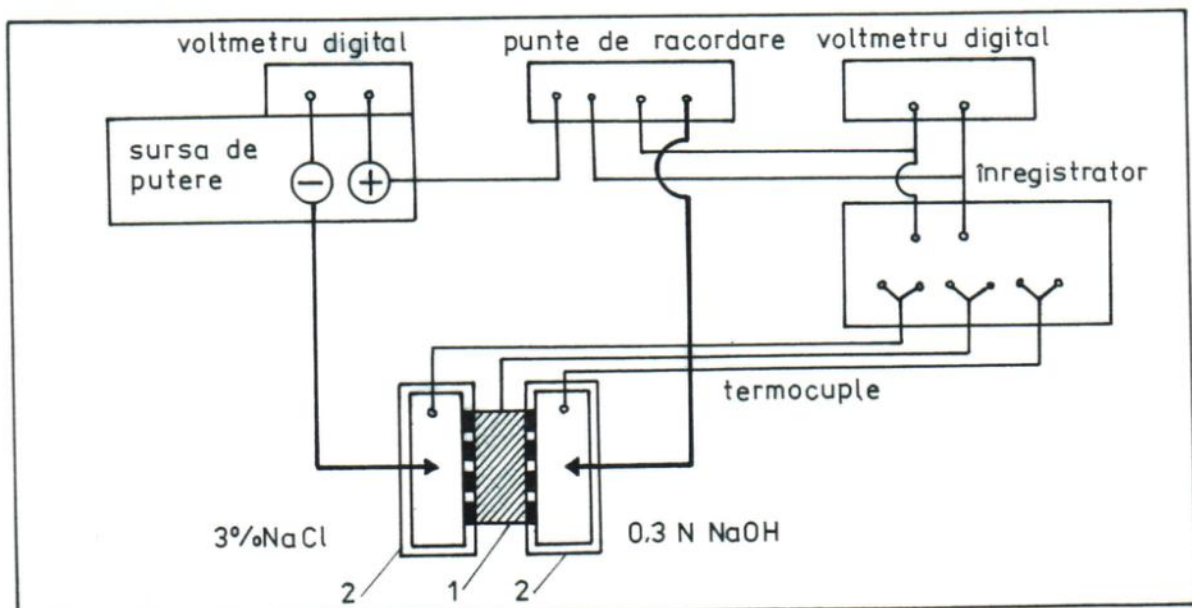


Fig. V.62. Instalație pentru teste accelerate de difuzie prin încălzirea soluției: 1 - probă fixată etanș de incintele încălzite; 2 - incinte încălzite

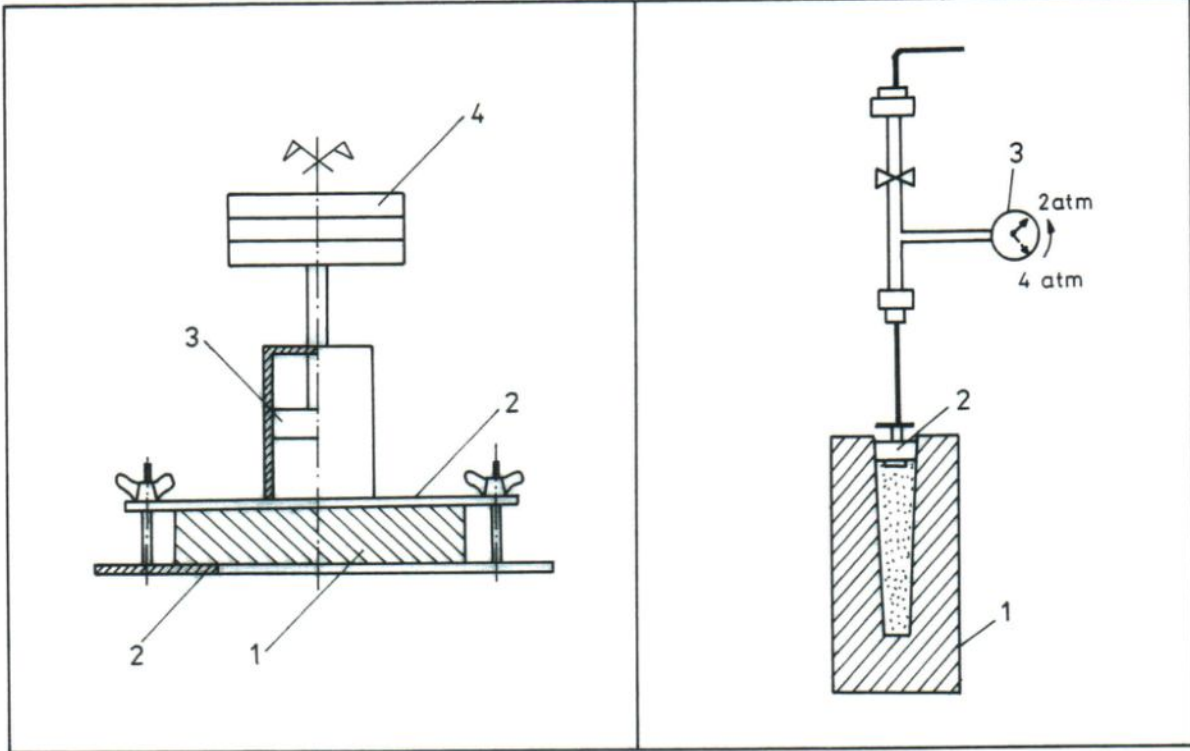


Fig.V.55. Montaj utilizat pentru determinarea permeabilității la uleiuri: 1- probă; 2 - placă de fixare; 3 - piston; 4 - greutate

Fig. V.56. Determinarea permeabilității la gaze pe epruvete speciale: 1 - epruvetă; 2 - dop etanș; 3 - manometru (vezi fig. V.49)

Aparatul, eventual dispus pe orizontală poate fi utilizat și pentru studiul difuziei clorurilor.

Permeabilitatea la uleiuri s-a studiat în țara noastră cu un aparat original (fig. V.55) realizat la INCERC [211]. Probele sub formă de plăcuțe din beton sunt supuse la presiuni diferite ale uleiului prin intermediul unor greutate.

Permeabilitatea la lichide, dar și la gaze (aer), sau carbonatarea accelerată se pot studia pe epruvetele de tip cilindru cu gol central (fig. V.56). Permeabilitatea la lichide se apreciază măsurând cantitatea de apă ce penetrează prin proba saturată cu apă în prealabil și supusă penetrării apei sub presiune [175].

4.2.4.7.2. Permeabilitatea la gaze

Permeabilitatea la gaze se apreciază prin cronometrarea timpului necesar scăderii presiunii gazului aplicată pe o față a probei, până la o valoare dată.

Gazul utilizat pentru determinări poate fi aerul, azotul sau bioxidul de carbon, probele, de tip plăci, cuburi sau carote fiind supuse penetrării acestor gaze prin utilizarea a diferite montaje. În unul din aceste montaje, se măsoară presiunea pe fața unei probe la care, pe fața copusă, se atașează etanș o incintă în care aerul se introduce sub presiune (fig.V.57 [212]). Pentru această determinare sunt necesare probe mari (plăci cu suprafața de 1 m^2) ceea ce o face mai greu aplicabilă pentru probe prelevate dar semnificativ pentru probele de laborator.

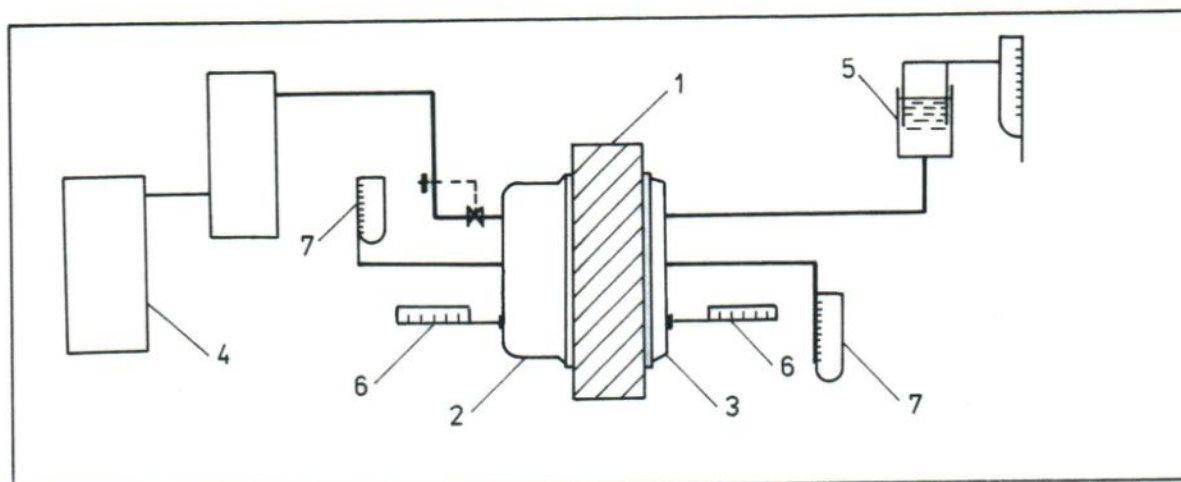


Fig. V.57. Instalație pentru studiul permeabilității la aer pe probe mari:
 1 - proba; 2 - incintă cu aer comprimat; 3 - incintă de receptare a aerului;
 4 - compresor; 5 - gazometru; 6 - termometru; 7 - manometre

Permeabilitatea poate fi studiată și pe cuburi cu latura de 100 mm sau carote extrase din elemente (100 mm diametru, 200 mm lungime) penetrate de azot [213]. Presiunea gazului se aplică lateral, fluxul fiind dirijat și evacuat printr-o gaură centrală (fig. V.58).

Cembureau recomandă [214] o metodă de determinare a coeficientului de permeabilitate reprezentând cantitatea de oxigen ce străbate unitatea de suprafață a unei probe de grosime unitară. Proba este izolată etanș, presiunea fiind aplicată pe o față și măsurată pe cealaltă (fig. V.59).

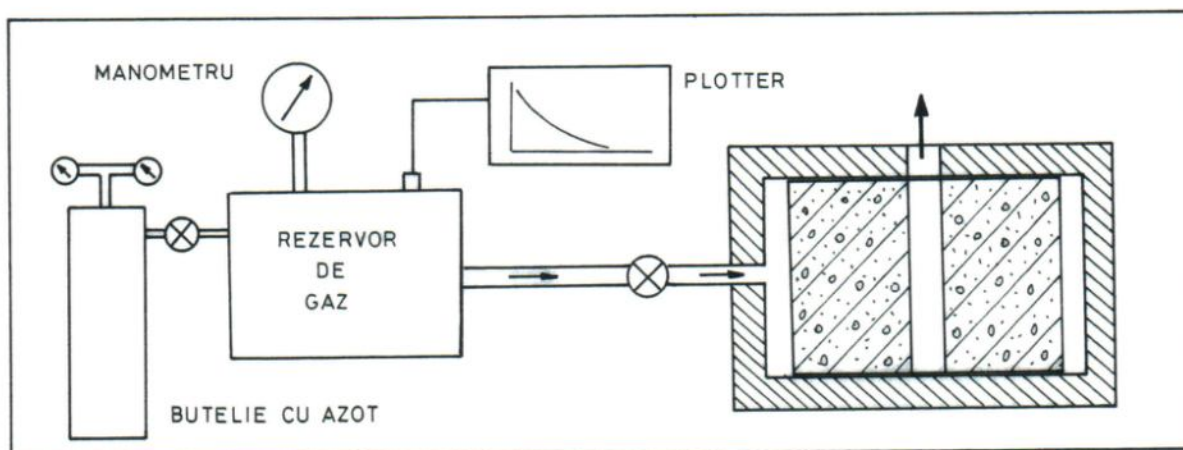


Fig. V.58. Instalație de determinare a permeabilității la azot: 1 - proba (carota sau cub cu gol central); 2 - incintă etanșă; 3 - garnituri de etanșare

4.2.5. Determinarea caracteristicilor chimice

Determinările chimice pe betoane și armături sunt foarte importante pentru evaluarea durabilității elementelor și trebuie să elucideze următoarele aspecte:

- identificarea agentului coroziv;
- determinarea adâncimii de penetrare;

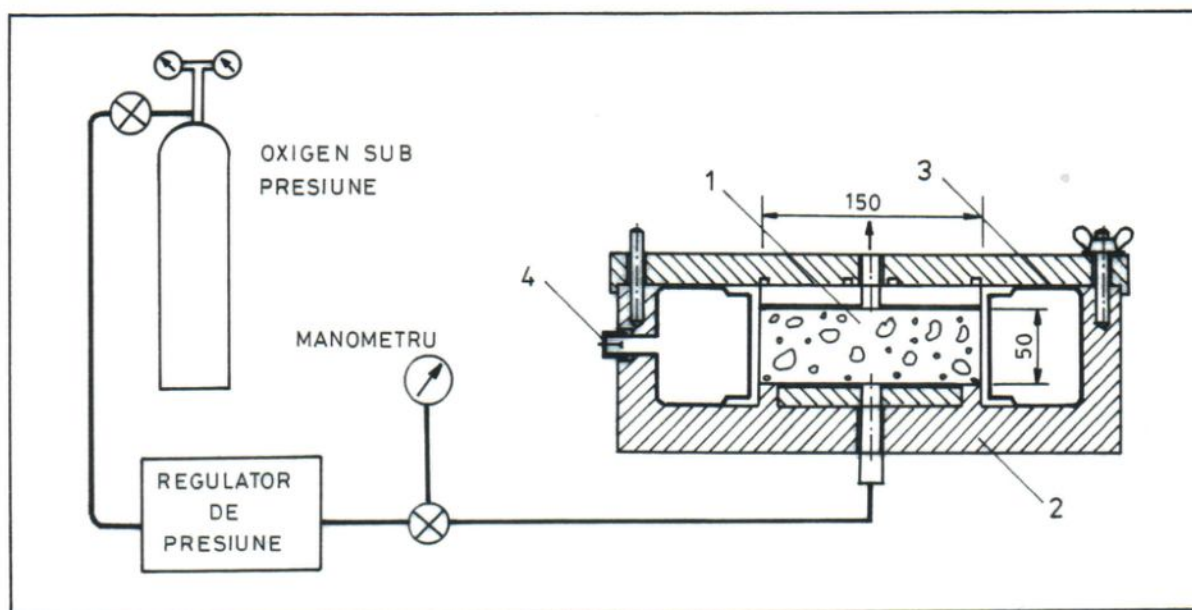


Fig.V.59. Instalație de determinare a permeabilității la aer pe probe prelevate:
1 - probă; 2 - plăci metalice; 3 - tub gonflabil pentru etanșare; 4 - valvă

- concentrația agentului coroziv în beton și pe armătură;
- modificările în compoziția chimică a betonului și armăturii.

Metodele chimice de analiză a materialelor de construcții sunt diverse [215], dar în continuare vor fi amintite doar cele curent utilizate.

4.2.5.1. Spectroscopia

Spectroscopia se bazează pe proprietatea moleculelor și atomilor de a absorbi și emite energie (radiații electromagnetice). Datele obținute dintr-o măsurătoare spectrografică sunt obținute sub forma unei reprezentări grafice (spectru).

Spectroscopia cu raze X este foarte eficientă în determinarea compușilor formați în piatra de ciment evidențiindu-se clar prezența acestora (fig. V.60 [216]).

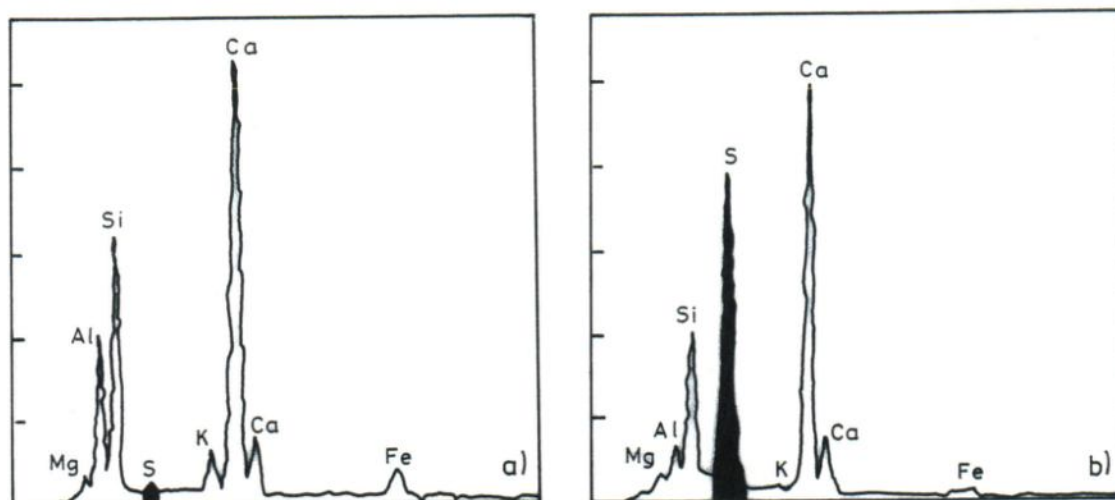


Fig. V.60. Determinarea substanțelor formate în piatra de ciment, în urma coroziunii, prin aplicarea spectroscopiei cu raze X: a. beton neafectat; b. beton afectat

Spectroscopia în infraroșu se poate aplica pentru studiul formării componentelor cimentului în prezența umidității și a unor substanțe chimice [217]. Compușii formați se identifică funcție de banda de absorbție a spectrului de raze infraroșii (fig. V.61).

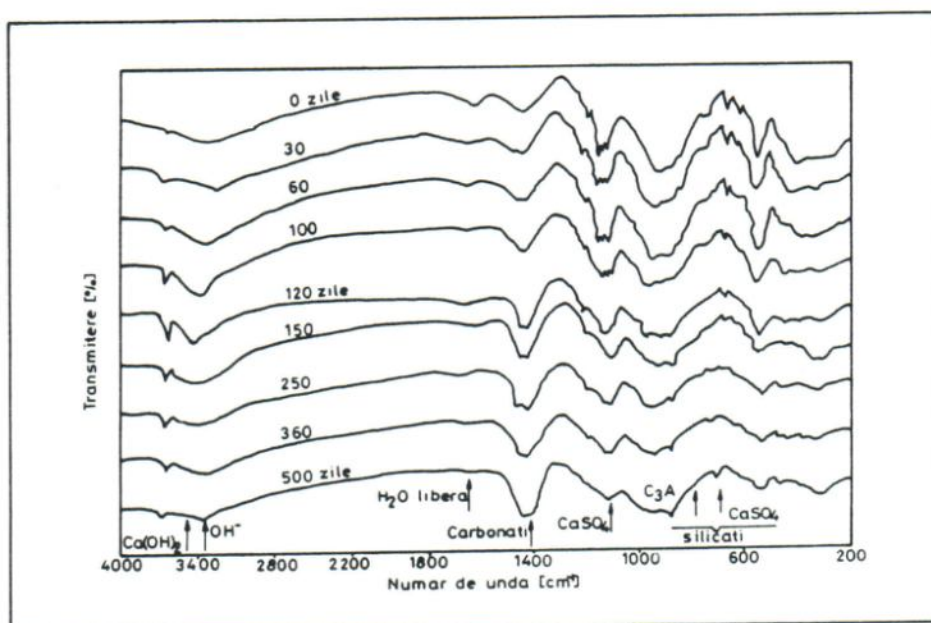


Fig. V.61. Analiza formării componentelor în piatra de ciment în prezența umidității și a unor substanțe agresive prin intermediul spectroscopiei în infraroșu

4.2.5.2. Microscopul electronic

Microscopul electronic poate fi utilizat și în identificarea compușilor formați în beton ca urmare a atacului substanțelor agresive (foto V.33 [218]). De asemenea, diferitele tipuri de microscopie electronice sunt utilizate la analiza structurii metalelor [219].

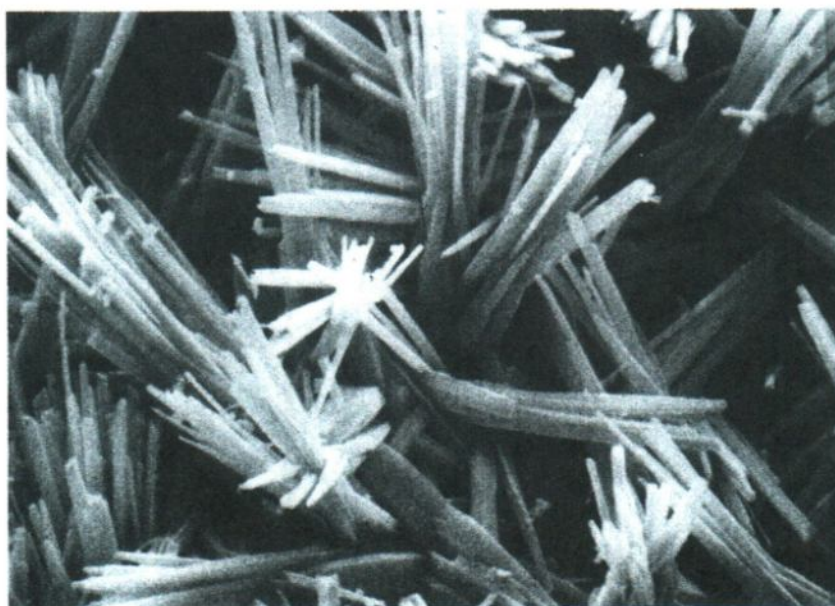


Foto. V.33. Observarea la microscopul electronic a compușilor formați în piatra de ciment (în fotografie se observă fibrele de etringit)

4.2.5.3. Analize chimice

Prin analize chimice se relevă concentrația de agenți agresivi în beton, adâncimea de penetrare și compușii rezultați din reacțiile cu componenții petrei de ciment.

Deoarece analizele chimice reprezintă un domeniu de strictă specialitate [220], în continuare se vor prezenta principalele trei metode de analiză chimică a materialelor de construcții [215] [221] și exemple de determinări chimice pe materiale în cadrul studiilor efectuate de autor.

4.2.5.3.1. Gravimetria este o metodă de determinare în care parametrul măsurat este masa unui element chimic (sau a unei combinații a sa) care se separă prin precipitare de restul componentelor de probă. În principiu, metoda constă în determinarea prin cântărire a unui precipitat, format printr-o reacție cunoscută (deci pentru care se cunosc exact masele ce intră în reacție) a unei substanțe chimice selectate în acest scop, cu ionul de substanță a cărei cantitate se determină.

4.2.5.3.2. Titrimetria este o metodă de analiză mai rapidă și se bazează pe măsurarea volumului unei soluții standard (titrant) ce reacționează cantitativ cu substanța de analizat (titrat). Operația constă în adăugarea tirantului în volume mici, de concentrație cunoscută, până la atingerea punctului de echivalență, care se decodifică prin modificarea unor proprietăți ale soluției cum sunt: culoarea, potențialul redox, conductibilitatea etc. . La echivalența între doi componenți (titrantul în volum și concentrație cunoscute și titratul) reacția s-a consumat în totalitate.

4.2.5.3.3. Metodele potențimetrice se bazează pe măsurarea diferenței de potențial între doi electrozi (unul indicator și unul de referință), imersați în soluția de analizat (fig.V.62)

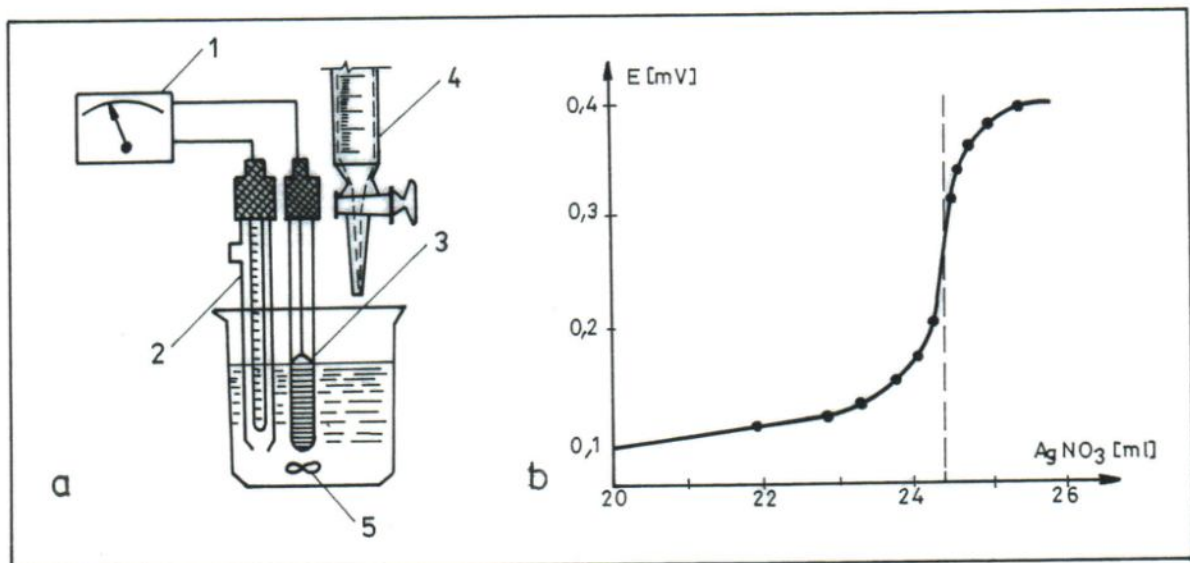


Fig. V.62.a. Instalație pentru titrarea potențimetrică: 1 - potențiomtru; 2 - electrod de calomel saturat; 3 - electrod indicator; 4 - biuretă cu titrant; 5 - agitator; b. curba de titrare potențimetrică cu AgNO_3 pentru determinarea conținutului de ioni de clor din soluție

Metodele potențimetrice pot fi directe, caz în care se măsoară direct potențialul de electroni între electrozul indicator și cel de referință și implicit cantitatea de substanță de determinat sau indirecte (titrimetria potențimetrică), caz în care se măsoară forța electromotoare la adăugarea unui titrant.

Pentru determinarea potențimetrică, de exemplu a clorurilor, se utilizează ca titrant azotatul de argint (vezi figura V.62). Prin adăugarea treptată de titrant și citirea potențialului la milivoltmetru se trasează o curbă de titrare, determinându-se punctul de echivalență.

În figura 63.a este prezentat profilul penetrării ionilor de clor în beton (lucrarea 77, anexa A) la placa unui element T de estacadă exploatată în mediu salin, determinat prin analiza chimică în straturi succesive a materialului provenind dintr-o carotă extrasă din element iar în figura V.63.b este prezentat profilul concentrațiilor azotatului de amoniu în peretele unui turn de granulare (lucrarea 64, anexa A), determinat de asemenea pe material prelevat dintr-o carotă extrasă din perete.

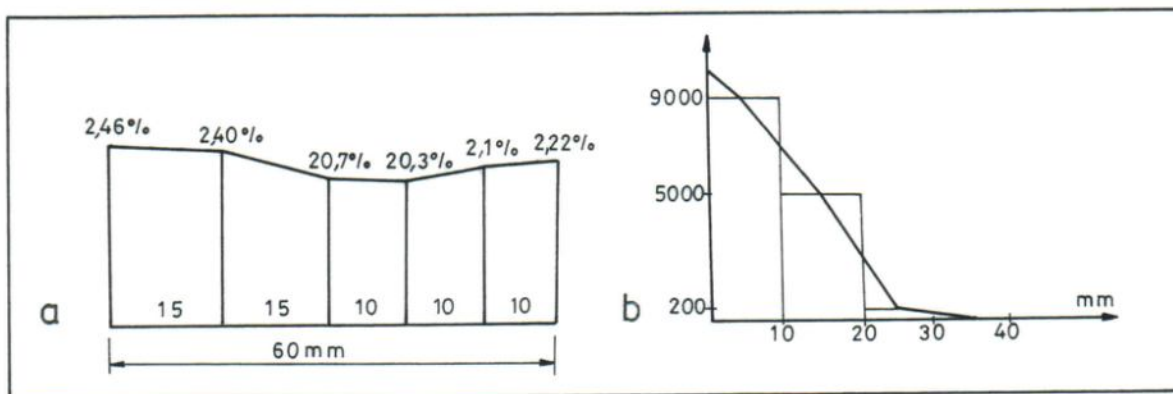


Fig. V.63.a. Profilul penetrării ionilor de clor în beton la un element expus pe ambele fețe. b. Profilul penetrării azotatului de amoniu la un element expus pe o față

În tabelele V.7 și V.8 sunt prezentate determinările principalelor elemente chimice în materiale prelevate din structuri exploatate în mediu salin la salinile Cacica și Ocna Dej (lucrarea 51, anexa A).

Tabelul V.7. Analize chimice pe materiale prelevate din mediu salin (Salina Cacica)

Proba	Locul recoltării	Elemente determinate					
		pH	Cl ⁻	CaO	MgO	K ₂ O	NaO
Cărămidă expusă direct 10 ani	interior evaporatoare	7,7	1,42	1,50	2,42	2,00	1,60
Tencuială	interior evaporatoare	9,1	0,88	15,85	2,57	1,14	1,73
Rugină de pe armătură stâlp (foto II.7)	interior evaporatoare	7,9	0,88	1,40	0,85	1,28	0,82
Cărămidă expusă direct cca 100 de ani	interior evaporatoare	-	5,49	1,26	1,57	2,90	4,90
Beton stâlp (cel din foto II.7)	la 0 ... 1 cm adâncime	7,7	1,24	13,70	1,26	0,85	1,18
	la 0 ... 2 cm adâncime	7,8	1,24	15,22	1,38	0,87	1,55
	la 0 ... 3 cm adâncime	7,9	1,45	11,90	1,64	0,86	1,22

Tabelul V.8. Analiza chimică a unor materiale prelevate din elemente (Salina Ocna Dej)

Nr probă	Locul recoltării	Schimb de ioni				
		Cl ⁻	Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺
1	Beton stâlp (interior)	1,77	124,5	1,49	1,48	42,18
2	Beton stâlp (exterior)	3,63	146,3	6,97	2,55	11,91
3	Azbociment (acoperiș)	1,82	159,2	8,50	0,85	40,12
4	Element precomprimat estacadă (exterior)	1,24	152,7	3,84	2,12	32,20
5	Zidărie bolțari (exterior)	4,79	60,0	3,98	1,49	18,03
6	Mortar	1,50	100,1	2,49	3,40	21,90

Sinteza metodelor de testare în laborator a materialelor, probelor și elementelor prelevate este prezentată în tabelul V.9.

Tabelul V.9. Metode de investigare în laborator

METODA	PRINCIPIUL METODEI	UTILIZĂRI	AVANTAJE	LIMITĂRI
ÎNCERCĂRI DE COROZIUNE ACCELERATE PE CIMENTURI MORTARE ȘI BETOANE §4.2.2.1.1	procesul de coroziune se accelerează prin mărirea suprafeței de reacție, prin mărirea presiunii de cristalizare prin percolarea soluțiilor agresive, prin creșterea concentrației și prin mărirea temperaturii	testarea reacției compușilor cimentului la acțiunea diverselor substanțe chimice	durează un timp relativ scurt	rezultatele pot fi diferite față de cele obținute prin expunerea în situ
ÎNCERCĂRI DE COROZIUNE ACCELERATE ALE ARMĂTURILOR §4.2.2.1.2	coroziunea se aplică local, în secțiuni închise, la epruvete sub efort continuu sau se accelerează prin metode electrochimice (inducerea unui curent)	testarea reacției armăturii la acțiunea diverselor substanțe chimice	durează un timp scurt	nu oferă informații privind desfășurarea în timp a proceselor corozive
ÎNCERCĂRI DE REZISTENȚĂ PE BETOANE §4.2.3.1	se încearcă la compresiune epruvetele extrase (carote) din element și probe prelevate	determinarea rezistenței la compresiune și a modului de elasticitate a betonului	rezultatele sunt foarte apropiate de cele reale	carotele nu se pot prelucra pentru efectuarea tuturor determinărilor standardizate
ÎNCERCĂRI DE REZISTENȚĂ PE ARMĂTURI §4.2.3.2	se încearcă la tracțiune proba prelevată din element	determinarea rezistenței la întindere a armăturii	se obține reală a rezistenței	nu se poate aplica la armăturile corodate
ÎNCERCĂRI PE ELEMENTE §4.2.3.3	se încearcă elemente expuse în situ și/sau în laborator la coroziune accelerată, de obicei la încovoiere	urmărirea comportării până la cedare a elementelor cu degradări	oferă o imagine a comportării reale a elementelor din degradări	nu pot fi orice tipuri de elemente
EXAMINAREA ASPECTULUI §4.2.4.1	se relevă vizual și utilizând lupe sau microscopie aspectul probelor	identificarea fenomenelor	este foarte simplu de aplicat	nu dă indicații asupra mecanismelor de coroziune
MĂSURAREA DIMENSIUNILOR ȘI GREUTĂȚII §4.2.4.2	se măsoară dimensiunile și greutatea probelor înainte și după expunere	analiza comparativă a comportării mai multor tipuri de betoane sau armături	simplu de aplicat	nu se pot identifica fenomene la nivel molecular
DETERMINAREA POROZITĂȚII ȘI DENSITĂȚII §4.2.4.3	se pot aplica metodele clasice (prin măsurarea gavimetrică) sau evaluate (tomografia microscopică)	determină volumul de goluri în beton	metodele sunt standardizate și se pot efectua comparații	necesită probe prelevate
ANALIZA PETROGRAFICĂ §4.2.4.4	probele adecvat prelucrate, se examinează cu microscopie de diferite tipuri	se vizualizează caracteristicile pietrei de ciment și a agregatelor afectate de coroziune	se identifică componenții inițiali ai pietrei de ciment și cei nou formați	necesită specializare din partea operatorului

MĂSURAREA TEMPERATURII §4.2.4.5.	emisia de fotoni de către minerale care au fost încălzite este proporțională cu temperatura la care au fost încălzite elementele	determinarea temperaturii la care au fost supuse elementele în timpul incendiilor	se evaluează elementele care au fost supuse acțiunii incendiilor	metoda este în stadiu de cercetare
MĂSURAREA DIFUZIEI §4.2.4.6.	se determină cantitatea de substanță penetrată prin unitatea de suprafață, în unitatea de timp	se determină coeficientul de difuzie pentru diverse substanțe agresive	simplic de aplicat	probele pe care se efectuează determinările trebuie să fie relevante pentru calitatea betonului din element
MĂSURAREA PERMEABILITĂȚII LA LICHIDE §4.2.4.7.1.	se măsoară cantitatea de lichid penetrată printr-o probă (plăcuță) la diferite intervale de timp	se determină permeabilitatea betonului din elemente	simplic de aplicat	probele pe care se efectuează trebuie să fie relevante pentru calitatea betonului din element
MĂSURAREA PERMEABILITĂȚII LA GAZE §4.2.2.7.2.	se cronometrează timpul necesar scăderii presiunii gazului aplicată pe o față a probei, până la o valoare dată	se determină permeabilitate la gaze a betonului din elemente	se poate studia pe mai multe tipuri de probe	necesită instalații adecvate pentru crearea și măsurarea presiunilor
SPECTROSCOPIA §4.2.5.1.	moleculele și atomii absorb și emit energie (spectru) funcție de natura substanței	identificarea substanțelor formate în urma atacului chimic	se relevă clar producții formați	necesită aparatură specializată și personal calificat
ANALIZA CHIMICE PRIN METODE GAVIMETRICE §4.2.5.3.1.	se măsoară masa elementului separat prin precipitare de restul componentelor din probă	determinarea naturii și concentrației compușilor formați prin coroziune	oferă informații cantitative precise	necesită aparatură specializată și personal calificat
ANALIZE CHIMICE PRIN METODE TITRIMETRICE §4.2.5.3.2.	se măsoară volumul unei soluții standard (titrant) ce reacționează cantitativ cu substanța de analizat (titrat)	determinarea naturii și concentrației compușilor formați prin coroziune	oferă informații cantitative precise	necesită aparatură și personal calificat
ANALIZE CHIMICE PRIN METODA POTENȚIOMETRICĂ §4.2.5.3.3.	se măsoară diferența de potențial dintre doi electrozi imersați în soluție de analizat	determinarea naturii și concentrației compușilor formați prin coroziune	oferă informații cantitative precise	necesită aparatură și personal calificat

4.3. Urmărirea comportării în timp a construcțiilor

Urmărirea comportării în timp a construcțiilor se impune atunci când decizia de intervenție nu se poate baza doar pe datele cunoscute la un moment dat, sau pentru a surprinde momentul optim pentru intervenție (intervențiile preemure conduc la cheltuieli inutile iar cele tardive, la cheltuieli foarte mari). De asemenea, din urmărirea comportării în timp a construcțiilor rezultă importante în ceea ce privește proiectarea celor noi sau a reabilitărilor (vezi figura IV.1, secvențele 2 și 3).

Urmărirea comportării în timp a construcțiilor se efectuează uneori și în cazul realizării unor modificări structurale, pe perioada unor lucrări de intervenție sau pe parcursul demolării [222].

4.3.1. Urmărirea deplasărilor

Metodele cele mai indicate pentru urmărirea deplasărilor construcțiilor (datorate de exemplu tasările terenului, figura V.64, lucrarea 72, anexa A) sau a unor elemente componente ale acestora, sunt cele geodezice [223]. Se mai poate utiliza și fotogrametria dar aceasta implică necesitatea menținerii în poziție stabilă un timp îndelungat a camerelor de luat vederi și a punctelor de referință [222].

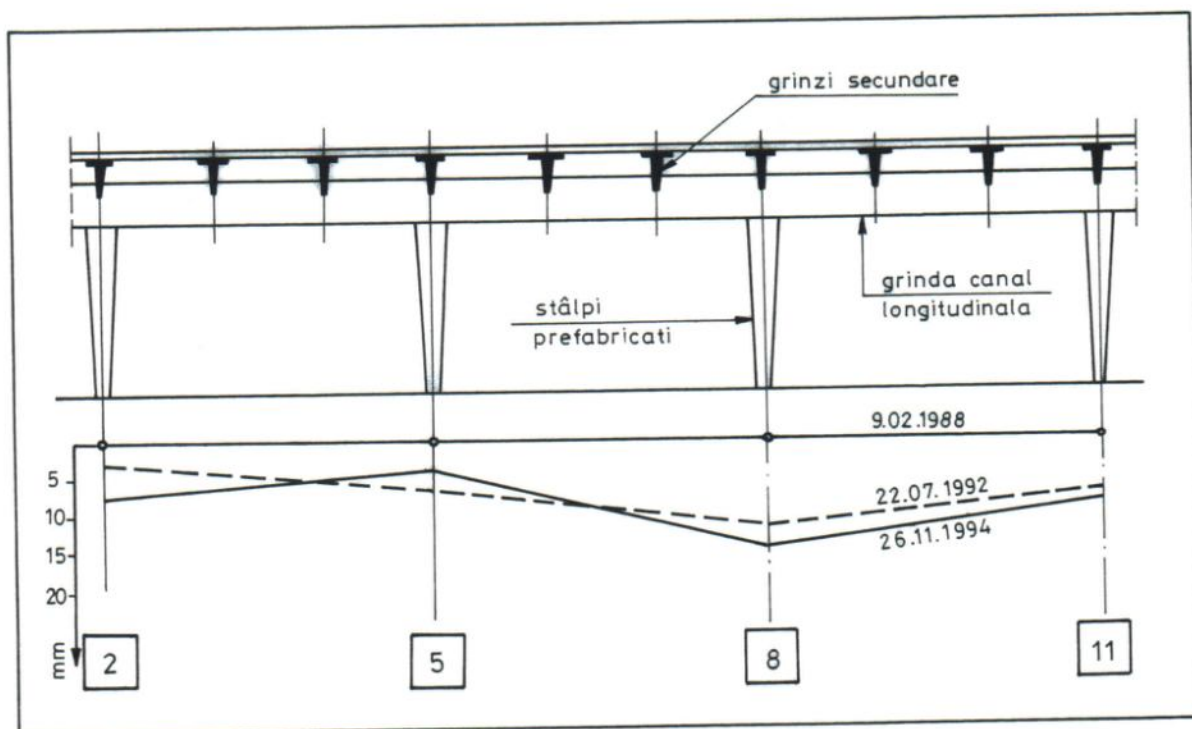


Fig. V.64. Graficul tasării stâlpilor la o hală industrială parter

Pentru măsurarea deplasărilor la elemente se pot utiliza traductori electromagnetici sau mecanici dacă se asigură pentru aceștia un suport independent față de elementul urmărit. De asemenea trebuie asigurată stabilitatea în timp a traductorilor prin asigurarea unor condiții

constante de mediu, sau caracteristicile acestuia (temperatura, umiditatea etc.) trebuie de asemenea monitorizate.

Rotirile se urmăresc cu ajutorul inclinometrelor, iar vibrațiile cu ajutorul accelerometrelor.

4.3.2. Urmărirea deformațiilor

Deformațiile elementelor se pot urmări prin implantarea unor traductori a căror caracteristici de măsurare să nu se modifice în timp sau sub influența modificărilor de mediu. Acești traductori sunt de tip mecanic, electrorezistivi [224] sau cu coardă vibrantă [225]. Măsurătorile se monitorizează continuu și se înregistrează periodic, urmărirea putându-se extinde pe durata a mai mulți ani.

4.3.3. Urmărirea coroziunii

Penetrarea ionilor de clor în beton și dezalcalinizarea acestuia se poate urmări prin intermediul unor senzori implantați în stratul de acoperire cu beton a armăturii (fig. V.65). Senzorii formând un anod și un catod, înregistrează modificările curentului electric atunci când anodul (din oțel) începe să corodeze, datorită pătrunderii agentului agresiv [226].

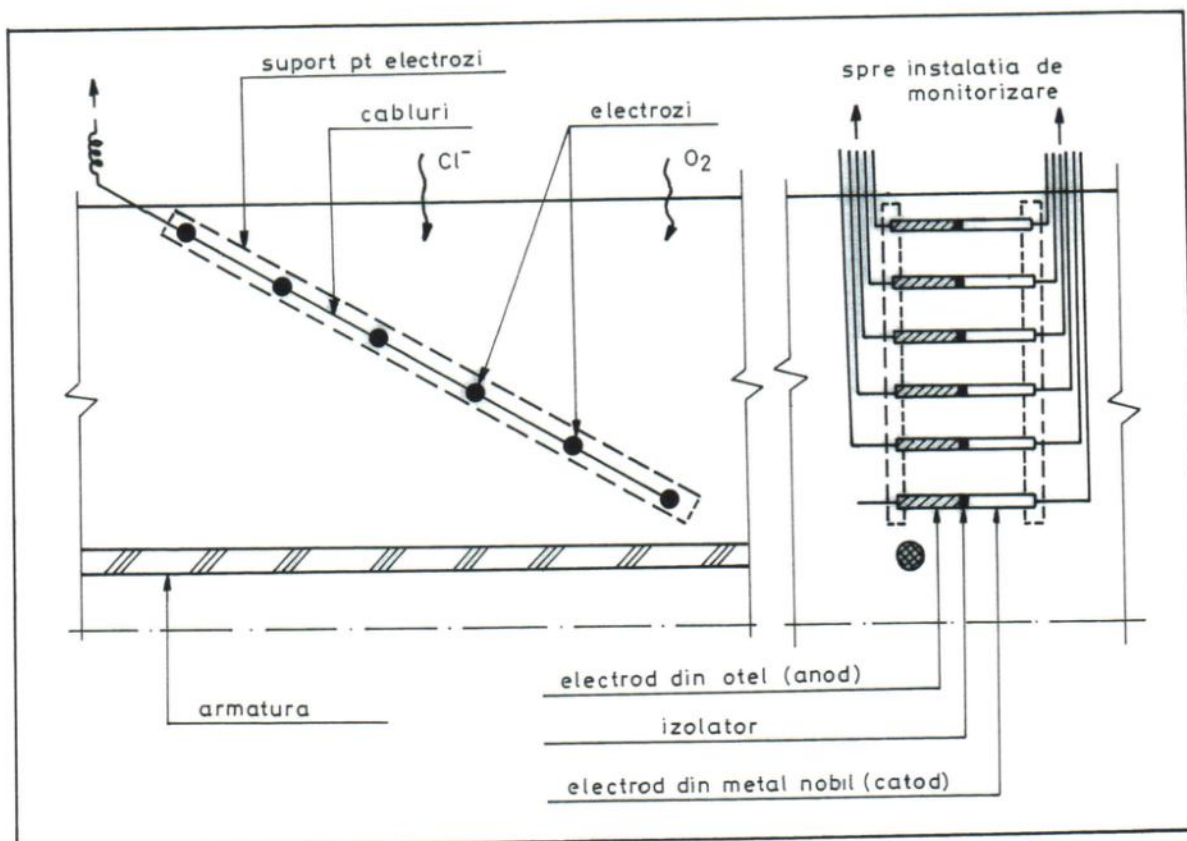


Fig. V.65. Montaj cu electrozi dispuși la adâncimi diferite pentru monitorizarea penetrării substanțelor agresive în betonul de acoperire a armăturilor

Sinteza metodelor de urmărire a comportării în timp a construcțiilor este prezentată în tabelul V.10.

Tabelul V.10. Metode de urmărire a comportării în timp a construcțiilor

METODA	PRINCIPIUL METODEI	UTILIZĂRI	AVANTAJE	LIMITĂRI
METODE GEOEZICE	se micșorează periodic deplasările unor martori montați pe construcție	măsurarea deplasărilor clădirilor și elementelor	se pot reproduce periodic, nu depin de condiții atmosferice	necesită execuția unor puncte stabile în timp
METODE FOTOGRAMETRICE	se fotografiază periodic în aceleași poziții construcția	evaluarea deplasărilor la construcții	se pot efectua prelucrări tridimensionale	necesită puncte stabile pentru camerele de luat vederi pe o perioadă îndelungată
CU TRADUCTORI ELECTRO-MAGNETICI	modificările poziției elementelor sunt investigate prin modifica-rea câmpului electro-magnetic în traductori	monitorizarea deplasărilor la elemente	monitorizarea se poate efectua permanent	depind de variațiile de mediu și necesită reazeme fixe independente de element
CU TRADUCTORI MECANICI	modificările poziției elementelor sunt înregistrate mecanic	măsurarea deplasărilor la elemente	sunt mai puțin influențate de condițiile de mediu	citirile se pot monitoriza permanent, necesită reazeme independente de structură
CU INCLINOMETRE	rotirea elementelor se determină față de poziția orizontală continuu menținută	se micșorează rotirile elementelor	nu depind de condiții climatice	necesita protecție
CU ACCELOMETRE	vibrațiile elementelor sunt traduse prin variații ale câmpului electromagnetic sau a sarcinii electrostatice	măsurarea vibrațiilor	sunt relativ stabile în timp	prețul relativ ridicat
CU TRADUCTORI ELECTROREZISTIVI	deformațiile sunt sesizate prin modificarea rezistivității unui fir metalic	monitorizarea deformațiilor	monitorizarea se poate face permanent	se utilizează în medii cu caracteristici constante în timp
CU TRADUCTORI CU COARDA VIBRANTĂ	vibrațiile unui fir depind de tensiunea din acesta modificată prin deformarea suportului (elementului)	măsurarea deformațiilor	sunt mai puțin sensibili la modificări ale mediului	nu pot fi utilizate la elemente supuse vibrațiilor
CU TRADUCTORI METALICI	deformațiile sunt înregistrate mecanic	măsurarea deformațiilor	mai stabili în condiții constante de mediu	deformațiile nu pot fi permanent monitorizate
CU SENZORI ELECTRICI	penetrarea agentului agresiv sau modificările electrochimice sunt înregistrate prin modificarea curentului între un anod și un catod înglobați în element la execuție	măsurarea adâncimii de penetrare a agenților agresivi	se previne coroziunea armăturilor	este necesară înglobarea senzorilor la execuția elementelor

5. Prelucrarea datelor experimentale

Prelucrarea rezultatelor obținute la măsurătorile efectuate pe elemente cu degradări ridică probleme deosebite în adiscerne din mulțimea de valori măsurate pe cele care caracterizează întradevăr materialele degradate, de cele rezultate din erori de măsurare. În acest sens, trebuie stabilite:

- (i) zonele de pe element/structură în care se efectuează determinările,
- (ii) numărul acestor zone și
- (iii) numărul și tipul de metode aplicate pentru determinare.

Aceste elemente se apreciază la început pe baza observațiilor vizuale și depind de pregătirea și experiența specialistului, pe parcurs, funcție de rezultatele obținute, acestea putând fi modificate.

5.1. Aprecierea numărului de determinări

Numărul de determinări necesar aprecierii calității medii a unui material sau proces poate fi calculat cu relația [227]:

$$n = \left(F \times \frac{\sigma'_0}{E} \right)^2, \text{ unde:}$$

F - este un număr ce corespunde unei probabilități foarte scăzute ca diferența dintre rezultatele obținute la testări și rezultatul considerării tuturor caracteristicilor și condițiilor de exploatare a elementului să nu fie mai mari ca E (pentru o probabilitate de 4,5%, F = 2);

σ'_0 - abaterea standard apreciată;

E - eroarea maximă permisă între rezultatele determinărilor și rezultatul considerării tuturor caracteristicilor și condițiilor de exploatare a elementului (de exemplu, pentru E = 10% și

$$\sigma'_0 = 20\% \quad n = \left(20 \times \frac{20}{10} \right)^2 = 16 \text{ determinări}).$$

Pentru aplicarea relației, este necesară cunoașterea prealabilă, empirică a câtorva mărimi cum ar fi abaterea standard sau un raport, chiar aproximativ, între numărul determinărilor caracteristicilor reale ale materialului și cele alterate. Aceste mărimi se pot aprecia pe baza experienței sau a unor determinări preliminare.

Mărimea abaterii medii (σ'_0) poate fi modificată pe parcursul determinărilor, iar numărul de determinări se mărește sau se micșorează pentru obținerea nivelului de încredere impus.

După cum se observă, relația este orientativă dar poate aprecia ordinul de mărime al numărului de determinări necesare, fiind aplicabilă în primul rând pentru determinările de rezistență care trebuie însă completate cu determinările fizice și chimice.

5.2. Prelucrarea statistică a datelor

Prelucrarea statistică a datelor se efectuează prin metode în general clasice, cunoscute [228]. Problemele care apar în cazul evaluării caracteristicilor materialelor degradate se referă la două aspecte, și anume:

- stabilirea granițelor (intervalelor) care să delimiteze valorile caracteristicilor determinate funcție de nivelul de degradare, obținându-se astfel o hartă a degradărilor pe nivele de gravitate;

- diferențierea dintre valorile reale ale rezultatelor și cele determinate de erori de măsurare și/sau interpretare, având în vedere că acestea pot coincide în cazul materialelor cu degradări.

Zonele degradate se pot delimita de cele nedegradate prin impunerea marimii abaterii pătratice medii față de valoarea medie calculată pe o anumită zonă (vezi figura V.3.b). În același mod, stabilind mai multe valori pentru abaterea pătratică se pot delimita însă și nivelurile corespunzătoare de degradare.

În ceea ce privește decelerarea valorilor corect măsurate pe materialul degradat de eventualele erori de măsurare, acestea rămâne de fapt în seama specialistului care, pe baza coroborării mai multor date observate, poate face această decelare.

5.2.1. Prelucrări statistice simple

Prelucrarea cu metode statistice clasice a datelor reprezentând o mulțime de valori X_i determinate, implică calcularea:

- mediei valorilor:
$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

- abaterii standard:
$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Rezultatele obținute se interpretează funcție de precizia impusă pentru creșterea căreia se poate aplica o metodă de eliminare a datelor afectate de erori aberante [229].

Dacă pentru analizarea unei mărimi cum ar fi rezistența la compresiune, se notează cu:

\bar{R} - rezistența medie

R_{\min} - rezistența minimă acceptabilă;

p - factorul de probabilitate care caracterizează procentul de determinări care pot fi sub valoarea R_{\min} ;

σ - abaterea standard,

se poate scrie că (vezi figura V.66):

$$\bar{R} = R_{\min} + p\sigma \quad \text{de unde rezultă:} \quad p = \frac{\bar{R} - R_{\min}}{\sigma}$$

Cunoscând calitatea betonului impusă de proiect și procentul (sau numărul) admis de probe (determinări) sub limita acceptabilă (în conformitate cu standardele în vigoare, funcție de tipul elementului și al structurii, importanța clădirii etc.) se poate calcula valoarea medie necesară a parmetrului măsurat (respectiv rezistența la compresiune a betonului).

Cunoscând valorile \bar{R} (determinate la testare), R_{\min} (impuse de proiect) și σ (calculat) se determină p , valoare pe baza căreia se estimează procentul de determinări sub valoarea limită [229]. Se pot astfel compara valorile proiectate ale caracteristicilor materialelor cu cele determinate experimental (fig. V.66) și se pot trasa zonele cu diferite procentaje ale determinărilor peste sau sub limitele stabilite.

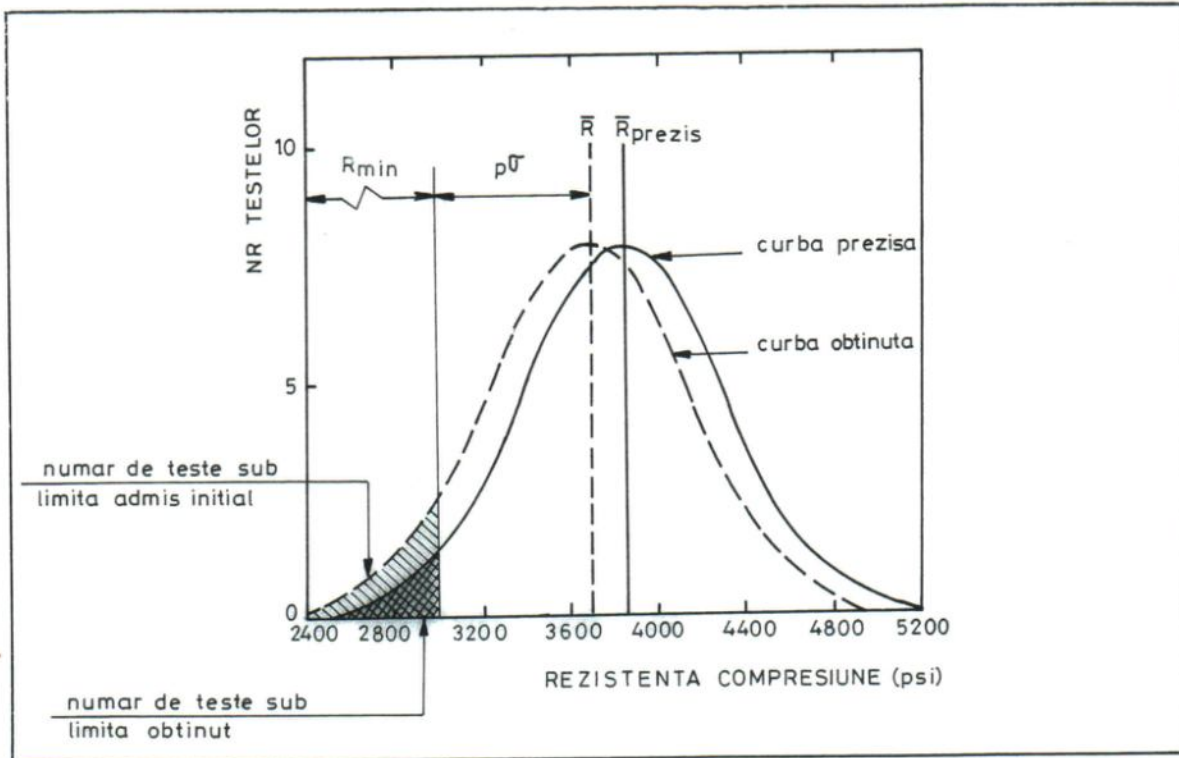


Fig.V.66. Relația dintre rezultatele prezise (admise) ale determinărilor și rezultatele obținute

5.2.2. Prelucrări statistice detaliate

Acestea se pot efectua atunci când se dispune de determinări ale aceleiași caracteristici, efectuate prin diferite metode (vezi § 4.1.5). În acest caz se aplică relații din statistica bayesiană, prin care estimările existente (cele proiectate, de exemplu) sau obținute print-o anumită metodă sau combinații de metode, considerate estimări apriori sunt utilizate pentru o nouă estimare, aposterioari [144].

a. Rezistența medie calculată pe baza determinărilor pe carote și informații apriori (din proiect)

Densitatea de repartiție a distribuției normale (Gauss) a rezistenței betonului la compresiune este:

$$f(x) = (2\pi\sigma^2)^{-\frac{1}{2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{R - \bar{R}}{\sigma}\right)^2\right], \text{ unde:}$$

R - este rezistența la compresiune (variabila aleatoare)

σ - abaterea standard

\bar{R} - valoarea medie a rezistenței

În teoria bayesiană, rezistența medie se consideră de asemenea variabilă aleatoare, pentru care densitate de repartiție este:

$$f(\bar{R}) = (2\pi\sigma_{apr}^2)^{-\frac{1}{2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\bar{R} - R_{apr}}{\sigma_{apr}}\right)^2\right], \text{ unde:}$$

\bar{R} - este valoarea medie a rezistenței (variabilă aleatoare)

σ_{apr}^2 - abaterea standard apriori pentru R

R_{apr} - valoarea medie a priori pentru R

Dacă pe un set de n carote se determină valorile $X_1 \dots X_n$ ale rezistenței la compresiune, aceste date se pot combina cu informațiile a priori asupra valorii medii a rezistenței, obținându-se o distribuție a posteriori a rezistenței medii la compresiune prin aplicarea teoremei lui Bayes [144].

În final, se obțin pentru valoarea rezistenței și abaterea standard, expresiile:

$$R_{apo} = \frac{\left(\frac{n}{\sigma_o^2}\right)\bar{X} + \frac{1}{\sigma_{apr}^2}R_{apr}}{\left(\frac{n}{\sigma_o^2} + \frac{1}{\sigma_{apr}^2}\right)} \quad \text{și} \quad \sigma_{apo}^2 = \frac{\sigma_o^2 \cdot \sigma_{apr}^2}{n\sigma_{apr}^2 + \sigma_o^2}, \quad \text{unde:}$$

R_{apo} - este valoarea rezistenței a posteriori,

σ_{apo}^2 - abaterea standard a posteriori,

\bar{X} - media aritmetică a celor n rezistențe determinate pe carote,

σ_o^2 - abaterea standard prescrisă (acceptată) a rezistenței.

b. Rezistența medie calculată pe baza determinărilor pe carote, a vitezei ultrasunetelor și informații a priori

Viteza ultrasunetelor se convertește în rezistență a betonului printr-o curbă de calibrare (vezi §4.1.2.1 și figura V.67) de forma:

$$E(x|v) = \alpha v^\beta, \quad \text{unde:}$$

x - este rezistența la compresiune,

v - viteza ultrasunetelor,

α, β - constante.

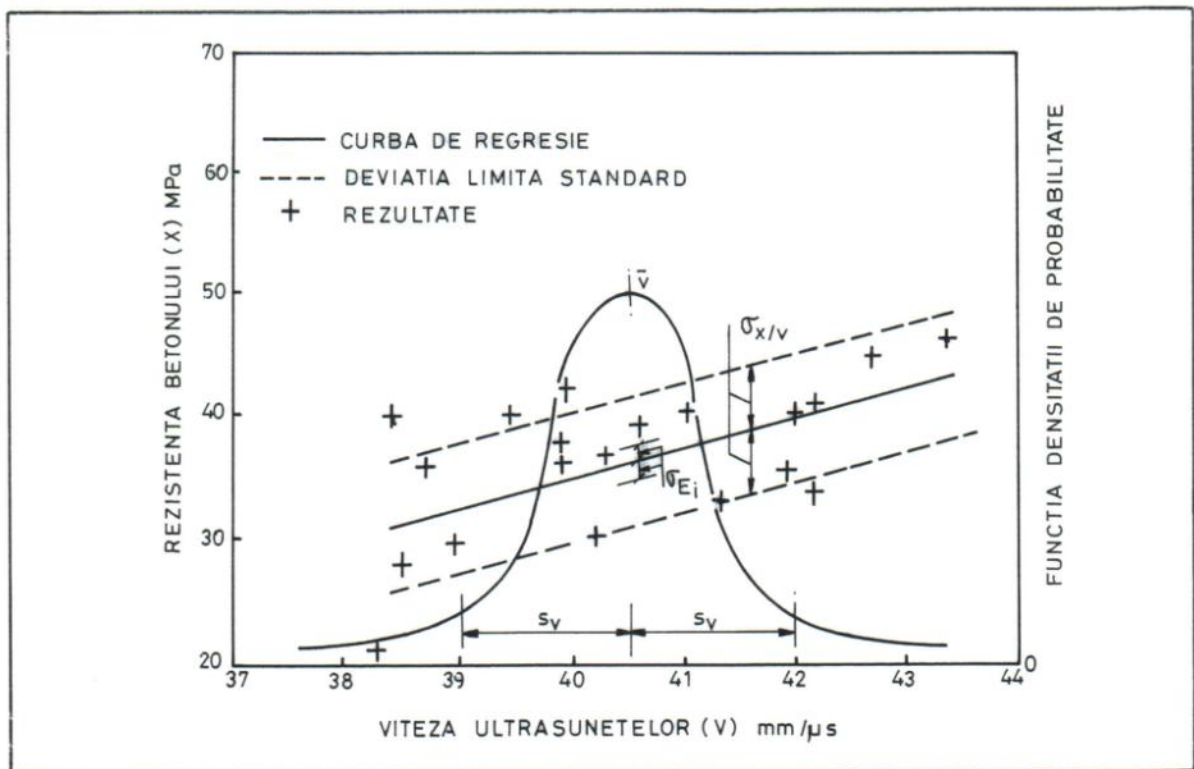


Fig.V.67.Prelucrarea statistică a rezultatelor determinărilor rezistenței betonului

Eroarea de calibrare (apreciată ca fiind constantă, vezi fig. V.67) este dată de relația:

$$(\sigma_{x|v})^2 = \frac{1}{m-2} \sum_{i=1}^m [x_i E(x_i|v_i)]^2, \text{ unde:}$$

m - este numărul de determinări utilizate la trasarea curbei de calibrare.

Distribuția vitezei ultrasunetelor este reprezentată de valoarea medie \bar{v} și abaterea standard $(S_v)^2$.

Variația valorii medii a rezistenței la compresiune apreciată prin viteza ultrasunetelor este dată de relația:

$$(\sigma_{Ei})^2 = \frac{(\sigma_{x|v})^2}{m} \left[1 + \left(\frac{v_i - \bar{v}}{S_v} \right)^2 \right]$$

Exprimând mai departe distribuția normală (gaussiană) a valorilor în funcția densității de repartiție pentru valoarea medie a vitezei ultrasunetelor, $E(x|v)$ și abaterile standard: $(\sigma_{x|v})^2 + (\sigma_{Ei})^2$ în prima etapă și $(\sigma_{x|v})^2 + (\sigma_{Ei})^2 + (\sigma_o)^2 = (\sigma_{Si})^2$ în a doua etapă, și aplicând relațiile bayesiene pentru a exprima rezistența medie aposteriori a betonului, se obțin relațiile:

$$R_{apo} = \frac{\left[R_{apr} / \sum_{i=1}^r \left(\frac{1}{\sigma_{Si}^2} \right) \right] + \left[\sigma_{apr}^2 \sum_{i=1}^n \frac{E(x_i|v_i)}{\sigma_{Si}^2} / \sum \frac{1}{\sigma_{Si}^2} \right]}{\left[1 / \sum_{i=1}^r \left(\frac{1}{\sigma_{Si}^2} \right) \right] + \sigma_{apr}^2}$$

$$\sigma_{apo}^2 = \frac{\sigma_{apr} / \sum_{i=1}^r \left(\frac{1}{\sigma_{Si}^2} \right)}{\sigma_{apr}^2 + 1 / \sum_{i=1}^r \left(\frac{1}{\sigma_{Si}^2} \right)}, \text{ unde:}$$

R_{apo} și σ_{apo}^2 - sunt valori aposteriori,

R_{apr} și σ_{apr}^2 - valori apriori.

Considerând aceste valori la rândul lor ca fiind apriori și combinându-le cu valorile rezistenței determinate pe carote, prin aplicarea relațiilor de la paragraful precedent se obține o valoare aposteriori finală a rezistenței betonului [144].

Evident că, prelucrările statistice se pot aprofunda în continuare prin verificarea normalității distribuției datelor, realizarea unor corelații și regresii etc. [228].

CAPITOLUL VI

EVALUAREA NIVELULI DE SIGURANȚĂ A CONSTRUCȚIILOR

1. Precizări

Evaluarea nivelului de siguranță a construcțiilor, după metodologia prezentată în capitolul IV, apare ca necesară pe parcursul a trei din fazele desfășurării expertizării unei construcții (vezi fig. IV.1) și anume:

(i) *în faza de culegere a datelor preliminare* (cap. IV, § A.3.2.1) când expertul, pe baza identificării vizuale a degradărilor (vezi cap. V, § 2.a) apreciază ca urgentă luarea unor măsuri de asigurare sau demolare a construcției sau a unor părți (elemente) din aceasta;

(ii) *în faza de investigare a degradărilor* (cap. IV, § A.3.2.5) când rezultatele investigațiilor în situ (vezi cap. V, § 3 și § 4.1) impun decizia de intervenție pentru asigurarea, consolidarea sau demolarea unor elemente ale construcției;

(iii) *în ultima fază a expertizării* (cap. IV, § A.3.2.9) când, având toate datele despre structura de rezistență expertul poate preciza rezervele de capacitate portantă și durata de exploatare a construcției în condiții date, pe baza cărora decide tipul intervenției.

Evaluarea nivelului de siguranță a construcțiilor, având în vedere și durabilitatea acestora (cap. IV, § A.3.2.9) implică precizarea a două aspecte și anume:

(a) aprecierea rezervei de capacitate portantă a elementelor/structurii ca urmare a degradărilor suferite prin calcul și/sau încercări în situ;

(b) aprecierea duratei de exploatare a construcției cu sau fără luarea unor măsuri de reabilitare și/sau protecție.

Pentru evaluarea nivelului de siguranță în fiecare din fazele amintite mai sus sunt necesare atât criteriile de apreciere relevante pentru starea construcției cât și scări de valori pentru măsurarea acestora. Este evident faptul că, cu cât se aprofundează investigațiile cu atât criteriile de apreciere a nivelului de siguranță se diversifică iar scările de valori devin mai precise.

Astfel, evaluarea nivelului de siguranță în prima fază reprezintă de fapt o evaluare a gradului de degradare (de astfel cele două noțiuni se află în relație directă, $S(t) = 1 - D(t)$, vezi cap. IV, §1) pentru care criteriile de apreciere sunt cele rezultate din examinarea vizuală (existența fisurilor de exemplu) și din măsurători sau sondaje simple (testările de alcalinitate de exemplu), iar scările de valori se exprimă, de exemplu, sub forma: *fără degradări ... cu degradări foarte grave*.

În cea de a doua fază, criteriile de apreciere a degradărilor se pot diversifica și delimita mai precis având în vedere detalierea și diversificarea investigațiilor efectuate asupra construcției (vezi cap. V, § 4.1).

De exemplu, rezistența betonului în elemente reprezintă un criteriu foarte important în evaluarea capacității portante a acestora, valorile obținute comparându-se cu cele prescrise.

Evaluarea nivelului de siguranță în cea de a treia fază a expertizării implică deja precizarea capacității portante reziduale a elementelor/structurii, calculată pe baza datelor privind calitățile materialelor și caracteristicilor reale ale elementelor ca și a duratei de exploatare, având în vedere de asemenea caracteristicile de comportare determinate ale materialelor. În cazul în care calculele se dovedesc irelevante, comportarea sub încărcare a elementelor/structurii se determină prin încercări în situ.

În sensul celor arătate mai sus, evaluarea nivelului de siguranță a construcțiilor, funcție de nivelul de aprofundare a investigațiilor se determina utilizând:

a. metode simple prin care se apreciază nivelul de degradare a elementelor/structurilor, bazate pe examinarea vizuală, testări, măsurători și sondaje simple la elementele structurale;

b. metode de calcul pentru determinarea capacității portante a elementelor/structurilor, bazate pe rezultatele investigațiilor complexe asupra caracteristicilor acestora;

c. încercarea in situ pentru determinarea caracteristicilor de comportare sub încărcare a elementelor (încercări statice sau dinamice);

d. metode pentru determinarea duratei de serviciu a materialelor/elementelor funcție de comportarea în timp și la încercări accelerate ale acestora.

2. Metode de evaluare a nivelului de degradare pentru materiale, elemente și structuri

2.1. Evaluarea degradărilor la materiale

Criteriile de apreciere a degradărilor la materiale relevate în urma examinării vizuale, a unor testări și sondaje simple, sunt următoarele:

- **aspectul suprafeței**, analizat prin prisma următorilor parametri:

- **culoarea**, care poate da indicații asupra conținutului de ciment în beton și implicit asupra rezistenței acestuia (o culoare mai închisă a betonului reflectă de obicei un conținut mai mare de ciment), sau a prezenței unor compuși de coroziune formați în beton (**gipsul format în pori prin acțiunea acidului sulfuric decolorează betonul de exemplu**);
- **rugozitatea**, poate releva de exemplu unele acțiuni corozive de a natură chimică (degradarea pietrei de ciment prin coroziune lasă agregatele neînglobate în cazul acțiunii sulfaților) sau fizică (eroziune);
- **compactitatea**, evidențiată prin prezența porilor, cavernelor sau segregărilor reprezintă un parametru important pentru caracterizarea materialului atât din punct de vedere al rezistenței cât și al durabilității;
- **prezența ruginii** pe armături, vizualizată prin îndepărtarea stratului de acoperire sau prin pete de rugină apărute la fața betonului.

- **aspectul în secțiune** permite analizarea și caracterizarea următorilor parametri:

- **porozitatea**, determinată de mărimea și densitatea porilor, parametri existențiali în caracterizarea materialului din punct de vedere al rezistenței și durabilității;
- **prezența microfisurilor și fisurilor** în material, indicator al nivelului de solicitare a materialului;
- **aderența între liant și agregat**, importantă de asemenea în caracterizarea materialului din punct de vedere al rezistenței;
- **natura și unele caracteristici petrografice ale agregatului**, reflectate în rezistența betonului.

- **comportarea materialului la ciocanire** indică rezistența și omogenitatea atât prin sunetul emis cât și prin recul;

- **alcalinitatea betonului** reprezintă un parametru important pentru aprecierea nivelului de protecție a armăturilor și implicit a duratei de serviciu a betonului armat.

Scările de valori pentru parametrii arătați nu pot fi decât relative. Pornind de la o evaluare de tip *bun ... rău*, precizia acestora crește dacă intervalul dintre cele două extreme se divizează (de exemplu: *bun, satisfăcător, nesatisfăcător, rău* sau *foarte bun, ..., foarte rău* etc.). Cu toate acestea, aprecierile pot fi diferite, depinzând esențial de experiența și flerul expertului, nefiind excluse chiar erorile grave sau aprecierile foarte exacte, confirmate ulterior după desfășurarea investigațiilor complexe.

Mai trebuie amintit faptul că, la evaluarea corectă a degradărilor și luarea unei decizii de intervenție un rol determinant îl are elucidarea cauzelor ce le-au produs.

2.2. Evaluarea degradărilor la elemente

2.2.1. Criterii de evaluare

Pentru evaluarea nivelului de degradare la elementele de construcții, se utilizează criteriile prezentate în paragraful anterior privind starea de degradare a materialelor la care se mai adaugă:

- **starea de fisurare** reprezintă un criteriu esențial pentru caracterizarea elementelor din punct de vedere al capacității portante și al durabilității, motiv pentru care a făcut obiectul unor studii detaliate (din care menționăm numai [230] și [231]) în ceea ce privește identificarea cauzelor, clasificarea după diferite criterii, efectele asupra rezistenței și durabilității etc.; fără a detalia, menționăm că analiza parametrilor ce caracterizează starea de fisurare la un element (deschiderea fisurilor, lungimea, distribuția, direcția) permite, de exemplu, formularea unor concluzii ca:

- *existența fisurilor transversale* cu deschideri mai mari de 0,2 mm la elemente din beton armat, în zonele întinse indică posibilitatea intrării în curgere a armăturilor;
- *fisurile în lungul armăturilor* indică coroziuni ale acestora (cercetări recente au încercat să determine o relație între deschiderea acestor fisuri și scăderea diametrului armăturii prin coroziune în vederea evaluării duratei de serviciu a materialului [232]);
- *fisurile înclinate* indică depășirea capacității portante la forță tăietoare de exemplu;
- *fisurile paralele cu forța* în cazul elementelor comprimate indică depășirea capacității portante la compresiune a betonului;
- *fisurile haotice* pot fi datorate contracției, atacului chimic (reacția alcali-agregat de exemplu) sau fizic (îngheț-dezghet);

- **strivirile, ruperile și dislocările** de material din elemente se produc de obicei în momentul epuizării capacității portante și indică scoaterea din funcțiune a elementului respectiv;

- **expulzarea betonului de acoperire** de pe armături se datorează coroziunii acestora, situație în care parametrul esențial în aprecierea nivelului de degradare a elementului devine starea de coroziune a armăturilor; durata de timp după care se produce fenomenul depinde și de grosimea stratului de acoperire cu beton;

- **starea de coroziune a armăturilor** influențează capacitatea portantă a elementelor prin doi parametri: reducerea diametrului armăturilor concomitent cu distrugerea aderenței dintre acestea și beton, astfel încât, în momentul în care conlucrarea dintre beton și armături nu mai este certă, nu se mai poate vorbi de elemente din beton armat; starea de coroziune a armăturilor influențează direct și durata de serviciu a elementelor prin viteza cu care se desfășoară procesul de coroziune;

- **deformațiile elementelor** dacă sunt vizibile, în cvasitotalitatea cazurilor reprezintă situații anormale ce indică depășiri ale stărilor limită de deformație sau tasări ale reazemelor;

- **abaterile dimensionale** trebuie considerate tot degradări având în vedere că pot produce modificări esențiale ale stării de eforturi în elemente.

În evaluarea nivelului de degradare a elementelor după criteriile arătate, este esențial a se avea în vedere și:

- **poziția degradărilor pe element:** de exemplu reducerea prin coroziune a diametrului din zona comprimată afectează în mai mică măsură capacitatea portantă a elementului decât același fenomen produs în zona întinsă a elementului;
- **extinderea degradărilor:** o degradare locală este în general, dar nu întotdeauna, mai puțin periculoasă decât o degradare generalizată;
- **suprapunerea mai multor tipuri de degradări:** de exemplu, cele produse de efectul creșterii încărcărilor concomitent cu reducerea diametrului armăturilor prin coroziune;
- **o degradare atrage după sine apariția și de cele mai multe ori amplificarea altora:** de exemplu, fisurile provocate de supraîncărcări favorizează coroziunea armăturilor.

2.2.2. Scări de valori

Evaluarea prin mijloace simple a nivelului de degradare la elemente implică definirea unor scări ale acestui nivel. Treptele (nivelurile) de degradare pot fi denumite cu litere sau cifre, prima reprezentând nivelul de *degradare nesemnificativă* iar ultima *degradare foarte gravă* sau prin caracterizarea lor utilizând calificative (moderat, grav, extins, foarte grav etc.). Pentru ca acești termeni cu conotații destul de vagi să fie utilizați cu același înțeles pentru toți specialiștii, semnificația lor trebuie definită vizual, prin desene de principiu și descriptiv, în mod explicit.

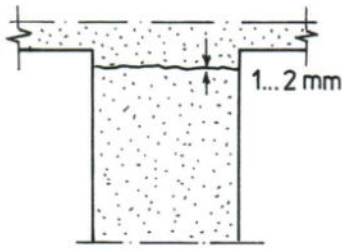
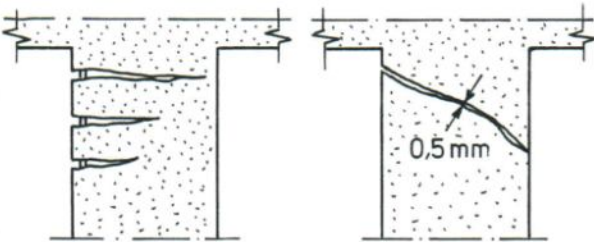
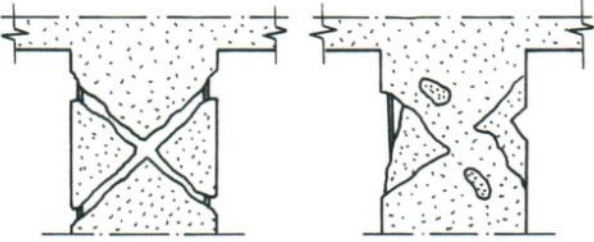
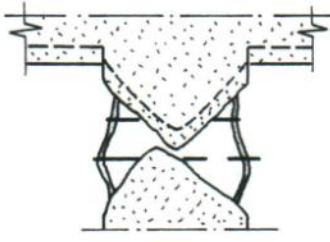
CEB de exemplu [3] definește 5 niveluri de degradare (A, B, C, D, E) pentru acțiunile de tip seismic, foc și coroziune (tabelele VI.1, VI.3, VI.5) explicându-le prin desene și descrieri. Funcție de nivelul de degradare și vechimea elementului, se dă o estimare pseudo-cantitativă (tabelele VI.2, VI.4, VI.6) a raportului dintre capacitatea portantă a elementul degradat și cea a elementului fără degradări (noțiune ce poate fi considerată echivalentă cu cea de grad de asigurare R din normativul românesc P 100-92 [30]). Mai departe, coeficientul astfel determinat trebuie interpretat în sensul luării deciziei de intervenție (vezi §7).

Pentru elemente expuse acțiunii mediilor agresive, devin relevante și scările de valori definite în sensul evaluării gradului de pericol pe care degradările îl reprezintă pentru respectivul element (tabelul VI.7, [233]), atât din punctul de vedere al diminuării capacității portante cât și a duratei de serviciu. Astfel, includerea elementului în primul nivel de degradare conduce la concluzii în ceea ce privește durata de serviciu a acestuia având în vedere că acțiunile mediilor agresive sunt accelerate de defectele inițiale. Următoarele două niveluri de degradare pot fi definite ca periculoase pentru capacitatea portantă, iar ultimile două indică atingerea limitei de rezistență.

Caracterizări asemănătoare ale nivelurilor de degradare clasificate după cauzele principale ce le-au provocat (încărcări, foc, coroziune) sunt adoptate și în alte lucrări putând diferi însă criteriile după care se fac aprecierile (de exemplu, pentru degradările datorate coroziunii, carbonatarea betonului poate fi adăugată ca criteriu în caracterizarea nivelului de degradare, tabelul VI.8 [234]).

Nivelul de degradare a elementelor poate fi legat și de amploarea și tipul reabilitărilor necesare pentru aducerea acestora la o capacitate portantă satisfăcătoare. În acest sens sunt definite nivelurile de degradare în tabelul IV.2. [235].

Tabelul VI.1. Niveluri de degradare la seism pentru stâlpi

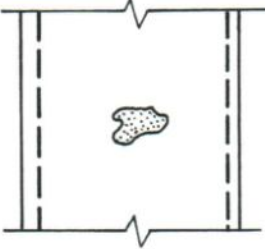

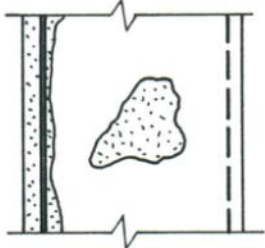
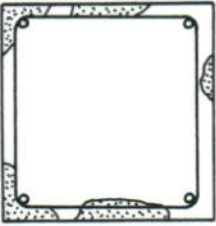
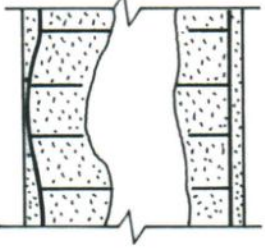
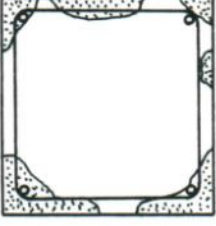
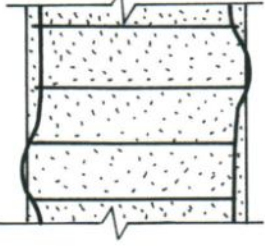
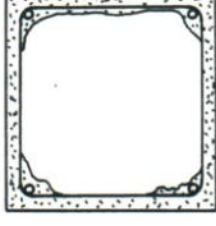
Nivelul de degradare, descriere	Aspect
<p>A fisuri izolate din încovoiere în deschideri de 1... 2 mm; printr-un calcul simplu se arată că aceste fisuri nu se datorează unor secțiuni neadekvate de oțel, ci mai degrabă unor deficiențe locale (de exemplu alcăturirea nodurilor, ancoraje neadekvate, șocuri ușoare, eforturi datorate zidurilor despărțitoare)</p>	
<p>B mai multe fisuri deschise din încovoiere sau fisuri diagonale izolate din forță tăietoare (cu deschideri mai mici de aprox. 0,5 mm), arătând că nu s-au produs deplasări din încărcări permanente</p>	
<p>C fisuri bidiagonale din forță tăietoare și/sau dislocări locale puternice ale betonului datorate forței tăietoare și compresiunii, arătând că nu s-a produs o deformare remanentă^{*)} apreciabilă; fisuri în îmbinările riglă-stâlp</p>	
<p>D ruperi ale miezului de beton, bare din oțel flambate (elementele de construcție sunt discontinue dar nu prăbușite), arătând că s-au produs deformații remanente (verticale și orizontale); dezintegrări grave ale îmbinărilor riglă-stâlp</p>	
<p>E prăbușire parțială a elementelor de construcție</p>	

^{*)} Dacă condițiile pentru deplasările remanente sunt depășite, nivelul de degradare crește cu o clasă

Tabelul VI.2. Estimarea empirică a gradului de asigurare pentru elemente degradate de seism

ELEMENT (CONSTRUCȚIE)	NIVELUL DE DEGRADARE A ELEMENTULUI (cf. tabel VI.1)			
	A	B	C	D
NOU	0,95	0,75	0,45	0,15
VECHI	0,80	0,60	0,30	0,00

Tabelul VI.3 Niveluri de degradare la foc pentru stâlpi

Nivelul de degradare, descriere	Aspect	
A nedegradat, cu excepția unor exfolieri a finisajelor și spărturi minore		
B degradări substanțiale ale finisajelor, spărturi minore; suprafața betonului cu fisuri extinse și posibil zone colorate în roz/maron		
C finisajul aproape în totalitate desprins, exfolieri mari; suprafața betonului posibil colorată în maron; armătura aderentă la beton, nu mai mult de o bară famblată		
D ruperi ale miezului de beton, bare din oțel flambate (elementele de construcție sunt discontinue dar nu prăbușite), arătând că s-au produs deformații remanente (verticale și orizontale); dezintegrări grave ale îmbinărilor riglă-stâlp		
E Prăbușire parțială a elementelor verticale		

Tabel VI.4. Estimarea empirică a gradului de asigurare pentru elemente degradate de foc

ELEMENT (CONSTRUCȚIE)	NIVELUL DE DEGRADARE A ELEMENTULUI (cf. tabeVI.3)			
	A	B	C	D
NOU	0,95	0,80	0,60	0,40
VECHI	0,85	0,70	0,50	0,30

Tabelul VI.5. Nivelul de degradare al elementelor din beton armat

Indicații vizuale	Nivel de degradare				
	A	B	C	D	E
schimbări de culoare ^{*)}	pete de rugină	pete de rugină	pete de rugină	pete de rugină	pete de rugină
fisuri	câteva longitudinale	mai multe, longitudinale, câteva pe etrieri	extinse	extinse	extinse
spărturi	-	câteva	extinse	în unele zone oțelul nu mai este în contact cu betonul	în unele zone oțelul nu mai este în contact cu betonul
micșorări ale secțiunilor de armătură ^{**) ΔAa/Aa}	-	25%	10%	25%	câteva etrieri ruși, barele principale flambate
deformații	-	-	-	posibil	aparent

^{*)} modificarea culorii nui este prezentă întodeauna, această indicație nefiind neaparat necesară;

^{**)} corespunzând unei grosimi a oxizilor $t_o = a(\Delta Aa/Aa)\phi$ unde: ϕ - diametrul armăturii; a - 0,5 pentru oxizi fără impurități; d - 1,0 pentru oxizi amestecați cu materiale de cimentare.

Tabelul VI.6. Estimarea empirică a gradului de asigurare la elemente degradate datorită coroziunii

ELEMENT (CONSTRUCȚIE)	NIVELUL DE DEGRADARE A ELEMENTULUI (cf. tabel VI.5)			
	A	B	C	D
NOU	0,95	0,80	0,60	0,35
VECHI	0,85	0,70	0,50	0,25

Tabelul VI.7. Clasificarea degradărilor la elemente expuse mediilor agresive

Nivelul de degradare și caracterizarea acestuia	Tipul degradării	Amplimea degradării
I imperfecțiuni de suprafață	pori fisuri sporadice datorate contracției etrieri vizibili	< 10% < 0,1 mm
II proces de degradare inițiat	porozitate rezistență exfolieri desprinderi întâmplătoare fisuri carbonatare	crescută cu 20% redușă cu 30% ≤ 1 mm adâncime ≤ 5 mm adâncime ≤ 0,3 mm pH ≤ 10, ≤ 5 mm adâncime
III proces de degradare în curs de propagare	fisuri crăpături desprinderi fărămițări carbonatare	≤ 0,4 mm ≤ 1mm 5 ... 10 mm adâncime ≤ 10 mm adâncime pH ≤ 9 ≤ 10 mm adâncime
IV proces activ de degradare	crăpături desprinderi fărămițări	> 1mm 10 ... 30 mm adâncime ≤ 30 mm adâncime
V degradări critice	desprinderi ale betonului de pe armături	> 30 mm și/sau armături vizibile

Tabelul VI 8. Clasificarea degradărilor datorate coroziunii

Nivelul de degradare	Intensitate	Starea de fisurare	Exfolieri	Carbonatarea betonului de acoperire
1	redușă	fisuri sub 0,1 mm deschidere	nu apar	parțială
2	moderată	fisuri fine (sub 0,2mm)	în puncte izolate	parțial
3	severă	fisuri extinse, pete de rugină	extinse, armături corodate vizibil	complet
4	foarte severă	fisuri extinse și deschise, cu pete de rugină	extinse, corodări extinse la armături	complet

2.3. Evaluarea degradărilor la structuri

2.3.1. Criterii de evaluare

Evaluarea nivelului de degradare la structuri implică evaluarea nivelului de degradare a elementelor componente după criteriile expuse în paragraful anterior dar și ținând cont de rolul lor în preluarea și transmiterea încărcărilor (plăci, nervuri, grinzi, stâlpi, pereți, fundații). În plus, se adaugă criterii caracteristice privind alcătuirea structurii și condițiile de amplasament. Astfel, criteriile de evaluare ale nivelului de degradare la structuri sunt:

- **starea generală de fisurare** care indică zonele slăbite din structură și este relevantă în privința cauzelor degradărilor: de exemplu, fisurile încrucișate în pereți și buiandrugii indică capacitatea portantă depășită la acțiuni seismice (vezi figura II.31) iar fisurile la colțurile de jos a ferestrelor indică tasări inegale ale terenului de fundare (vezi figura II.33);

- **starea de deformație a elementelor și deplasările structurii** reprezintă un criteriu esențial în aprecierea nivelului de siguranță a acesteia;

- **nivelul de degradare a elementelor structurale** și repercursiunile asupra nivelului de siguranță a structurii trebuie analizate funcție de importanța, locul și poziția elementelor în structură; astfel degradările și deformațiile excesive ale unei plăci sau nervuri nu pun în pericol siguranța unei construcții în aceeași măsură dacă ele se semnalează la stâlpi sau fundații;

- **alcătuirea constructivă a structurii** (tipul structurii, rigidă sau elastică etc.) și sensibilitatea acesteia la diferite tipuri de acțiuni (seismice, corozive etc.);

- **configurația geometrică de ansamblu** (tronsonarea, existența ieșindurilor sau intrândurilor, abaterile dimensionale etc.) și modul de dispunere a principalelor elemente de rezistență (stâlpi, diafragme dispuse după o formă regulată sau nu);

- **alcătuirea detaliilor constructive** (îmbinări de exemplu);

- **condiții de amplasament** (natura și caracteristicile terenului de fundare).

Cu cât aceste criterii devin mai diverse și mai complexe cu atât evaluarea devine mai dificilă, impunând o pregătire și o experiență deosebite pentru expert.

2.3.1. Scări de valori

Scările de valori pentru nivelul de degradare al structurilor, evaluat prin examinare vizuală și testări simple, sunt asemănătoare cu cele utilizate pentru caracterizarea degradărilor la elemente. Având în vedere dificultatea definirii acestor scări datorită multitudinii și

complexității parametrilor ce trebuie luați în considerare, s-a încercat caracterizarea degradărilor prin efectele lor cele mai semnificative, cum ar fi fisurile și crăpăturile. Două astfel de evaluări sunt prezentate în tabelele VI.9 [234] și VI.10 [236].

Tabelul VI.9. Clasificarea degradărilor vizibile

Gradul de degradare	Descrierea degradărilor caracteristice ¹⁾	Descrierea ²⁾ aproximativă a fisurilor (mm)
	Fisuri foarte fine, mai mici decât 0,1 mm considerate ca neglijabile ³⁾	
1. Foarte scăzut	Fisuri ușoare, izolate, ale clădirii. Fisuri la exteriorul pereților ⁴⁾ vizibile la o examinare mai amănunțită.	0,4 mm
2. Scăzut	Fisuri ușoare vizibile la pardoseli și pereți despărțitori și la exteriorul clădirii. Ușile și ferestrele sunt ușor înțepenite.	0,8 ... 3,2 mm
3. Moderat	Fisuri moderate sunt vizibile în interiorul și exteriorul clădirilor. Ușile și ferestrele sunt înțepenite, conductele și geamurile pot fi fisurate. Apa și aerul pătrun înăuntru.	3,2 ... 12,7 mm sau numeroase și localizate
4. Extins	Fisuri severe și vizibile la interiorul și exteriorul clădirii. Ferestrele și ușile sunt deformate, pardoseli înclinate accentuat. Ziduri înclinate sau chiar clădirea, unele depășiri ale capacității portante la grinzi. Conductele și geamurile sparte, apa și aerul pătrund dinspre exterior.	12,7 ... 25,4 mm dar depinde de număr și localizare.
5. Foarte extins	Fisuri extinse vizibile înăuntru și în afara clădirii. Conducte și geamuri distruse, pierderea totală a capacității portante a grinzilor, ziduri înclinate periculos, structura necesită sprijiniri.	

¹⁾ În evaluarea gradului (nivelului) de degradare, trebuie ținut cont de localizarea degradărilor în clădire sau structură (zone de solicitare maximă etc.)

²⁾ Mărimea deschiderii fisurilor este doar unul din aspectele degradărilor și nu trebuie utilizată ca fiind singura măsură a acestora.

³⁾ Se referă la fisuri existente (vechi). Noile fisuri trebuie supravegheate deoarece deschiderea lor poate crește.

⁴⁾ Un criteriu referitor la fisuri vizibile este utilizabil dacă fisurile sunt asociate cu degradările din tasare. Totuși, se poate considera că observarea fisurilor vizibile într-un material se asociază cu o stare limită de tensiuni.

Tabelul VI.10. Clasificarea degradărilor structurale

Nivel de degradare	Intensitatea degradărilor	Degradări relevate vizual	Deformații reziduale
1	ușoare	fisuri fine (sub 1mm) exfolieri ușoare locale	nu apar
2	moderate	fisuri medii (1 ... 2mm) exfolieri ușoare, uși și ferestre ușor înțepenite	mici
3	severe	crăpături (peste 2mm) locale uși și ferestre înțepenite, conducte și geamuri sparte	înclinări ale planșeelor sub 1/125
4	foarte severe	crăpături generalizate uși, ferestre și conducte distruse	înclinări ale planșeelor de peste 1/125

Se remarcă din analiza criteriilor utilizate la evaluările prezentate că acestea se concentrează pe degradări specifice unor anumite cauze (evaluările din tabelele VI.9 și VI.10 se referă în special la degradările provocate de tasări ale terenului), dar ele pot fi specifice diferitelor tipuri de structuri. O astfel de evaluare pentru structuri rigide și respectiv elastice este prezentată în tabelele VI.11 și VI.12 [237].

Tabelul VI.11. Degradări la structuri din panouri mari

Starea structurii	Deformații reziduale (mm)		Gradul de degradare	Coeficientul de degradare
	în panouri	în îmbinări		
fisuri	$\leq 0,1$	$\leq 0,3$	1	0 ... 0,4 0,4 ... 0,8
	$\leq 0,5$	$\leq 1,0$	2	
	$\leq 3,0$	$\leq 5,0$	3	
deplasări neadmisibile	≥ 10	≥ 15	4	0,8 ... 1,0

Tabelul VI.12. Degradări la structuri din cadre

Starea structurii	Deformații reziduale		Gradul de degradare	Coeficientul de degradare
	deplasări la primul nivel	deschiderea fisurilor (mm)		
fisuri	1/500	$\leq 0,3$	1	0 ... 0,4
deplasări neadmisibile	1/165	$\leq 1,5$	2	0,4 ... 0,8
pierderea stabilității	1/30	≤ 10	3	0,8 ... 1,0

Extinderea degradărilor la elementele structurale este luată în considerare prin coeficientul de degradare care reprezintă raportul dintr-un număr de elemente cu degradări și numărul total al elementelor structurale.

O modalitate de apreciere a capacității portante a structurilor funcție de calitatea de a prelua încărcările seismice este dată în tabelul VI.13 [91], principalul criteriu luat în considerare fiind alcătuirea constructivă, de ansamblu, a clădirii (tabelul VI.14).

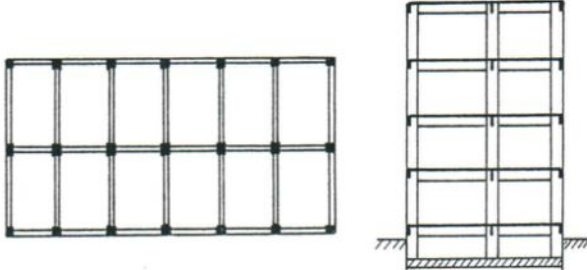
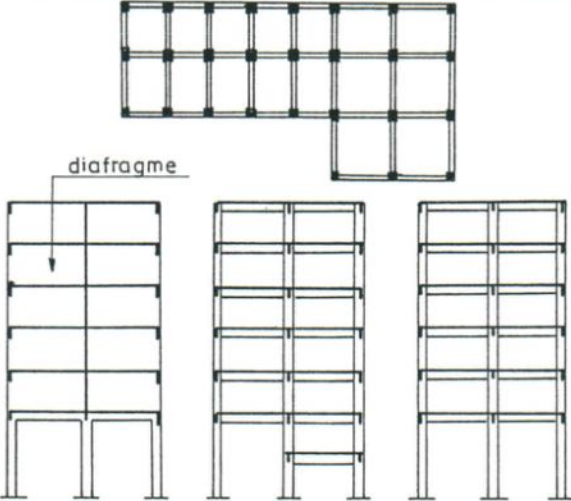
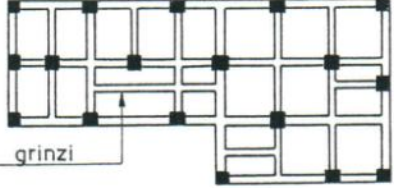
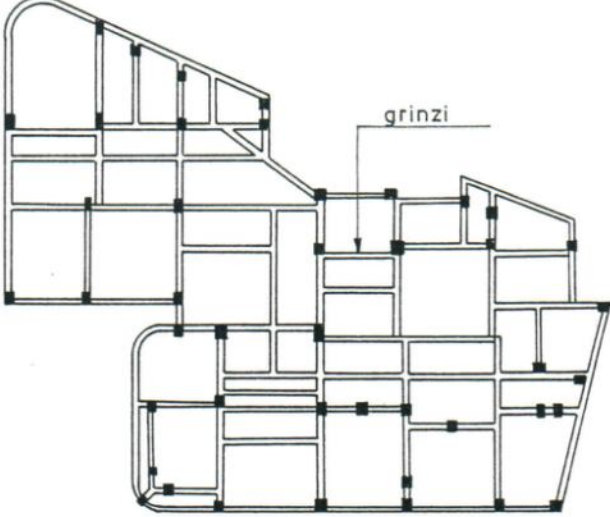
Pentru evaluarea clădirilor din punct de vedere al nivelului de siguranță la acțiuni seismice, s-a încercat cuantificarea criteriilor ce concură la definirea acestuia acordându-se fiecărui criteriu câte o notă, astfel încât, prin însumarea notelor și delimitarea unor intervale pentru acestea, să se decidă dacă structura este adecvată sau nu preluării acțiunilor seismice sau trebuie expertizată [238]. Aplicarea acestei metodologii de apreciere a siguranței unei structuri prin însumarea unui punctaj acordat diferitelor criterii de evaluare este cu atât mai aproximativă cu cât structura este mai complexă, motiv pentru care devine puțin eficientă pentru clădiri. Trebuie menționat faptul că această metodologie a fost dezvoltată și se aplică la poduri de mai mult timp [239].

Tabelul VI.13. Categoria de rezistență a clădirilor degradate

Factorul de rezistență	Calitatea concepției structurii *)		
	Bune	Acceptabile	Neclare
$0,8 \leq R$	A	B	C
$0,5 < R < 0,8$	B	C	D
$R \leq 0,5$	C	D	E

*) conform tabelului VI.14

Tabelul VI.14. Clasificarea structurilor din punct de vedere al calității concepției

Caracterizare	Descriere
<p>1. BUNE</p> <ul style="list-style-type: none"> - schema structurii este calră; - există elemente structurale redundante pe ambele direcții sub formă de cadre sau diafragme; - elementele structurale sunt dispuse la distanțe adecvate pe toată structura, fără diferențe excesive de rigiditate; 	
<p>2. ACCEPTABILE</p> <ul style="list-style-type: none"> - excentricități între centrul masic și centrul de rigiditate; - etajele mai rigide sau mai flexibile în cadrul structurii, elementele rigide la distanțe mari și altele; 	
<p>3. NECLARE</p> <ul style="list-style-type: none"> - elementele nu sunt constituite în cadre sau diafragme regulate, astfel încât deplasarea laterală nu poate fi exact stabilită prin metode analitice uzuale 	
<p>4. NEADECVATE</p> <ul style="list-style-type: none"> - sistemul structural este nesatisfăcător chiar și la încărcări gravitaționale și cu atât mai mult la încărcări orizontale. 	

2.4. Modelarea degradărilor

Modelarea degradărilor, utilizând un aparat matematic și/sau metode numerice reprezintă un domeniu complex și nu poate fi detaliat pe parcursul acestei lucrări.

Primele încercări privind modelarea degradărilor s-au efectuat pentru cazul acțiunii seismice, elaborându-se până în prezent aproape 20 de modele, multe având o bază empirică sau derivând din cele elaborate pentru structuri metalice [240]. Aceste modele țin cont de parametri cuantificabili ai comportării structurilor la acțiuni ciclice (relații efort-deformații sau moment-curbură, energia disipată în ciclurile încărcare-descărcare, etc.) și sunt utilizate mai departe în analiza dinamică neliniară a structurilor.

În ceea ce privește modelarea degradărilor provocate de coroziunea armăturilor în beton, preocupările sunt mai recente și se bazează pe utilizarea tehnicilor de calcul cu element finit [241]. Se determină astfel eforturile în beton, până la fisurare, provocate prin expansiunea ruginii formate pe armături. Rezultatele sunt însă incerte datorită diversității factorilor aleatori ce trebuie luați în considerare (viteza de coroziune, direcția după care se formează o cantitate mai mare de rugină, eforturile inițiale din beton datorate contractției, curgerii lente, temperaturii etc.).

3. Evaluarea elementelor/structurilor

3.1. Criterii de evaluare

3.1.1. Caracteristicile materialelor

Rezistențele caracteristice ale materialelor ce alcătuiesc elementele structurale se determină în situ sau laborator utilizând metodele detaliate în capitolul V. Astfel, pentru beton rezistența caracteristică este cea de compresiune, pe baza căreia se deduc celelalte caracteristici (rezistența la întindere, modulul de elasticitate, etc.) utilizând relațiile cunoscute [174].

Valorile rezistenței la compresiune a betonului determinate in situ sunt cu atât mai apropiate de cele reale cu cât se utilizează mai multe metode pentru determinarea acesteia (de exemplu metoda combinată, cu ultrasunete și prin sclerometrare și încercarea de carote extrase din element) un rezultat se prelucrează statistic utilizând un algoritm adecvat (vezi cap. V, §5.2.).

Valorile rezistențelor astfel determinate se utilizează în două sensuri:

(i) *se compară cu cele proiectate* și se decide calitativ asupra acestora (sunt sau nu corespunzătoare, vezi tabelul V.3) la nivel de element și structură;

(ii) *se introduc în calculele de rezistență și deformabilitate* ale elementelor/structurilor iar valorile eforturilor/deformațiilor astfel obținute, se compară cu cele calculate considerând rezistențele proiectate ale materialelor; se obține astfel o valoare a nivelului de siguranță a elementului/structurii exprimată ca raport între efortul capabil (calculat cu rezistențele reale, *degradata*) și cel inițial (calculat cu rezistențele proiectate).

Dacă caracteristicile proiectate ale materialelor nu corespund cu cele prescrise de legiferările în vigoare la data expertizării, sunt luate în considerare ultimile, rezultând astfel eforturile.

3.1.2. Configurația geometrică

Orice calcul al eforturilor sau deformațiilor într-un element/structură presupune cunoașterea caracteristicilor geometrice ale acestora, care rezultă din:

(i) *proiectul inițial* pe baza căruia, în cadrul expertizării construcțiilor, se calculează eforturile și deformațiile în concordanță cu care au fost dimensionate și alcătuite elementele structurale;

(ii) *releveul geometric*, care se efectuează atunci când: nu există proiectul inițial sau, existând dubii privind respectarea acestuia, caracteristicile geometrice proiectate (trame, secțiuni, etc.) se confruntă cu cele relevate; pe baza releveului se calculează eforturile și deformațiile din structura reală, cu degradări.

Atât pentru evaluarea calitativă a elementelor/structurii (compararea cu proiectul inițial) cât și pentru calculul acestora, releveul geometric trebuie să scoată în evidență abaterile dimensionale ale elementelor față de poziția normală (proiectată) cât și caracteristicile geometrice reale ale secțiunilor, inclusiv a celor degradate. În figura VI.2 este prezentat releveul geometric pentru o estacadă la care stâlpii au abateri dimensionale ale secțiunilor și de la verticalitate (lucrarea 77, anexa A).

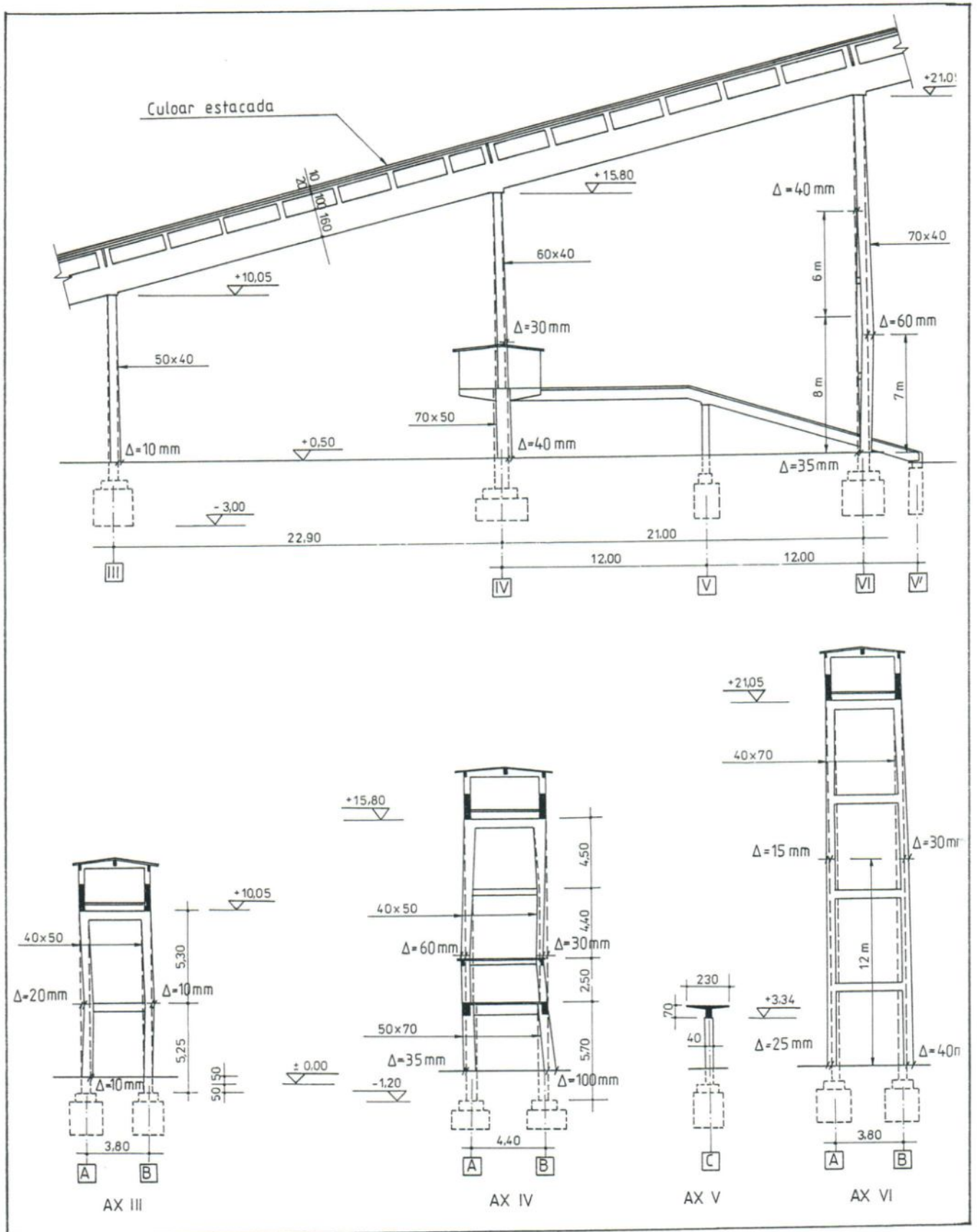


Fig. VI.1. Stâlpi-cadru cu abateri de la verticalitate după ambele direcții

3.1.3. Caracteristicile de alcătuire

Ca și celelalte două criterii, caracteristicile de alcătuire relevate în situ, se utilizează în următoarele moduri:

- (i) se compară cu caracteristicile de alcătuire prevăzute de reglementările în vigoare la momentul expertizării și/sau cu cele proiectate (dacă proiectul este disponibil);
- (ii) se utilizează la calculul eforturilor/deformațiilor în elemente/structură și la verificarea acestora.

Pentru structurile din beton armat, principalele caracteristici de alcătuire, pe lângă cele geometrice sunt:

- armarea, adică tipul armăturii, secțiunea, numărul barelor și dispunerea acestora;
- calitatea betonului;
- îmbinările între elemente.

Astfel, determinarea caracteristicilor geometrice și a tipului de îmbinări permite adoptarea schemei statice adecvate și calculul eforturilor iar cunoașterea modului de armare, împreună cu caracteristicile materialelor permit determinarea capacității portante la diverse solicitări (momente, forță tăietoare și axială, deplasări împiedicate etc.).

În general, caracteristicile de alcătuire se extrag din proiectele de execuție, în situ determinarea acestora fiind mai dificilă, necesitând aparatură specializată (vezi cap. V, metoda cu pahometru §4.1.7, prin radiografiere §4.1.8 sau radar §4.1.9). Din acest motiv, de multe ori se preferă efectuarea unor sondaje direct la armătură (cap.V, §3.1.2.), care permit identificarea tipului de armătură, măsurarea diametrului și determinarea poziției. Deoarece sondajele nu se pot efectua în toate zonele relevante pentru determinarea modului de armare (din cauză ca se reduce capacitatea portantă a elementului sau aceste zone sunt inaccesibile), traiectoriile armăturilor se deduc ținând cont și de regulile cunoscute de armare a diferitelor tipuri de elemente (un exemplu este dat în figura VI.2).

3.1.4. Caracteristicile de încărcare

Caracteristicile de încărcare care intervin în calculul capacității portante a elementelor/structurilor sunt valorile încărcărilor gravitaționale și modul lor de distribuție. În cele mai multe cazuri, încărcările permanente date de greutatea elementelor de construcție se pot calcula relativ exact, ținând cont de geometria acestora și calitățile materialelor (densitatea).

Încărcările cvasipermanente (cum ar fi utilajul de pe planșeul unei clădiri) se deduc prin relevare la fața locului și interogarea utilizatorului (fig. VI.3) și/sau din proiectul inițial. Încărcările variabile se consideră în general în conformitate cu prevederile standardizate la momentul efectuării expertizării.

Valoarea încărcărilor nu se utilizează de obicei direct ca un criteriu în evaluarea capacității portante a elementelor/structurilor dar există situații în care, compararea încărcărilor evaluate la momentul expertizării cu cele luate în considerare la proiectare poate da indicații asupra nivelului de asigurare a unei structuri, ca în cazul metodologiei abordate de normativul P 100-92 [30] (vezi mai departe §3.2.2.c) conform căruia, gradul de asigurare la acțiuni seismice al unei construcții se află ca raport dintre sarcina seismică capabilă (evaluată pentru construcția expertizată) și cea necesară (considerând construcția ca nouă).

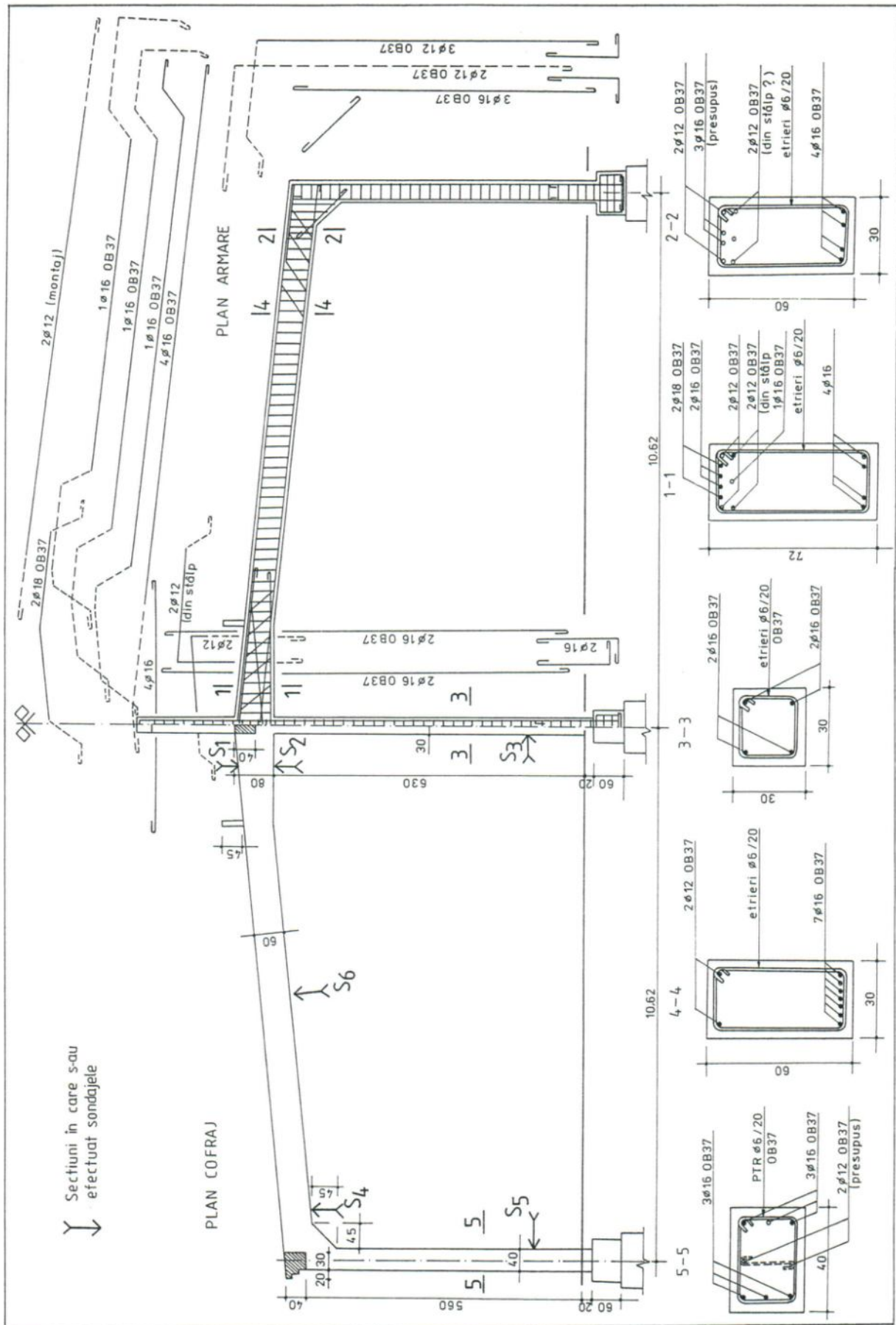


Fig VI 2. Relevul geometric și armarea unui cadru din beton armat determinată prin sondaje

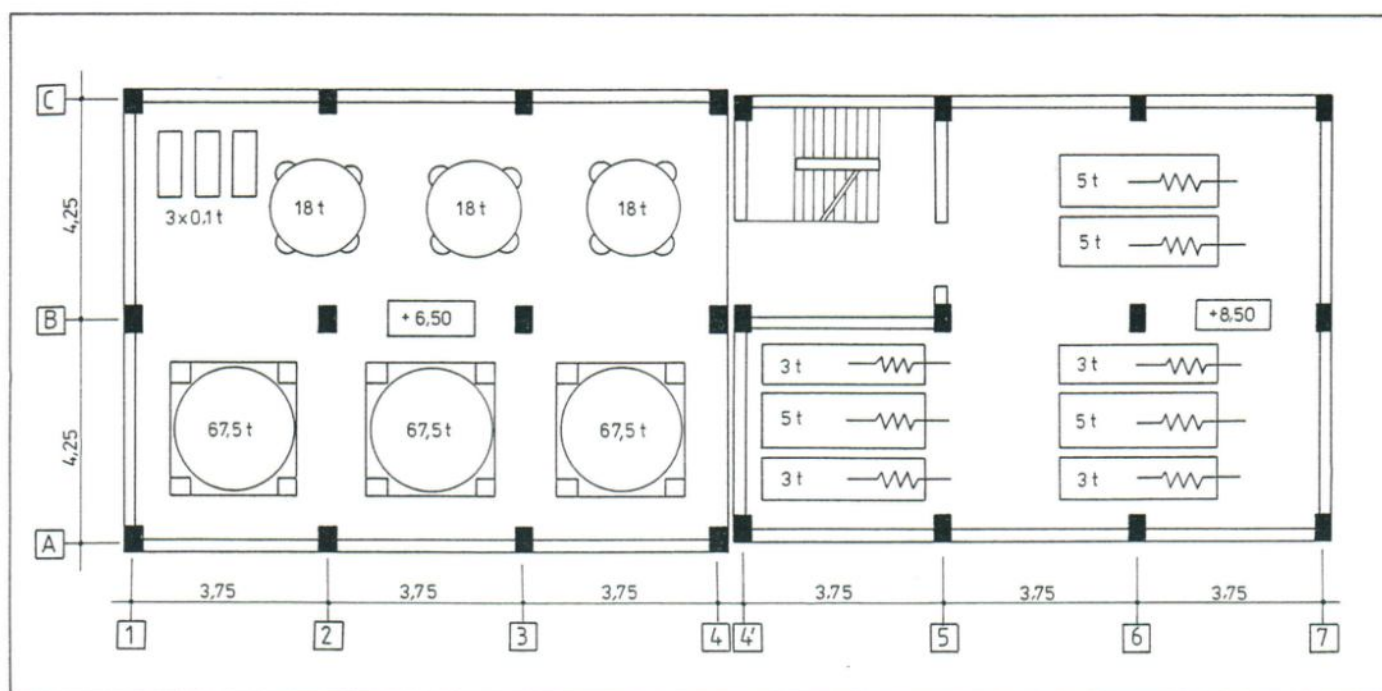


Fig. VI.3. Relevul încărcărilor cvasipermanente la un planșeu.

Valorile evaluate ale încărcărilor sunt însă esențiale în efectuarea unui calcul corect de capacitate portantă pentru elemente/structuri.

La anumite tipuri de structuri pentru evaluarea eforturilor nu trebuie neglijate acțiunile generate de deplasări împiedicate, contracție, curgere lentă, variații de temperatură etc.

3.1.5. Eforturile unitare

Eforturile unitare cu care se compară cele determinate prin calcule sunt eforturile caracteristice date de standardele în vigoare la momentul efectuării expertizării. Dacă caracteristicile respective nu sunt date de standarde, acestea se determină cu relații cunoscute și general acceptate, funcție de caracteristici de bază (cum ar fi rezistența la compresiune, în cazul betonului) sau prin determinări în situ și pe probe extrase din structură (vezi cap. V, §4.1). Pentru aflarea valorilor caracteristice de calcul, valorile astfel determinate se pot afecta cu coeficienți ai condițiilor de lucru.

Mai mult, CEB formulează ideea [3] că valorile rezistenței la compresiune a betonului date de standarde nu se pot utiliza direct pentru comparație, având în vedere incertitudinile ce apar la determinările în situ și modificarea în timp a acesteia (față de cea la 28 de zile, considerată de standarde). Primul aspect poate fi rezolvat prin considerarea fractilului de 5% din rezistența determinată în situ (R_{05}), ceea ce necesită însă un număr suficient de determinări pentru a putea fi prelucrate statistic. Deoarece nu se dispune de date experimentale suficiente pentru rezolvarea celui de al doilea aspect, se consideră că valoarea caracteristică a rezistenței la compresiune se poate calcula prin reducerea celei determinate (R_{05} de exemplu) printr-un coeficient având valorile:

- 1,4 pentru clădiri vechi, construite empiric (neproiectate);
- 1,2 pentru structuri proiectate prin calcul dar la care lipsește documentația;
- 1,1 pentru clădiri proiectate prin calcul, cu documentația disponibilă.

Pentru obținerea unor valori R_{05} mai exacte, atunci când se dispune de rezultatele determinărilor în situ prin mai multe metode (ultrasunete, sclerometrare, carote, de exemplu) ca și de date de proiectare, acestea pot fi considerate ca date apriori într-o analiză statistică bayesiană (vezi cap. V, §5.2.2).

3.1.6. Capacitatea portantă

Noțiunea de capacitate portantă a unui element/structuri se referă la capacitatea acestora de a prelua eforturile (momente încovoietoare și de torsiune, forță tăietoare, forță axială) generate de încărcările la care sunt supuse.

Calculul capacității portante se efectuează funcție de caracteristicile de alcătuire ale elementelor (geometrie, armare și rezistențele caracteristice ale materialelor), proiectate și/sau relevate in situ, ținându-se cont și de degradările acestora.

Capacitatea portantă astfel determinată se compară cu eforturile calculate pe schema statică adoptată în conformitate cu caracteristicile de alcătuire ale elementelor (geometrice, îmbinări, caracteristici ale materialelor) proiectate și/sau relevate și încărcările evaluate în conformitate cu reglementările în vigoare.

Raportul dintre capacitatea portantă reală a elementelor (efortul capabil) și eforturile exterioare (necesare a fi preluate) reprezintă un indicator relevant al nivelului de siguranță pentru secțiunile în care se efectuează comparația. Valorile acestui raport, mai mari ca unitatea, indică satisfacerea integrală a criteriului de siguranță în exploatare. În cazul în care valorile rezultă subunitare, se definesc intervalele în conformitate cu care se aplică decizia de intervenție adecvată (vezi §7).

Evaluarea nivelului de siguranță pentru elemente rezultă din analiza capacității portante a secțiunilor în care se efectuează calculul.

Pentru structuri, analiza capacității portante pe baza determinării acesteia în secțiunile caracteristice, reprezintă un proces mai complicat care trebuie să țină seama de:

- *ierarhizarea elementelor* după importanța acestora în preluarea și transmiterea eforturilor (plăci, nervuri, grinzi, stâlpi, fundații);
- *poziția secțiunilor pe structură* (la baza structurii, la capetele stâlpilor etc.).

Pentru astfel de analize este dificil să se elaboreze metodologii din care să rezulte un indicator numeric la fel de precis ca cel dedus pentru capacitatea portantă a secțiunilor. Din acest motiv, pentru structuri, evaluarea capacității portante rezultă din:

- *prelucrarea statistică și probabilistică* a rezultatelor obținute pentru secțiuni eventual, ținând cont și de cele două aspecte relevate mai înainte;
- *determinarea unei capacități portante caracteristice* pentru structură, cum ar fi forța tăietoare de nivel, pentru încărcări seismice, caz în care nu se ține cont de influența altor acțiuni și eforturi;
- *încadrarea construcției pe o scară de valori pentru capacitatea portantă*, efectuată de către expert, pe baza investigațiilor privind degradările și adecvanța construcției de a prelua anumite tipuri de eforturi (vezi §2).

Degradarea unui element poate fi caracterizată și prin diagrama efort - curbură după cum rezultă din figura VI.4 [242] (vezi și diagramele efort - deformații obținute de autor la încercarea elementelor cu degradări, §5.2).

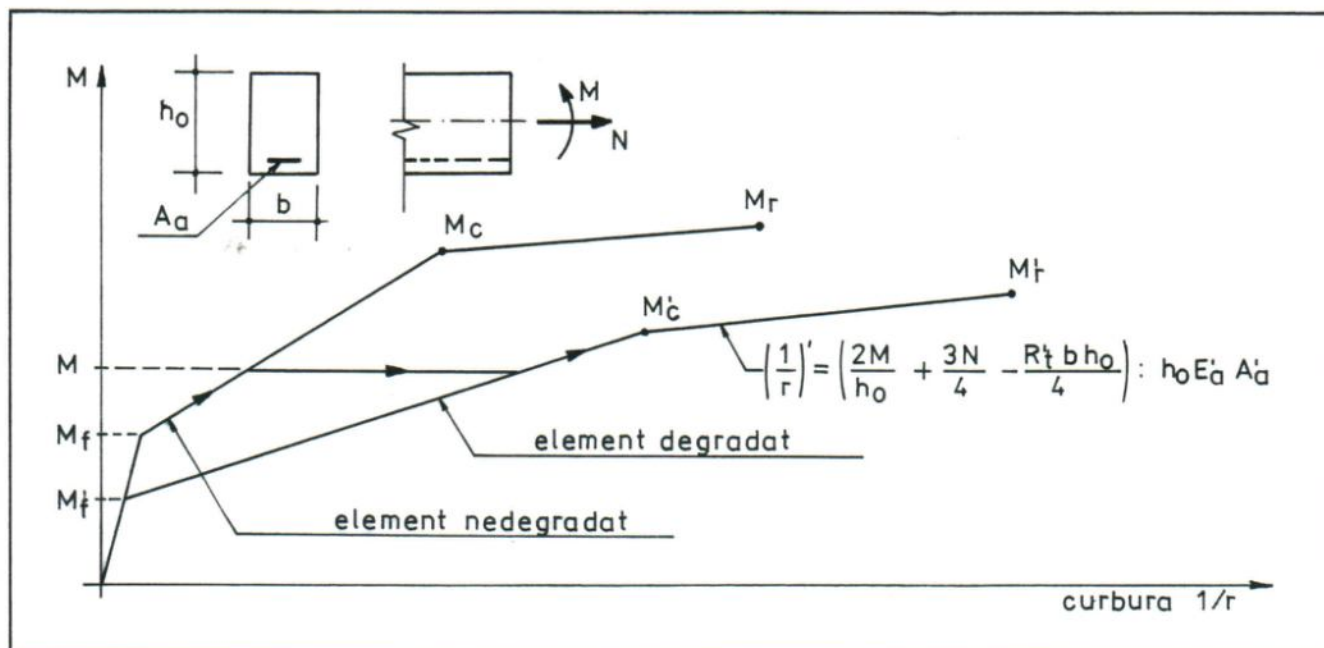


Fig. VI.4. Modelul simplificat de modificare a diagramei moment - curbura sub efectul coroziunii

3.1.7. Deformațiile și deplasările

Deformațiile și deplasările elementelor și ale structurilor se calculează pe baza caracteristicilor de alcătuire ale acestora (geometrie, armare, caracteristicile materialelor) și/sau se măsoară în situ și se compară cu limitările acestora date de standarda și rezultate din condiții de rezistență sau funcționalitate.

Deformațiile și deplasările se analizează de obicei pe scări de valori bipolare, de tip *acceptabil ... inacceptabil*, acestea fiind rezultatul atingerii unor anumite limite ale eforturilor, evaluările efectuându-se funcție de valorile acestora.

Trebuie însă observat faptul că deformațiile și deplasările, atât la elemente cât mai ales la structuri, pot fi efectul mai multor cauze (criterii) a căror evaluare separată să nu conducă la rezultate concludente privind nivelul de asigurare a elementelor/structurilor (iar metodologiile de corelare a lor să fie nerelevante). Din acest motiv deformațiile și deplasările constituie un criteriu global, relevant în special pentru structura în ansamblu, incluzând cel puțin o parte din criteriile de analiză pentru secțiuni/elemente care altfel nu pot fi luate, corelat, în considerare.

Deformațiile și deplasările reprezintă de asemenea criteriul de bază pentru evaluarea elementelor/structurilor prin încercări în situ (vezi §4).

3.1.8. Ductilitatea

Ductilitatea se definește [243] ca aptitudine a unei secțiuni/element/structura, de a dezvolta deformații postelastice înainte de rupere și reprezintă un criteriu fundamental în evaluarea capacității construcțiilor de a prelua acțiunile seismice.

Ductibilitatea poate fi cuantificată prin:

- factorul de ductilitate, definit ca raportul dintre curbura, rotirea sau săgeata la rupere și respectiv la curgerea armăturii;

- valoarea absolută a deformației plastice (diferența dintre valorile la rupere și la curgere ale deformației);

- absorbția și disiparea de energie, reprezentând aria buclelor histeretice forță-deformație la cicluri de încărcări alternante.

Factorul de ductilitate definit ca raport al curburilor se utilizează pentru evaluarea capacității de deformare postelastice a secțiunilor și în unele cazuri a elementelor, iar cel definit ca raport al deplasărilor, pentru analiza comportării de ansamblu a structurii.

În cazul structurilor cu mai multe grade de libertate, relațiile dintre ductilitățile de curbură ale elementelor și ductilitatea de ansamblu sunt mai complexe datorită apariției succesive a articulațiilor plastice în elementele structurii și datorită dependenței distribuției eforturilor de natura excitației seismice și se obțin dintr-o analiză dinamică neliniară a structurii.

Elementele și structurile din beton armat trebuie să aibă o ductilitate capabilă cel puțin egală cu cea necesară, care, pentru structuri obișnuite are valorile $\Delta f = 4 \dots 6$ [244]. Un criteriu mai cuprinzător de apreciere a ductilității necesare este acela ca structura să-și conserve cel puțin 80% din capacitatea portantă inițială după ce a suferit, în fiecare sens, patru cicluri de încărcare cu $\Delta f \geq 4$.

Având în vedere cele expuse anterior, rezultă că ductilitatea reprezintă un criteriu de siguranță relevant, global pentru structurile cu degradări. Cu toate acestea se pare că utilizarea acestui criteriu, în sensul definirii unor intervale numerice mai precise pentru nivelul de asigurare, este încă dificilă, motiv pentru care nici reglementările românești în vigoare (P 100-92 [30]) nu definesc explicit gradul de ductilitate, ci indică reguli de alcătuire a structurilor care, dacă sunt respectate, conferă acestora ductilitatea necesară. Verificarea respectării acestor reguli în cazul construcțiilor expertizate reprezintă un criteriu calitativ de evaluare a acestora. Considerarea factorului ψ în evaluarea sarcinilor seismice necesare și capabile prin a căror raport se definește în P 100-92 gradul de asigurare, reprezintă o simplificare și o aproximare totodată deoarece valoarea acestuia pentru construcțiile cu degradări se apreciază de către expert (fără a i se oferi însă niște criterii cuantificate și explicite).

3.2. Metode de calcul pentru evaluarea capacității portante a elementelor structurilor

3.2.1. Cuantificarea degradărilor

În calculele de evaluare a capacității portante, degradările trebuie cuantificate și modelate astfel încât rezultatele să reflecte cât mai fidel comportarea reală a secțiunilor/elementelor/structurilor.

Deoarece metodele de calcul nu pot ține cont decât de caracteristicile de alcătuire (geometrice, constructive) ale secțiunilor/elementelor/structurilor, și de caracteristicile materialelor (rezistențe, modul de elasticitate), natura și amploarea degradărilor trebuie astfel cuantificate și exprimate încât să se reflecte în modificările acestor caracteristici.

3.2.1.1. Caracteristicile geometrice

Pentru calculul pe secțiune a elementelor sunt relevante dimensiunile secțiunilor de beton și armătură și rezultă prin măsurarea directă. La elementele corodate, de exemplu, se

iau în considerare numai dimensiunile secțiunilor ce contribuie la preluarea eforturilor eliminându-se grosimea stratului de material degradat.

Ținând cont de dimensiunile reale ale secțiunilor se obțin caracteristicile geometrice reale ale elementelor și structurii, caracteristici pe baza cărora se efectuează calculul.

3.2.1.2. *Caracteristicile constructive*

Disponerea armăturii pe secțiune și pe element se relevă în situ, astfel încât, să existe posibilitatea considerării corecte în calcul a poziției acesteia. De asemenea, ieșirea din lucru a unor armături prin coroziune și/sau distrugerea aderenței poate fi luată în considerare prin modificarea ariei și a centrului de greutate.

Caracteristicile constructive sunt necesare în primul rând pentru calcul eforturilor capabile.

3.2.1.3. *Caracteristicile materialelor*

a. Pentru beton, rezistența de caracteristică este cea de compresiune, a cărei valoare se determină prin încercări în situ. Valoarea ce se consideră în calcul este cea rezultată în urma prelucrării statistice a rezultatelor pe element și pe structură și eventual afectarea valorilor obținute cu coeficienți subunitari. Cunoscând valoarea rezistenței la compresiune, în conformitate cu standardele în vigoare, se deduc și celelalte caracteristici de rezistență necesare calculului: rezistența la întindere, la strivire, eforturile unitare limită, modulii de elasticitate longitudinal, transversal etc.

Pentru elemente afectate de coroziune trebuie avut în vedere că rezultatele determinărilor în situ pot fi alterate de natura coroziunii, rezultate concludente obținându-se de fapt pe zonele nedegradate ale elementelor.

Rezistențele betonului se utilizează în calculul eforturilor capabile pe secțiune, iar modulii de elasticitate intră în calculul deformațiilor împreună cu caracteristicile geometrice, caracterizând elementele/structura din punct de vedere al rigidității.

În afară de rezistența la compresiune a betonului se pot determina în situ, direct, și rezistența la întindere (vezi cap. V, §4.1.3.3.2) sau rezistența la întindere prin încovoiere (vezi cap.V, §4.1.3.3.3) iar pe probe extrase din elemente se pot determina de exemplu modulul de elasticitate, rezistența la întindere prin despicare (pe carote) sau modulul de elasticitate dinamic (pe prisme) aplicându-se în laborator metode standardizate.

Valoarea modulului de elasticitate, rezultat pe baza determinărilor în situ a rezistenței la compresiune și chiar direct prin încercarea carotelor nu reprezintă întodeauna situația elementului degradat (deși este corelat cu rezistența degradată a materialului) având în vedere că, odată cu deformarea plastică și deci fisurarea elementelor/structurii valoarea modulului se modifică. Această valoare nu poate fi însă determinată direct ci se poate doar aprecia pe baza unor relații standardizate (ca cele din STAS 10107-90 [245], de exemplu) dar care nu surprind însă toate situațiile posibile.

Mai trebuie menționat faptul că, în metodele curente de calcul a eforturilor la structuri, modelarea degradării acestora prin modificarea modulului de elasticitate este relevantă pentru calculul deformațiilor și în măsură nesemnificativă pentru calculul eforturilor.

b. Pentru armături, rezistența la întindere și modulul de elasticitate utilizate în calcule sunt cele indicate în standarde, corespunzător tipului de armătură identificat în situ

b. Poziția degradărilor reprezintă un parametru foarte important în evaluarea capacității portante a elementelor și a structurilor. Pentru elemente, poziționarea degradărilor și efectuarea astfel a calculului, în secțiunile degradate, cu caracteristicile reale de alcătuire, nu prezintă dificultăți, nivelul de asigurare al acestora rezultând în urma analizei concluziilor acestui calcul.

Pentru structuri, poziția degradărilor pe elemente și a elementelor degradate în structură este esențială în evaluarea nivelului de siguranță. De exemplu o articulație plastică apărută în câmpul unei grinzi secundare afectează în mult mai mică măsură siguranța unei structuri decât o articulație plastică apărută la baza unui stâlp de colț de la parter pentru o structură din cadre (ca cea din foto II.18).

Poziția zonelor degradate rezultă din releveele efectuate in situ, în calculul eforturilor considerându-se caracteristicile de alcătuire relevante.

c. Amploarea degradărilor trebuie analizată de asemenea la nivel de element și de structură. Dacă degradările prin coroziune a armăturilor au avut loc în zone reduse comparativ cu lungimea elementului iar conlucrarea dintre beton și armături nu este distrusă sau armăturile au o lungime de ancorare care face posibilă această conlucrare (chiar dacă aderența este distrusă), calculul pe secțiune se efectuează considerând caracteristicile de alcătuire reale, rezultate în urma degradării.

Dacă însă armăturile sunt corodate pe lungimi mari, nemaexistând legături între zona comprimată de beton și armăturile întinse datorită distrugerii aderenței, se consideră că acele armături nu mai sunt în lucru și nu mai participă la preluarea eforturilor.

Degradările de tip fisuri localizate pe elemente se iau în considerare, la structurile din cadre, ca articulații plastice. Dacă prin fisurarea elementului părțile nu mai conlucrează, calculul acestora se efectuează separat (ca în cazul spaleților de zidărie delimitați prin crăpături). Fisurile generalizate la elemente (diafragme din beton armat de exemplu) la care conlucrarea este asigurată prin alte mijloace (cum ar fi armaturile), se pot lua în considerare prin modificarea modulului de elasticitate sau prin legăturile ce mai există între părțile elementului degradat.

3.2.2. Metode aproximative pentru evaluarea elementelor/structurilor.

a. Prima metodă [91] are la bază ca și criteriu de evaluare a capacității portante, efortul unitar de compresiune, dat de forțele axiale, în stâlpi:

$$n = \frac{\sigma}{R_c} = \frac{N}{bh \cdot R_c}, \quad \text{unde :}$$

N - este efortul axial din stâlpi

b, h - laturile secțiunii stâlpului

R_c - rezistența betonului

Sarcina seismică ce acționează asupra stâlpului este :

$$S = c \cdot N, \quad \text{unde :}$$

c - este coeficientul seismic global.

Utilizând relațiile explicitate în figura VI.5, rezultă pentru momentul maxim la capătul stâlpului:

$$M_{\max} = S \cdot \alpha \cdot H = c \cdot N \cdot \alpha \cdot H$$

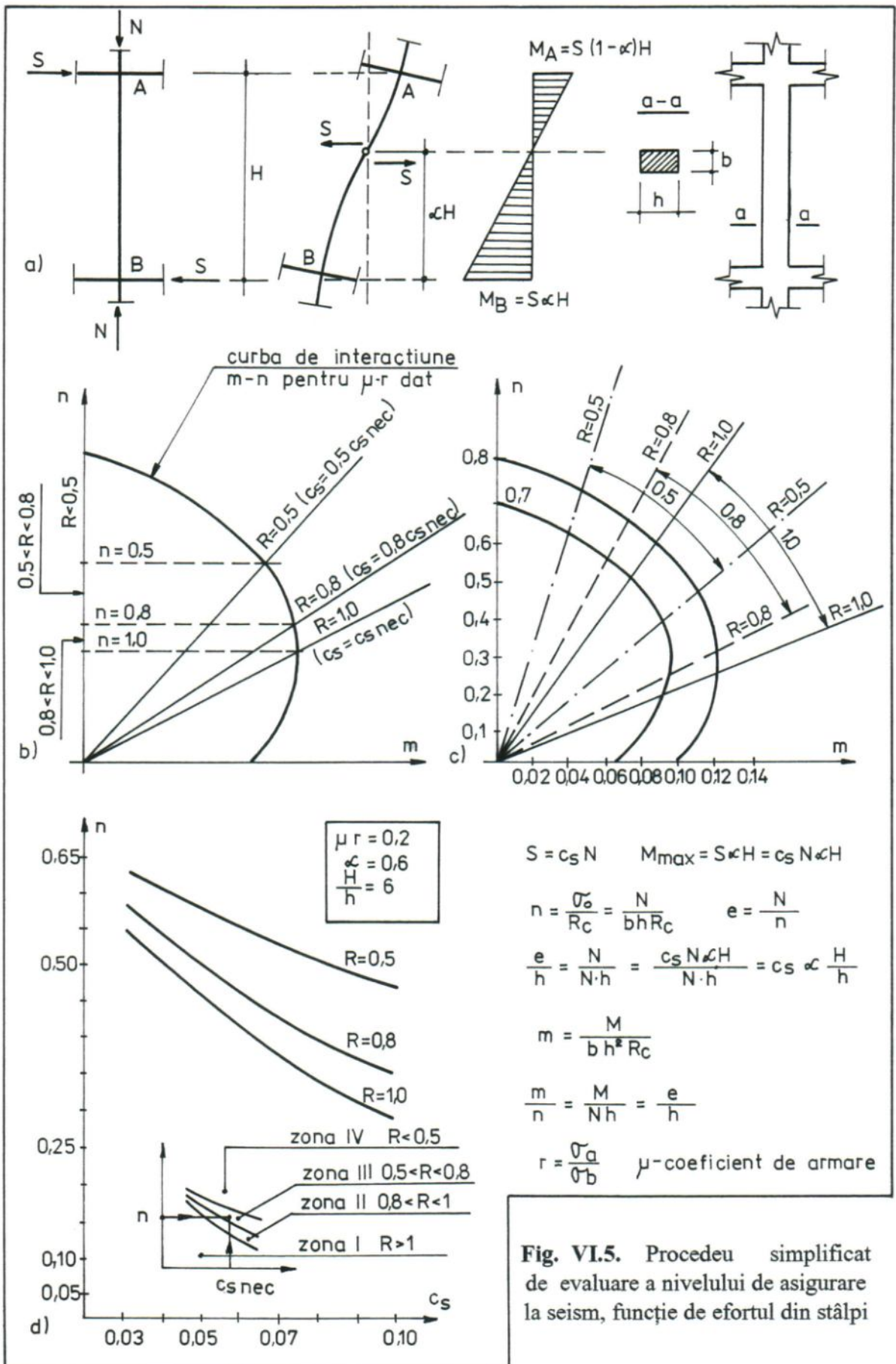


Fig. VI.5. Procedeu simplificat de evaluare a nivelului de asigurare la seism, funcție de efortul din stâlpi

Ținând cont că excentricitatea forței axiale este : $e = \frac{M}{N}$, rezultă:

$$\frac{e}{h} = \frac{M}{N \cdot h} = \frac{c \cdot N \alpha H}{N \cdot h} = \alpha \frac{H}{h}$$

Ținând cont că $n = \frac{N}{bhR_c}$ și $m = \frac{M}{bh^2 R_c}$, rezultă :

$$\frac{M}{N \cdot h} = \frac{m}{n} = \frac{e}{h} = c\alpha \frac{H}{h}$$

Dacă se notează cu R nivelul de asigurare al elementului determinat de raportul dintre sarcina seismică capabilă S_{cap} și sarcina seismică ce trebuie preluată de acesta S_{nec} , rezultă:

$$R = \frac{S_{cap}}{S_{nec}} = \frac{c_{cap}}{c_{nec}} \quad \text{sau} \quad c_{cap} = R \cdot c_{nec}$$

Introducând în relația anterioară rezultă:

$$\frac{m}{n} = \frac{e}{h} = c\alpha \frac{H}{h}$$

Valoarea coeficientului seismic global c_{nec} fiind determinată în conformitate cu prescripțiile în vigoare (P 100-92 de exemplu) pentru tipul de structură analizat, rezultă că gradul de asigurare R se poate evalua funcție de valorile efortului n (în fig VI.5.b, pentru $R = 0,5$, n corespunzător este notat cu $n_{0,5}$, la fel și $n_{0,8}$ și n_{10}). Valoarea efortului n depinde de alura diagramelor de interacțiune $m - n$ care, la rândul lor, depind de coeficientul de armare μ și raportul $r = \sigma_a / \sigma_b$ dintre efortul unitar din armături și cel din beton.

Dacă se ține cont că în mod obișnuit $\mu = 0,01 \dots 0,02$ și $r = 20$, rezultă că produsul $\mu \cdot r$ se afla între limitele 0,2 și 0,4. În același timp, c_{nec} variază între valorile 0,05 și 0,1, $\alpha = 0,5 \dots 0,7$ și $H/h = 6 \dots 10$.

Ținând cont de valorile determinate mai sus, rezultă (fig. VI.5.c) pentru:

$$R = 1 \quad \frac{e}{h} = \frac{m}{n} = 0,150 \dots 0,70$$

$$R = 0,8 \quad \frac{e}{h} = \frac{m}{n} = 0,120 \dots 0,560$$

$$R = 0,5 \quad \frac{e}{h} = \frac{m}{n} = 0,075 \dots 0,350$$

Analizând acum nivelul de asigurare funcție de valorile efortului n determinat, rezultă:

- dacă $n > 0,6$ structura nu poate atinge un grad de asigurare $R > 0,5$ și deci trebuie consolidată;

- dacă $n < 0,2$ atunci $R > 0,8$ și nu sunt necesare intervenții;

- dacă $0,2 < n < 0,8$, pentru R rezultă valori între 0,5 și 0,8 , funcție de c_{nec} și raportul H/h , influența produsului $\mu \cdot r$ fiind mai puțin semnificativă.

În acest caz, pentru diferite valori calculate ale parametrilor $\mu \cdot r$, α și H/h se pot trasa diagrame din care să rezulte valoarea nivelului de asigurare R funcție de n și c_{nec} (fig. VI.5.d).

O altă metodă simplificată se bazează pe determinarea efortului mediu de compresiune în elementele structurale verticale de la nivelul parterului, care se compară cu valori de control (fracțiuni din valoarea rezistenței la compresiune a betonului) și pe determinarea efortului capabil de forfecare funcție de aria secțiunilor transversale a acestor elemente, pe ambele direcții [247].

b. Metode mai elaborate, iau în considerare mai mulți parametri ce caracterizează atât structura cât și mișcarea seismică. Una din aceste metode [248] definește un indice al rezistenței antiseismice $I = R \cdot T \cdot P \cdot D$ funcție de capacitatea de rezistență a structurii la solicitări laterale (indicele R), condițiile de teren (indicele T), conformarea seismică a structurii (indicele P) și degradările în timp suferite de elementele componente (indicele D).

La rândul său, mărimea $R = R(\beta, c, d)$ se determina funcție de indicele de nivel (β), coeficientul rezistenței elementelor verticale la nivelul considerat (c) și coeficientul de ductilitate (d). Pentru calculul fiecăruia din acești coeficienți se utilizează relații empirice care țin cont de tipul structurii (cadre, diafragme, zidărie), mărimea forței tăietoare capabile, alcătuirea secțiunilor de beton armat.

De exemplu, pentru structuri cu comportare ductilă (cadre):

$$K = \beta \sqrt{(c_1 d_1)^2 + (c_2 d_2)^2 + (c_3 d_3)^2}, \text{ unde :}$$

$$\beta = \frac{1+n}{i+n}$$

n - numărul de nivele

i - nivelul la care se face evaluarea

$$c_j = \frac{T_j}{\sum_{k=i}^n G_k}$$

T_j - forța tăietoare a grupului j de elemente la nivelul i ($j = 1, 2, 3$)

$\sum_{k=i}^n G_k$ - rezultanta încărcărilor gravitaționale la nivelul

$$d = \frac{4}{3} \frac{\sqrt{2\mu_0 - 1}}{(1 + 0,05\mu_0)}$$

μ_0 - factorul de ductilitate a elementului considerat, calculat pe baza unor relații empirice, astfel:

$$1 \leq \mu_0 = \mu_1 - \mu_2 - \mu_3 \leq 5$$

$$\mu_1 = 10(\xi - 1)$$

$$\xi = \frac{T_u}{T_u^M} \quad T_u^M = \frac{M_u^{\text{sup}} - M_u^{\text{inf}}}{H_u}$$

T_u - forța tăietoare capabilă a stâlpului în stadiul ultim

M_u^{sup} - momentul capabil la capătul superior al stâlpului

M_u^{inf} - momentul capabil la capătul inferior al stâlpului

$H_u = \gamma H_3$ este înălțimea redusă a stâlpului

$$\mu_2 = \begin{cases} 0 & \text{pentru } a_c \leq 8d' \\ 1 & \text{pentru } d' \leq a_c \leq 12d' \\ 2 & \text{pentru } a_c \geq 12d' \end{cases} \quad \mu_3 = \frac{40T_u^M}{b \cdot h \cdot R_b}$$

d' - diametrul armăturilor longitudinale (în cm)

a_c - distanța dintre etrieri (în cm)

b - lățimea secțiunii stâlpului

h - înălțimea secțiunii stâlpului

R_b - marca betonului

Pentru structuri mai puțin ductile (diafragme din beton armat sau structuri de zidărie) se utilizează relații corespunzătoare.

Coefficientul T a fost introdus în calculul indicelui rezistenței antiseismice (I) pentru a ține cont de condițiile locale de fundare care pot atenua sau amplifica răspunsul clădirii la o excitație seismică dată.

Cu ajutorul coeficientului P se iau în considerare influența unor discontinuități în ceea ce privește distribuția rigidităților în plan și pe înălțimea construcției, anumite discontinuități privind alcătuirea structurii, raportul între dimensiunile în plan ale clădirii, mărimea rosturilor antiseismice, prezența subsolurilor, variația înălțimii etajelor, iar în cazul unor evaluări mai exacte, excentricitatea dintre centrul de greutate și rigiditate sau raportul dintre greutatea și rigiditatea etajului considerat față de cel corespunzător etajului de deasupra.

Coefficientul degradărilor (D) ține seama de diminuarea caracteristicilor inițiale ale elementelor structurale pe parcursul exploatării luându-se în considerare fisurile, deformațiile, deteriorarea calității materialelor, acțiunile unor cutremure anterioare sau a agenților chimici și determinându-se astfel un grad de avariere între 0 și 1 și adoptându-se, corespunzător acestui interval, valori între 0,5 și 1 pentru coeficientul D.

c. *O a treia metodă* aproximativă de determinare a gradului de asigurare la seism a construcțiilor cu degradări este cea indicată în normativul românesc P 100-92 [30] privind proiectarea antiseismică a construcțiilor, în care:

$$R = S_{\text{cap}}/S_{\text{nec}}, \text{ unde :}$$

S_{cap} - este încărcarea seismică convențională capabilă determinată pentru construcția cu degradări iar

S_{nec} - este încărcarea seismică convențională determinată pentru construcția considerată ca nouă.

Metoda, enunțată sub această formă, este considerată ca aproximativă deoarece evaluarea forței seismice capabile a structurii cu degradării depinde esențial de evaluarea corectă a coeficientului ψ .

Dacă pentru construcțiile noi, sunt date valori ale acestui coeficient funcție de tipul și alcătuirea structurii, pentru construcțiile cu degradări normativul nu face precizări privind evaluarea acestuia. Astfel, degradările pot fi luate în calcul doar prin rezistențele *degradatale* ale materialelor determinate în situ, situație care de cele mai multe ori nu este relevantă pentru calculul valorii S_{nec} .

În aceste condiții, evaluarea coeficientului ψ care reduce încărcarea seismică ținând seama de ductilitatea structurii, capacitatea de redistribuire a eforturilor și rezervele de rezistență neconsiderate în calcul nu se poate efectua decât de expertul cu experiență de proiectare și observații sistematice privind comportarea la seism a construcțiilor.

Trebuie menționat însă faptul că, în situația în care gradul de asigurare se interpretează în sensul unui raport dintre eforturi capabile și eforturi necesare, în secțiuni degradate ale elementelor (vezi mai departe §3.2.3 și §3.2.4), metoda poate fi considerată ca fiind exactă.

3.2.3. Metode simplificade de evaluare a elementelor/structurilor cu degradări. Exemplificări din studii de caz ale autorului

Pentru calculul gradului de asigurare interpretat ca raport între efortul capabil al secțiunii unui element de construcție și efortul necesar a fi preluat, se pot utiliza metode

uzuale de calcul aplicate funcție de tipul structurii (din cadre, diafragme, zidărie, plăci curbe subțiri etc.) și alcătuirea și modul de solicitare al elementelor.

În sensul normativului P 100-92, metodele de calcul pentru eforturile necesare sunt denumite simplificate în cazul în care încărcările se consideră în calcul ca acționând static pe structura (inclusiv cele seismice) care lucrează în stadiu elastic. Evident, că utilizarea eficientă a acestor metode implică programe de calcul automat, cum ar fi cel de calcul al cadrelor plane (sau a unor structuri ce pot fi echivalate cu acestea) sau a instrucțiunilor în vigoare, cum sunt cele pentru calculul structurilor din zidărie [249].

Eforturile necesare se calculează ca pentru o structură nouă, fără degradări, ținând cont de prevederile normative în vigoare la data expertizării, chiar dacă construcția a fost executată în conformitate cu prevederi anterioare. Caracteristicile de alcătuire considerate în calcul sunt cele din proiectul inițial sau, dacă nu este disponibil, acestea se relevă în situ.

Eforturile capabile se calculează funcție de modul de alcătuire a secțiunilor ce se verifică, care rezultă din proiect sau din releveele și investigațiile efectuate în situ. Capacitatea portantă în domeniul plastic poate fi luată în considerare prin adoptarea eforturilor unitare corespunzătoare acestui stadiu pentru materiale (respectiv armături și beton pentru secțiunile din beton armat). Rezultă astfel nivelul de asigurare în secțiunile (zonele) cele mai periculoase ale elementelor (acestea fiind, în general, secțiunile cele mai solicitate).

Nivelul de asigurare pentru întreaga structură se poate considera, simplificat, ca fiind nivelul minim de asigurare a elementelor principale (stilpii, la structurile din cadre, de exemplu). O concluzie care să țină cont de gradul de asigurare a tuturor secțiunilor este dificil de formulat în mod direct dar rezultatele pot fi utilizate pentru determinarea unei valori globale a gradului de asigurare prin prelucrări statistice și probabilistice (vezi §3.2.5) sau pentru un calcul biografic.

Calculul biografic, având la bază evaluările nivelului de asigurare determinat în secțiunile de efort maxim, constă în reevaluarea eforturilor funcție de modificarea schemei statice prin considerarea de articulații plastice în secțiunile cu gradul de asigurare sub limite acceptabile (de exemplu, ca cele date de normativul P 100-92). Reluând calculul în etape succesive prin considerarea de articulații plastice în următoarele secțiuni în care gradul de asigurare rezultă sub limite ca urmare a redistribuirii efortului în element se ajunge în final la determinarea mecanismului de cedare al structurii.

Gradul de asigurare poate fi exprimat și în termenii comparării deformațiilor efective ale elementelor/structurii cu degradări cu cele date de reglementările în vigoare pentru construcții noi, fără a utiliza scări mai detaliate de evaluare.

3.2.3.1. Evaluarea structurilor din cadre de beton armat

Evaluarea capacității portante la structuri din cadre din beton armat, sub forma raportului dintre eforturile capabile și cele necesare în secțiunile cele mai solicitate se efectuează după următoarea metodologie:

- se calculează eforturile în structură având caracteristicile de alcătuire inițiale proiectate și/sau relevate, rezultând astfel eforturile necesare;
- se calculează eforturile capabile (moment, forță tăietoare, forță axială) în secțiunile cele mai periculoase (capetele stâlpilor, zona centrală și capetele grinzilor) pentru caracteristicile inițiale de alcătuire și a materialelor, și pentru caracteristicile degradate, utilizând valorile în stadiu elastic și plastic ale rezistențelor materialelor (beton și armături);

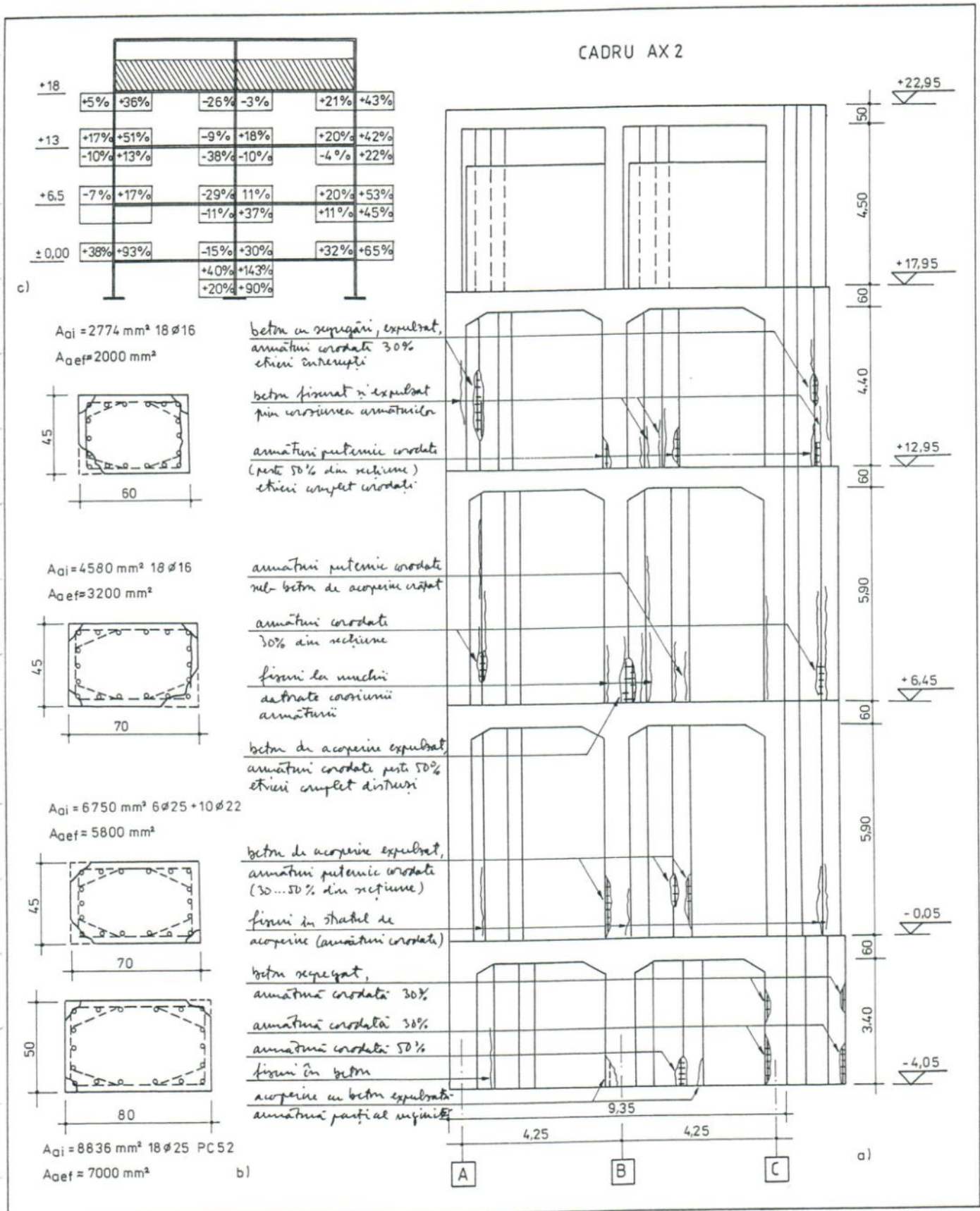


Fig.VI.6.Relevul degradărilor la un cadru din beton armat (elevație și secțiuni la stâlpi centrali) și diferența față de capacitatea portantă necesară în stadiu elastic și în stadiu plastic

- se calculează gradul de asigurare, pentru fiecare secțiune, în starea inițială a structurii și în starea degradată, în stadiu elastic și în stadiul plastic (se evidențiază astfel rezervele de capacitate portantă ale secțiunilor ca urmare a comportării în stadiul plastic).

Un exemplu în acest sens este prezentat în fig. VI.6 (lucrarea 73, anexa A). Structura, cu 2 deschideri de 4,25 m și 3 travei de 3,75 m, cu un regim de înălțime S+P+3E, ultimul etaj fiind amenajat ca rezervor de apă, a suferit degradări de tip coroziuni ale armăturilor și expulzări ale stratului de acoperire cu beton (fig. VI.6.a) datorită acțiunii apei dedurizate și ionilor de clor, unele armături fiind deja flambate (vezi și foto II.35.).

Calculul eforturilor necesare s-a efectuat pentru toate cadrele, pe direcție transversală (cadrele principale) și longitudinală (cadrele secundare) utilizând un program automat de calcul, în care s-au introdus datele inițiale de alcătuire verificate și pe teren.

Eforturile au fost calculate pentru secțiunile inițiale și cele degradate (fig.VI.6.b) luând în considerare secțiunile de beton micșorate prin expulzarea stratului de acoperire și secțiunile de armătură micșorate prin corodare totală (sau distrugerea aderenței) sau parțială.

Au rezultat grade de asigurare subunitare chiar pentru structura inițială în special pe direcția longitudinală (secundară). Pentru secțiunile cu degradări au rezultat grade de asigurare diminuate față de cele inițiale (uneori chiar în cazul în care acestea au fost supraunitare), evidențiindu-se totuși rezervele de capacitate portantă din stadiul plastic (fig. VI.6.c).

Metodologia a fost aplicată de autor la lucrările 61, 67, 70, 72, 73, 74, 76 și 77 menționate în anexa A.

3.2.3.2. Evaluarea structurilor din diafragme

Pentru structuri din diafragme din beton armat, metodologia de calcul a nivelului de siguranță urmează aceleași etape ca și pentru structurile din cadre dar exprimarea gradului de asigurare se efectuează funcție de eforturile și verificările caracteristice acestor structuri. Astfel, pentru structurile din diafragme prefabricate, ținând cont de prevederile instrucțiunilor P 85-82 [250] și P 101-78 [251] gradul de asigurare trebuie exprimat în termenii capacităților portante (necesară și capabilă) la:

- (a) compresiune cu flambaj a panourilor de pereți,
- (b) forță tăietoare,
- (c) lunecare în îmbinările verticale,
- (d) lunecare și compresiune în îmbinările orizontale și
- (e) întindere a armăturilor.

Pentru un tronson de clădire cu S+P+4E din panouri mari de tip fagure, având 3 deschideri (4,8x1,8x4,8 m) și 8 travei (8x3,6 m) cu degradări de tip fisuri verticale și încrucișate în pereți (vezi figura VI.7 și foto II.38), armături îndoite și parțial sudate în îmbinări (vezi figura VI.8 și foto II.4), betoane cu defecte de structură (segregări, caverne, fisuri) în îmbinări, au rezultat următoarele concluzii privind gradul de asigurare evaluat după criteriile enumerate mai sus:

- eforturile unitare limită de compresiune în beton, la pereți, sunt depășite dacă decalarea pe verticala a panourilor datorită montării inexacte este mai mare sau egală cu 20mm (fisurile verticale relevate sunt tocmai consecința depășirii acestor eforturi); astfel gradul de asigurare evaluat ca raport între efortul unitar limită calculat pentru panourile montate cu excentricitate de 20mm și cele montate fără excentricitate rezultă sub 0,5;

- forța tăietoare poate fi preluată, la limită, de armăturile verticale din îmbinările

orizontale în cazul în care betonul din aceste îmbinări conlucrează cu panourile de pereți (situație relevantă pe teren, betonul fiind turnat sub nivelul feței panoului, neintrând în alveolele acestuia) dar și în cazul când este corodată cu peste 5% din secțiune (situație de asemenea relevantă, vezi foto II.4.);

- lunecarea în îmbinările verticale poate fi preluată de armături chiar în condițiile în care 1/4 din acestea nu sunt continuizate, au secțiunea micșorată cu 5% prin coroziune, iar clasa betonului este sub cea prescrisă;

- îmbinările orizontale preiau eforturile de lunecare și de compresiune chiar în cazul unui beton cu defecte ce nu conlucrează cu armăturile;

- armăturile întinse preiau acoperitor eforturile.

A rezultat pentru astfel de structuri, un nivel de asigurare satisfăcător la eforturi de lunecare în îmbinări, chiar în condițiile unei execuții defectuase a acestora și nesatisfăcător pentru eforturile de compresiune din panouri, rezultate în urma montării greșite a acestora.

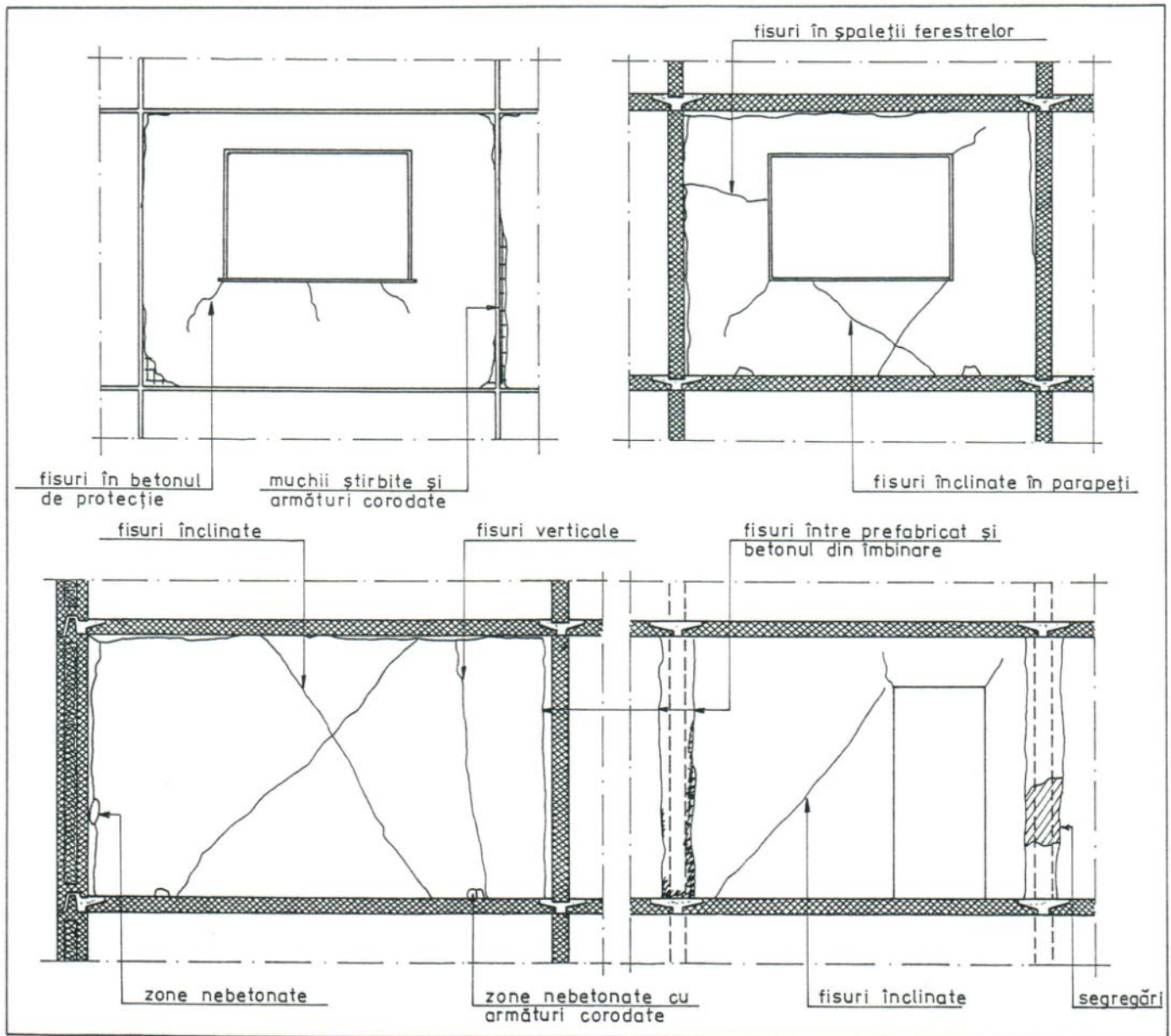


Fig. VI.7. Degradări caracteristice la pereții prefabricați la structuri din diafragme

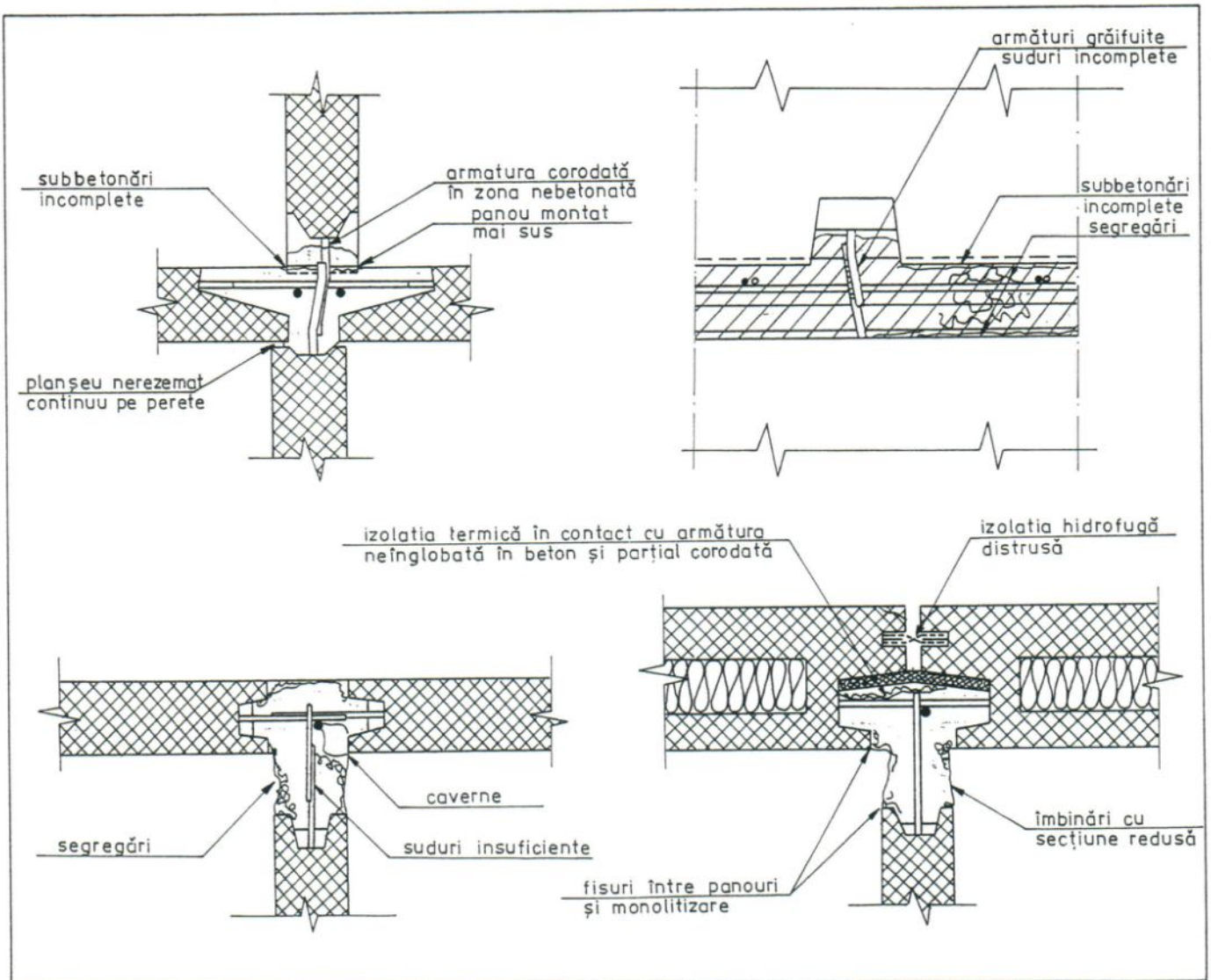


Fig.VI.8. Degradări la îmbinările pereților prefabricați la structuri din diafragme

Trebuie menționat însă, faptul că defectele structurale ale betonului din îmbinări (uneori mergând și până la zone mari nebetonate) favorizează coroziunea armăturilor ceea ce în timp conduce la scoaterea din lucru a acestora și diminuarea sub limite acceptabile a nivelului de siguranță, motiv pentru care evaluarea nivelului de siguranță pentru aceste structuri se pune mai degrabă în termenii evaluării duratei de serviciu după care legăturile dintre panouri își diminuează capacitatea portantă sub limitele admisibile (vezi § VI.6).

Metodologia a fost aplicată de autor la lucrările 71 și 109 prezentate în anexa A.

3.2.3.3. Evaluarea construcțiilor speciale

La construcțiile speciale, nivelul de asigurare se determină funcție de eforturile specifice ce apar dar, de multe ori, acesta este determinat de condiții mult mai restrictive cum ar fi existența fisurilor la rezervoare de exemplu, sau mărimea deschiderii acestora.

Calculul simplificat pentru astfel de structuri se efectuează cu metode cunoscute, nivelul de siguranță fiind de regulă exprimat ca raport de eforturi unitare.

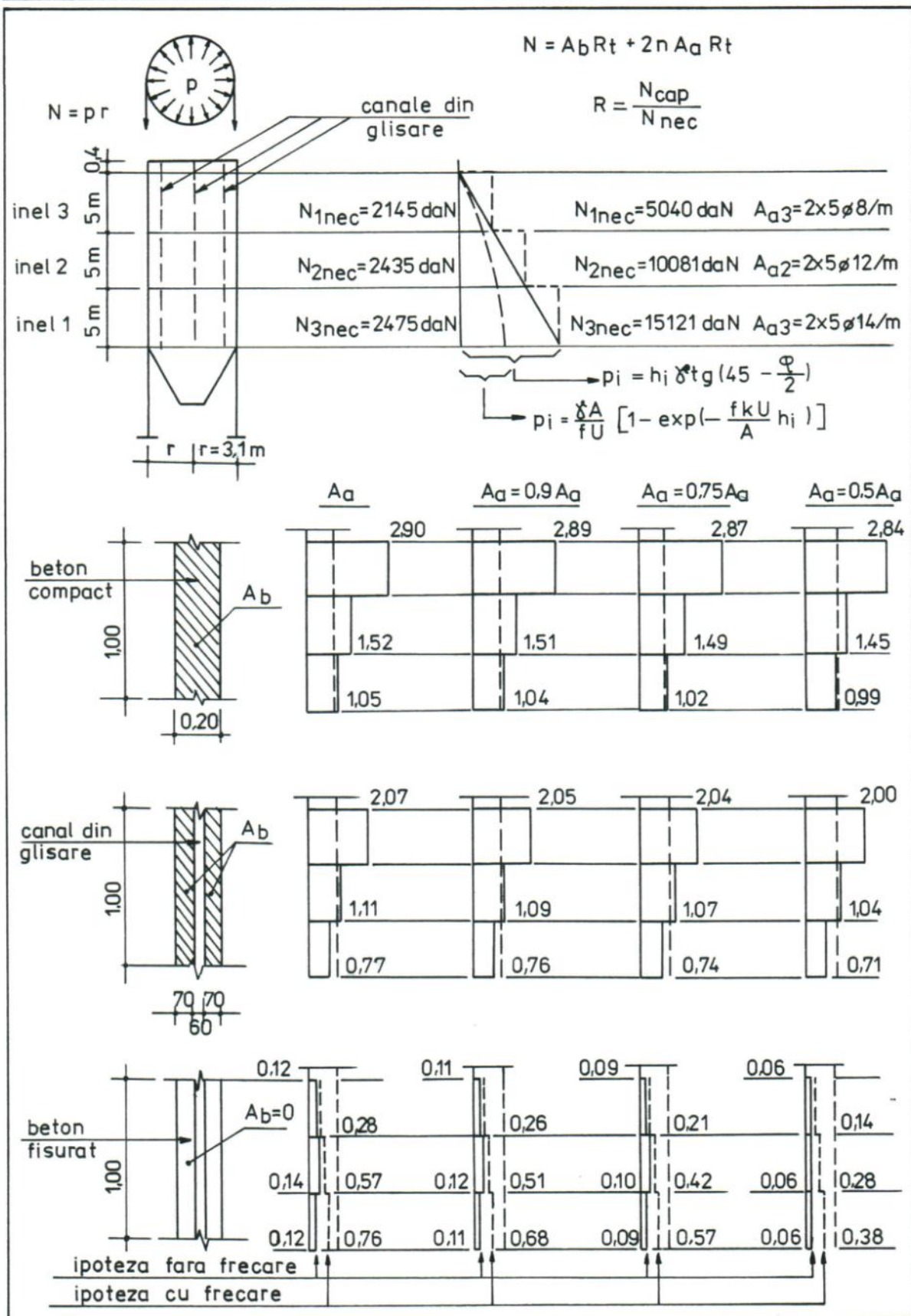


Fig. VI.9. Variația graului de asigurare la o celulă de siloz pentru diferite grade de coroziune a armăturii și pentru secțiuni de beton compacte, reduse în dreptul canalelor neinjectate rezultate din glisare și fisurate

Pentru exemplificare, prezentăm concluziile privind nivelul de asigurare la un siloz de sare format din 4 celule alăturate, rezemate pe câte 4 stâlpi fiecare (lucrarea 77, anexa A). Degradările la pereții celulelor sunt sub formă de fisuri longitudinale pe toată înălțimea, pe traseul canalelor neinjectate rezultate în urma glisării și coroziuni ale armăturilor intersectate de aceste fisuri.

În aceste condiții, evaluarea gradului de asigurare rezultă din compararea eforturilor de întindere din pereți, rezultate din împingerea materialului granular cu efortul capabil pe care poate să-l preia armătura și betonul până la fisurare și apoi numai armătura, corodată în diferite proporții astfel:

- pentru secțiunile inițiale de beton și armături eforturile capabile sunt mai mari decât cele efective;

- pentru secțiunile reduse prin prezența canalelor verticale, efortul capabil este depășit spre baza celulelor;

- pentru secțiunile de beton fisurate în care doar armăturile preiau eforturile, nivelul de asigurare scade treptat, odată cu scăderea secțiunii armăturilor prin coroziune (fig. VI.9).

Trebuie menționat faptul că, în evaluarea efortului de întindere din pereți (cel necesar) a fost considerată variația liniară a presiunii materialului granular (ca pentru materialele fără coroziune, situație mai dezavantajoasă).

Luând în considerare posibilă coeziune a materialului prin asimilare cu alte materiale granulare (pentru sare nu s-au găsit date privind unghiul de frecare internă) și aplicând pentru calcul presiunilor pe pereți relația lui Janssen, rezultă valori mult reduse ale acestora, nereale însă având în vedere caracterul aproximativ al relației de calcul [252] și efectele locale la descărcare care conduc la valori reale de până la 3 ori mai mari ale presiunii astfel calculate.

Metodologia a fost aplicată de autor la lucrarea 77 menționată în anexa A.

3.2.3.4. Evaluarea structurilor din zidărie

Pentru structurile din zidărie, verificarea nivelului de siguranță constă în compararea capacității de rezistență minime a fiecărei diafragme (zid) cu sarcina seismică (normativul P 2-85 [249]) corespunzătoare. Capacitatea de rezistență minimă capabilă luată în considerare reprezintă valoarea minimă a capacităților de rezistență la compresiune excentrică, la forfecarea rostului orizontal și la eforturi principale de întindere.

Pentru exemplificare, în figura VI.10 sunt prezentate gradele de asigurare calculate pentru o construcție parter din zidărie de aproape 100 de ani vechime (lucrarea 80, anexa A), cu degradări de tip fisuri, crăpături și dislocări la intersecția zidurilor, și în dreptul golurilor de uși și ferestre.

Evaluarea nivelului de asigurare, în strea inițială, fără degradări a constat în calculul capacității portante a diaframelor cu considerarea conlucrării zidurilor la intersecții. Se remarcă și în această situație că la unele diafragme, gradul de asigurare a rezultat sub limită (ca limite sunt considerate valorile date de normativul P 100-92), cauza rezidând din aceea că, construcția executată cu aproape un secol în urmă, evident nu poate corespunde normelor actualmente în vigoare.

Starea degradată a construcției a fost modelată prin calculul fără conlucrare a diaframelor, situația reală având în vedere crăpăturile și dislocările pereților la intersecții. În această situație practic toate diafragmele au nivelul de siguranță sub limită.

Metodologia a fost aplicată de autor la lucrările 77, 80, 83, 89, 110, 111, 112, 113 enumerate în anexa A.

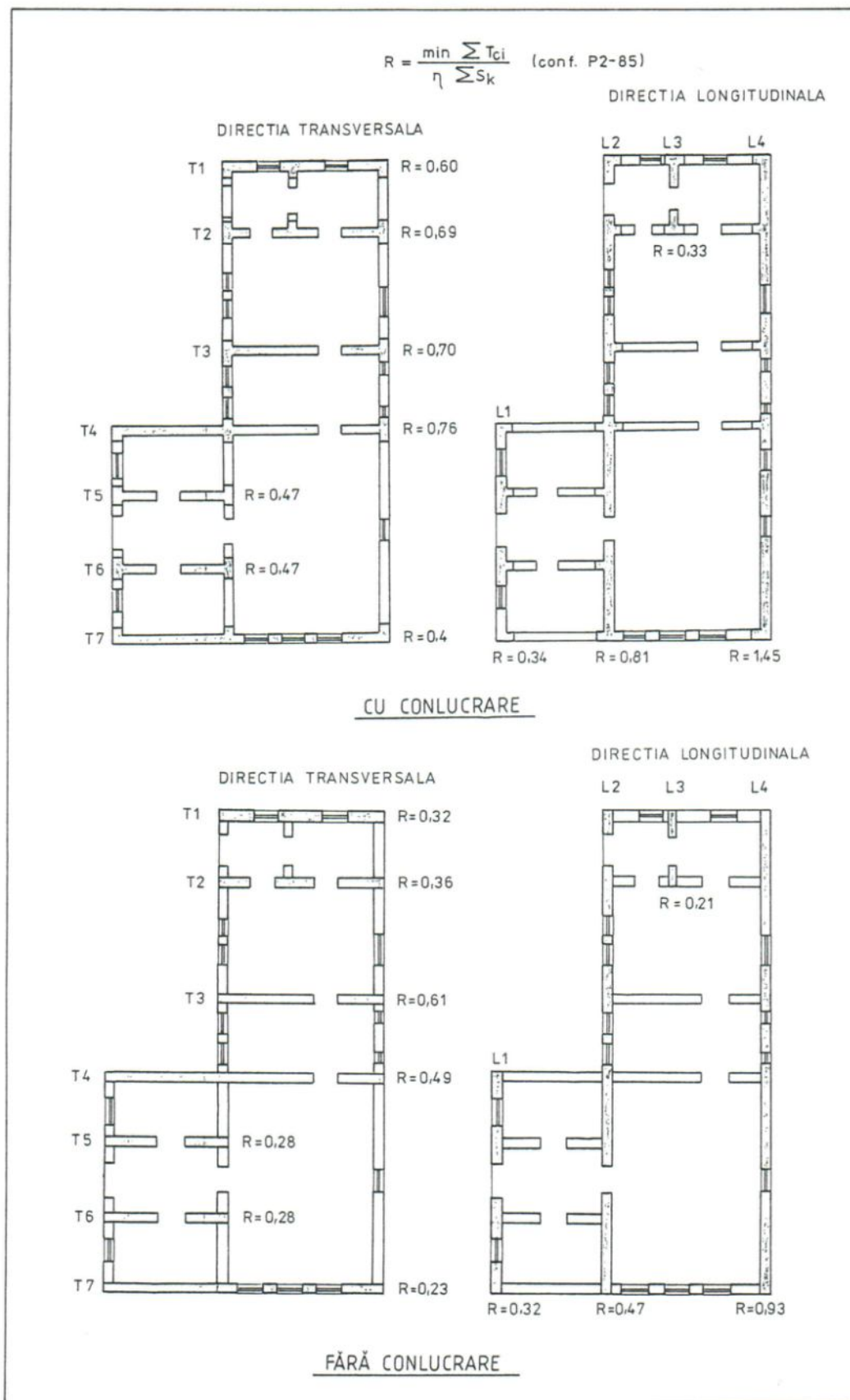


Fig. VI.10. Gradul de asigurare la o structură din zărie cu considerarea conlucrării între diafragme (starea inițială) și fără considerarea conlucrării (starea degradată)

3.2.3.5. Evaluarea elementelor precomprimate

Evaluarea elementelor precomprimate constă în efectuarea tuturor verificărilor prevăzute de STAS 10107-90 [245]. Având în vedere că cedarea elementelor precomprimate se poate produce brusc prin cedarea armăturii, concluziile acestor verificări nu se pot exprima decât pe o scară de valori bipolară în termenii: *se verifică* sau *nu se verifică*. Evident că în situațiile în care verificările nu sunt satisfăcute, se impun măsuri corespunzătoare de intervenție.

Pentru exemplificare, sunt prezentate în continuare rezultatele verificărilor efectuate la elementele precomprimate, cu secțiune T ale unei estacade ce suține o bandă transportoare (lucrarea 110, anexa A).

Elementele au suferit degradări prin coroziunea armăturii datorită ionilor de clor, un toron fiind scos din lucru și betonul de acoperire puternic crăpat.

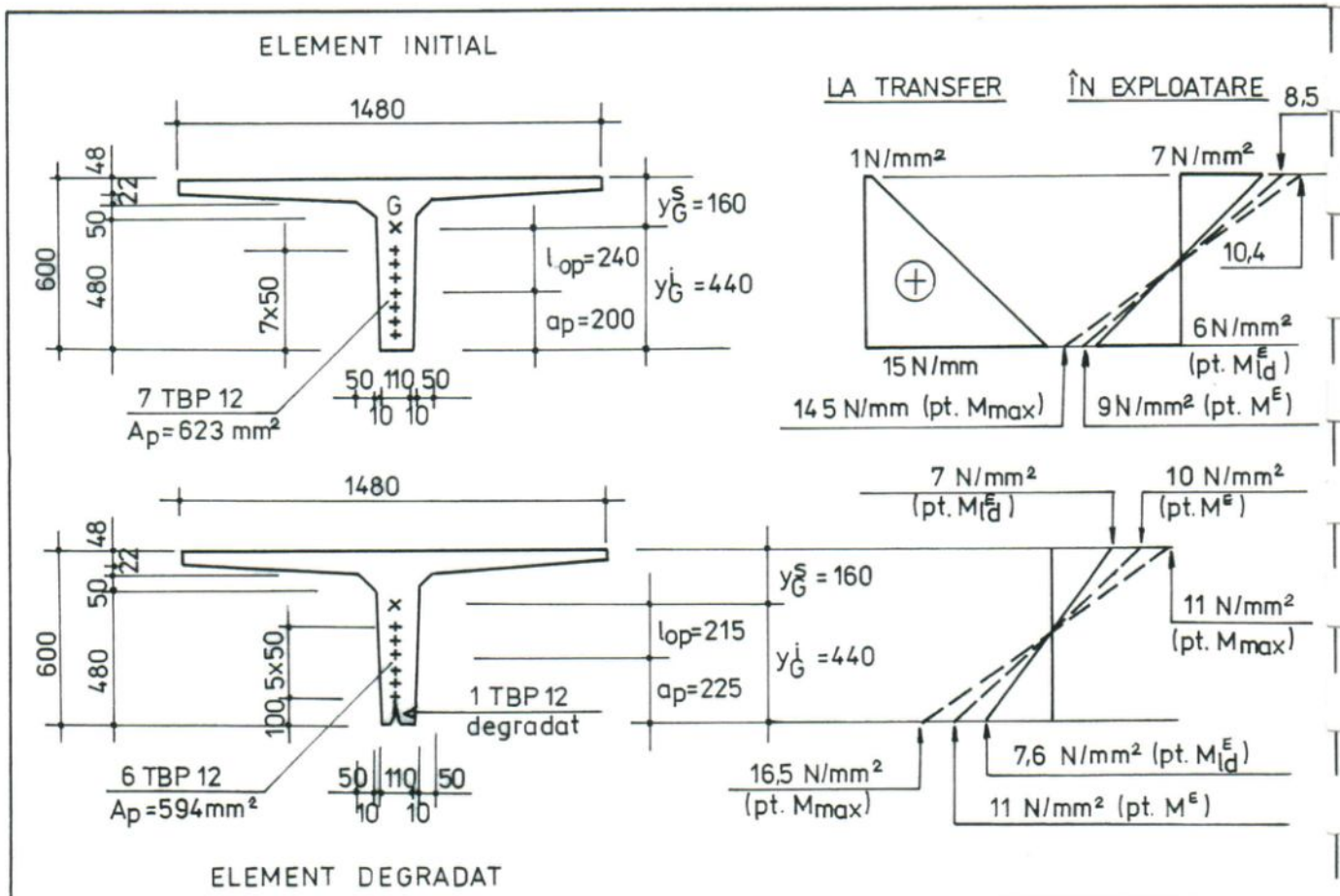


Fig. VI.11. Eforturile unitare la un element din beton precomprimit în starea inițială și în starea degradată (un toron scos din funcțiune)

Verificările s-au efectuat pentru starea inițială, nedegradată a elementelor și pentru starea degradată (unul din cele 7 toroane nu participă la preluarea eforturilor), concluziile fiind următoarele (fig.VI.11):

- eforturile de întindere în beton, în faza de exploatare sunt mai mari decât cele admisibile chiar pentru elementele noi astfel încât, acestea fisurând iar fisurile neînchizându-se nici sub încărcări de lungă durată, ionul de clor a pătruns direct la armătură corodând primul toron (cel mai de jos), unde deschiderea fisurii a fost mai mare;

- verificările de rezistență la moment încovoietor în secțiuni înclinate fisurate și la forță tăietoare nu sunt satisfăcute, armarea transversală fiind insuficientă (etrieri din bare dispuse pe un rând, la 150 mm distanță);

- verificarea de rezistență în exploatare nu este satisfăcută, efortul capabil fiind cu 1/4 mai mic decât cel exterior pentru elementele nedegradate și scăzând sub jumătate la cele degradate; explicația faptului că aceste elemente încă nu s-au prăbușit este aceea că elementele precomprimate sunt calculate cu coeficienți de siguranță de 1,5 ... 1,6, încercările experimentale demonstrând că în realitate, acestea cedează la aproximativ dublul încărcării pentru care au fost calculate (vezi și mai departe §5.2.2); trebuie subliniat însă faptul că, pe baza acestei observații în nici un caz nu se poate admite exploatarea unor elemente precomprimate, fără un coeficient de siguranță de minim 1,5;

- deschiderile fisurilor rezultă inadmisibil de mari, ca și lungimea acestora, extinsă spre placa grinzilor, traversând întreaga zonă cu armături ceea ce conduce la concluzia că și la următorul toron procesele corozive au fost declanșate; scoaterea din lucru a încă unui toron ar conduce la prăbușirea elementului.

Metodologia a fost aplicată de autor la lucrările 81 și 110 prezentate în anexa A.

3.2.4. Metode complexe de evaluare a construcțiilor

3.2.4.1. Prezentarea metodelor

Metodele complexe de evaluare a nivelului de siguranță a construcțiilor se recomandă a fi utilizate [30] atunci când sunt necesare date suplimentare față de cele furnizate de metodele curente sau când, datorită caracteristicilor de alcatuire ale structurii, rezultatele aplicării metodelor curente sunt neconcludente.

Metoda de calcul static neliniar se recomandă (conform P 100-92) pentru structurile cu alcatuire mai puțin ordonată sau cu regim de înălțime superior celui obișnuit și constă într-un calcul biografic considerând încărcările gravitaționale constante iar încărcările orizontale aplicate static și monoton crescătoare, distribuite după mai multe legi posibile ce au în vedere ponderi diferite ale modurilor proprii de vibrație. Metoda evidențiază succesiunea formării articulațiilor plastice, deplasările capabile ale structurii și forțele orizontale asociate.

Metoda de calcul dinamic liniar constă în integrarea numerică a ecuațiilor diferențiale care exprimă echilibrul dinamic la fiecare moment de timp al acțiunii seismice, obținându-se succesiunea în timp a răspunsului seismic elastic. Excitația seismică este reprezentată prin accelerograme înregistrate pe amplasament.

Metoda de calcul dinamic neliniar [246] reprezintă o metodă de verificare, în sensul că se aplică unor structuri la care capacitățile secționale de rezistență și deformare sunt deja evaluate. Metoda admite caracteristicile de rigiditate ale structurii constante pe durata fiecărui interval de timp, dar variabile de la un pas de timp la altul, în concordanță cu dezvoltarea articulațiilor plastice și a degradărilor structurale. Aplicarea metodei presupune cunoscute relația efort - deplasare pentru fiecare element al structurii precum și legea de mișcare a bazei. Prin aplicarea acestei metode se identifică cu un grad ridicat de credibilitate mecanismul structural de disipare a energiei pentru un cutremur definit prin accelerograma sa

și se evaluează cerințele de deplasare și ductilitate în articulațiile plastice. Prin compararea cerințelor de ductilitate cu capacitățile respective ale elementelor structurale se pot efectua estimări ale degradărilor produse de un anumit cutremur (raportate, eventual, la degradările efectiv înregistrate), ale siguranței structurale în raport cu stadiul de prăbușire.

Aceste procedee implică un mare efort de calcul și de interpretare a rezultatelor ceea ce le face utilizabile doar în situații deosebite [246].

3.2.4.2. Analiza dinamică neliniară pentru structuri din cadre

O analiză dinamică neliniară, utilizând programul ANALIZE s-a efectuat pentru unele din cadrele structurii exemplificate în § 3.2.3.1 (pentru lucrarea 73, anexa A).

Excitația seismică luată în considerare a fost cea dată de accelerograma cutremurului din 4 martie 1977. S-au localizat astfel articulațiile plastice (fig. VI.12.a) la diferite momente

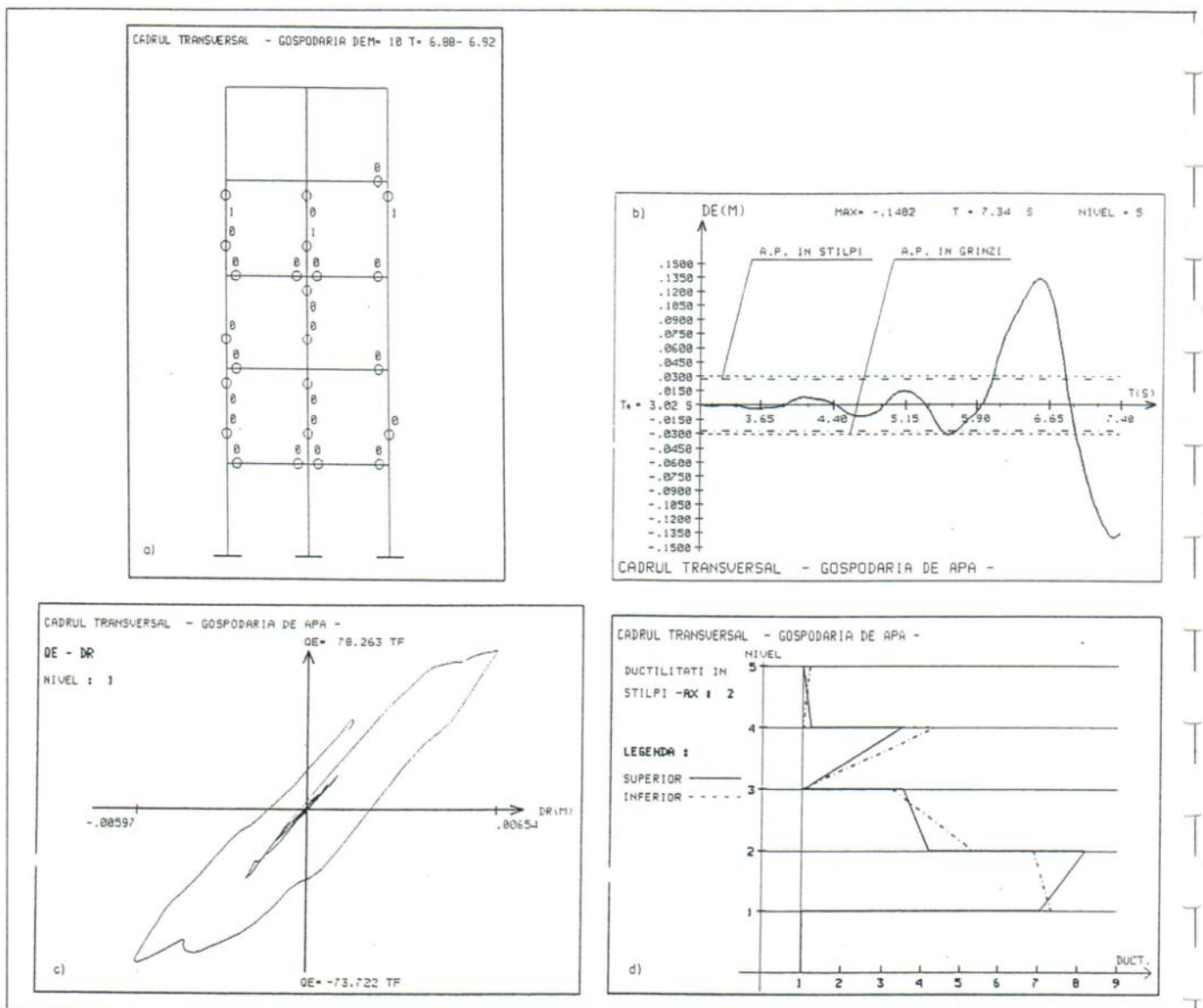


Fig. VI.12. Analiza dinamică neliniară a unui cadru din beton armat cu degradări: **a** - scenariul apariției și închiderii articulațiilor plastice; **b** - deplasările la diverse intervale de timp; **c** - curba forță tăietoare - deplasare de nivel; **d** - ductilitățile stâlpilor

în timp, rezultând astfel scenariul mobil al apariției și închiderii articulațiilor plastice (sau, cu alte cuvinte, al incursiunilor în domeniul inelastic al diferitelor zone ale elementelor [246]).

Pentru fiecare element și la diferite intervale de timp sunt calculate deplasările la care apar articulațiile plastice (fig. VI.12.b). Sunt trasate de asemenea curbele $Q - \Delta$ (forță tăietoare - deplasare) pentru fiecare nivel (fig. VI.12.c) permițându-se astfel verificarea condițiilor de limitare a deplasărilor (ca cele date de normativul P 100-92). Programul calculează de asemenea ductilitățile elementelor (fig. VI.12.d). Din analiza prin metoda dinamică neliniară a cadrului, care a fost supus și în realitate cutremurului din 4 martie 1977 au rezultat următoarele:

- formarea articulațiilor plastice la stâlpi evidențiată pe teren prin flambarea unor armături de colț (vezi foto II.35 și II.36) este confirmată prin calcul dar formarea mai devreme a acestora a fost favorizată de coroziunea armăturilor și expulzarea stratului de acoperire cu beton;

- ductilitățile stâlpilor rezultă neuniforme (fig. VI.12.d) chiar dacă inițial au avut alcătuirii identice deoarece armăturile și secțiunile de beton au fost degradate în măsuri diferite; de asemenea, valorile ductilităților se încadrează doar parțial între cele considerate ca necesare (vezi § 3.1.8).

3.2.4.3. Analiza statică și dinamică pentru structuri speciale

Pentru structura silozului exemplificată în § 3.2.3.3 s-a efectuat o analiză cu element finit (lucrarea 77, anexa A) pentru starea degradată (cu fisuri longitudinale pe direcția canalelor neinjectate) și pentru structura consolidată (prin cămășuire la partea inferioară).

Analiza a fost efectuată cu programul IMAGES, discretizând pereții cilindrici ai celulelor în elemente de tip placă. Au fost considerate în calcule două ipoteze de încărcare și anume : toate cele patru celule încărcate cu sare și respectiv numai două celule adiacente încărcate (conform indicațiilor normativului P 100-92). În ambele ipoteze de încărcare s-a efectuat calculul deplasărilor și a eforturilor la acțiuni gravitaționale și seismice.

Degradările sub formă de fisuri longitudinale au fost modelate prin anularea legăturilor continue pe direcție verticală dintre elementele din beton armat de tip placă prin care au fost modelați pereții celulelor, considerând că acestea sunt conectate doar prin armăturile intersectate de fisură. Armăturile de pe înălțimea unui element au fost luate în calcule ca fiind concentrate în nodurile plăcilor și având arie echivalentă.

Consolidarea, constând în cămășuirea celulelor la bază, pe o înălțime de 5 m (primele două rânduri de elemente finite) a fost luată în considerare prin îngroșarea elementelor corespunzătoare pe structura degradată. Deoarece considerarea cămășuiei peste structura degradată, modelată în forma arătată mai sus, necesita un volum foarte mare de calcule ce depășea capacitatea programului, pentru structura consolidată, degradările s-au luat în considerare prin modificarea modulului de elasticitate a betonului fisurat, cele două moduri de modelare a degradărilor putând fi considerate echivalente dacă deformatele structurii rezultate prin calculul în cele două variante sunt aceleași. Caracterul aproximativ al acestei analize rezultă însă din faptul că adăugarea cămășuiei ar trebui făcută pe structura *degradată și în același timp deformată*, ceea ce practic implică un volum enorm de calcule.

În figura VI.13 sunt prezentate deformatele structurii inițiale, ale structurii degradate și ale structurii consolidate în ipoteza cu toate celulele încărcate iar în figura VI.14 este prezentată starea de eforturi (eforturi unitare principale) pentru aceleași trei situații în cazul a două celule încărcate (analiza seismică s-a efectuat pentru primele trei moduri de vibrație).

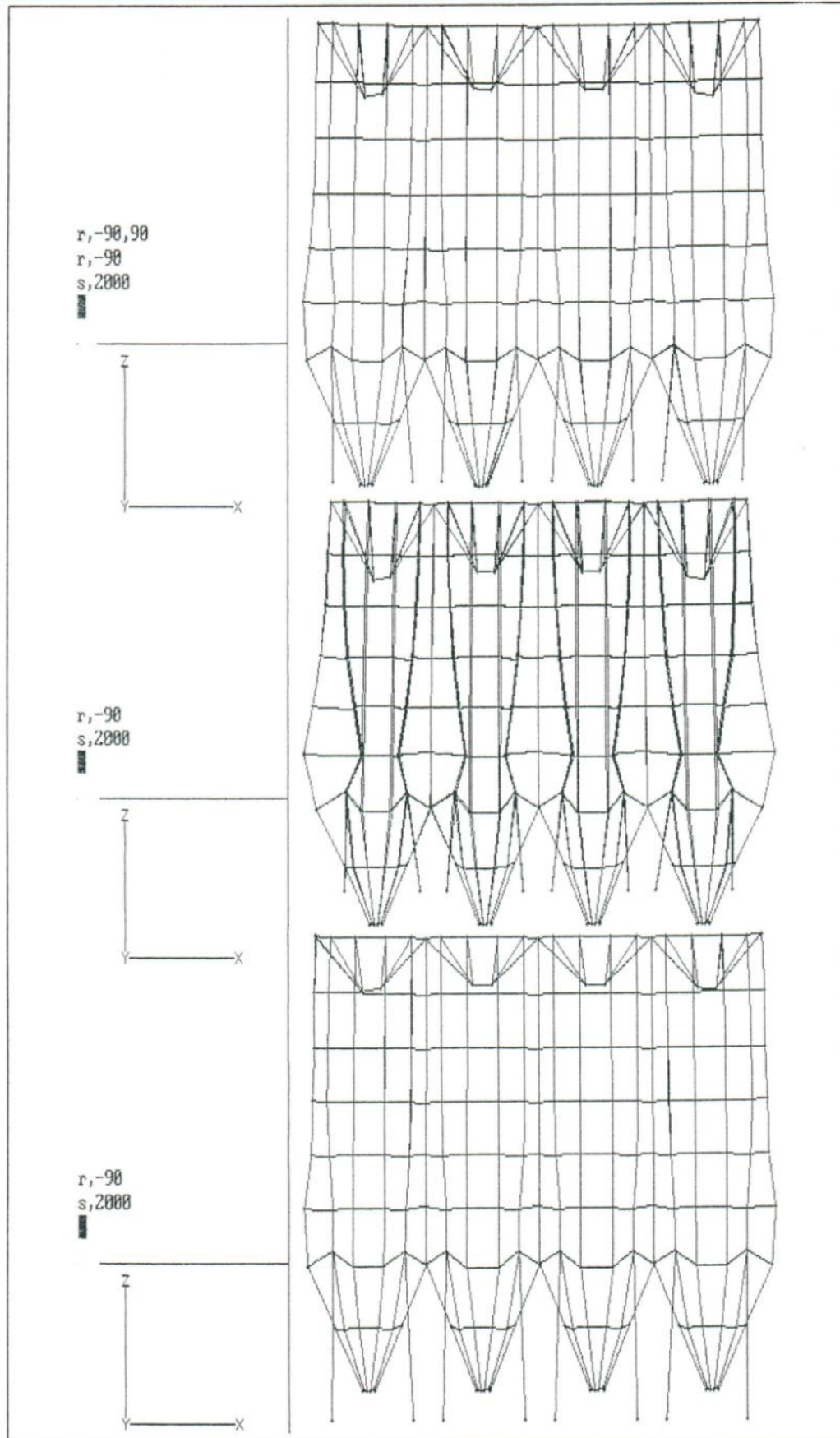


Fig.VI.13. Deformatele pereților silozului încărcat în starea inițială, în starea degradată și după consolidare

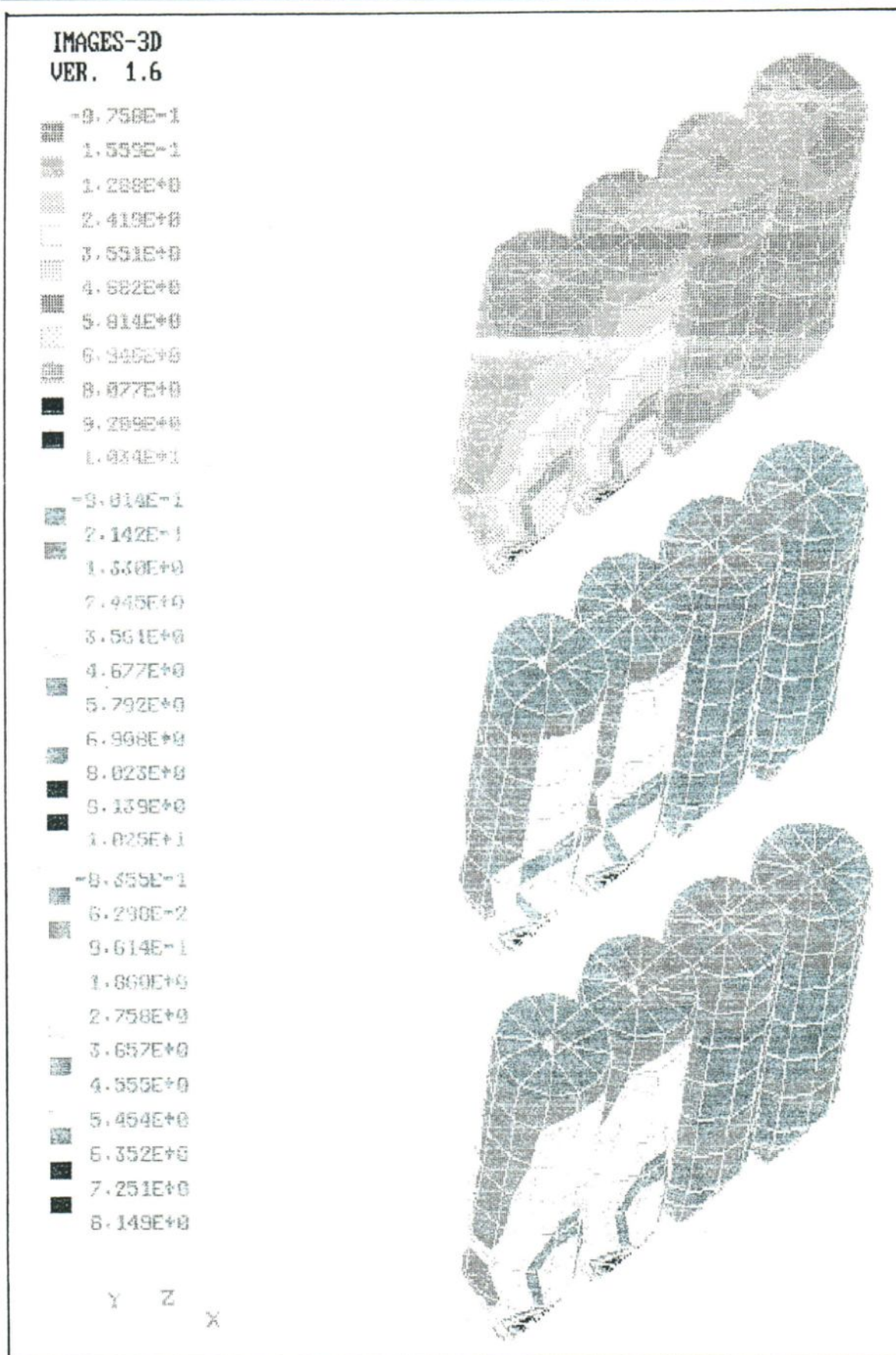


Fig. VI.14. Starea de eforturi în pereții celulelor silozului cu două celule încărcate în starea inițială, în starea degradată (fisuri longitudinale) și după consolidare

3.2.5. Metode probabilistice de evaluare a construcțiilor

Având în vedere multitudinea și variabilitatea criteriilor ce trebuie luate în considerare, evaluarea nivelului de siguranță sub forma unor valori numerice pe interpretarea cărora să se bazeze decizia de intervenție, nu este posibilă decât prin preluarea statistică a mărimilor (criteriilor) considerate și interpretarea probabilistă a datelor. Evident că conceptul probabilist al siguranței construcțiilor [4] și metodele probabilistice de calcul a construcțiilor [41] nu pot fi rezumate într-un paragraf (de altfel subiectul depășește cadrul acestei lucrări).

Pentru evaluarea siguranței structurilor cu degradări a fost dezvoltată teoria reabilitării în care, siguranța structurilor depinde de încărcările exterioare și de rezistența materialelor considerate ca variabile aleatoare [253], dezvoltându-se și modele probabilistice pentru degradarea prin coroziune a structurilor [254].

O evaluare simplă a nivelului de siguranță al unei structuri se poate obține însă și prin prelucrarea statistică sau probabilistică a rezultatelor obținute din evaluarea numerică a unuia din criteriile ce definesc capacitatea portantă a secțiunilor (momentul încovoietor de exemplu). Pentru cadrul exemplificat anterior (vezi §3.2.3.1 și §3.2.4.2) se poate trasa histograma frecvențelor relative (fig. VI.15.a) pentru raportul (exprimat în procente) dintre momentul capabil și cel necesar, momente calculate prin metode simplificate pentru fiecare

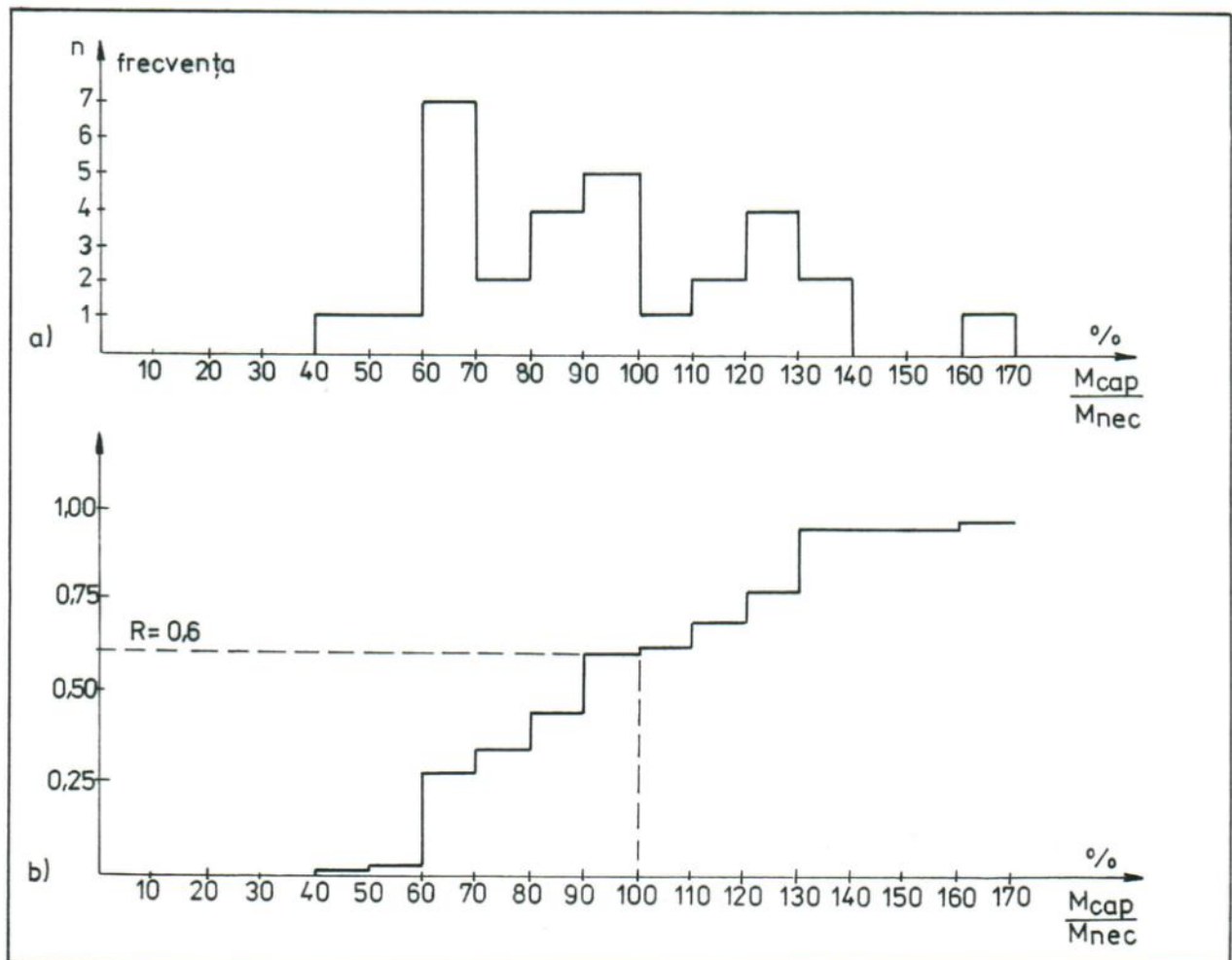


Fig. VI.14.a. Histograma frecvențelor raportului M_{cap}/M_{nec} pentru un cadru din beton armat; **b.** Histograma cumulată

secțiune. Analizând alura acestei histograme se observă o împrăștiere mare a rezultatelor evidențiind degradarea în proporții diferite, aleatoare, a secțiunilor.

Dacă se trasează histograma cumulată, pentru același raport (M_{cap}/M_{nec}), se poate delimita clar procentul secțiunilor pentru care rapoartele M_{cap}/M_{nec} se găsesc în anumite limite (fig.VI.15.b). De exemplu, în cazul analizat, 60% din secțiuni au momentul capabil mai mic decât cel necesar, acest indicator putând fi luat în considerare la luarea deciziei de intervenție.

4. Evaluarea in situ a construcțiilor

4.1. Încercarea in situ prin încărcări statice

4.1.1. Reglementări

Evaluarea prin încărcare a capacității portante a construcțiilor este reglementată prin norme atât în străinătate (de RILEM, ACI [95] cât și la noi în țară STAS 1336-80 [255] și instrucțiunile C205-81 [256]).

Înainte de încercare se efectuează un calcul preliminar al elementelor/structurii, ținând cont de încărcările și degradările existente ca și de încărcările estimate ce acționează asupra construcției în mod real și la încercare.

Pentru încărcarea de probă, standardele din diferite țări, prevăd mai multe moduri de apreciere. De exemplu, în [95] încărcarea de probă ($TL = test\ load$) se calculează funcție de cea permanentă ($D = dead\ load$) și utilă ($L = live\ load$), astfel:

- dacă pentru investigarea întregii structurii, se încarcă întreaga structură

$$TL = \max(0,25D + 1,50L \text{ sau } 0,50D)$$

- dacă pentru investigarea întregii structurii se încarcă o parte din structură

$$TL = \max(0,30D + 1,70L \text{ sau } 0,60D)$$

- dacă se investighează o parte din sturctură (un element)

$$TL = \max(0,25D + 1,50L \text{ sau } 0,50D)$$

În reglementările românești nu sunt date relații de calcul pentru încărcarea de probă dar sunt precizate condițiile în care se calculează acestea. Astfel, nivelul de referință al încărcării de probă corespunde valorilor de exploatare ale intensităților încărcărilor pe care le modelează, nivelul maxim stabilindu-se în cursul încercării și reprezentând valoarea încărcării până la care sunt satisfăcute condițiile de comportare normală a construcției experimentate. Modul de realizare și dispunere a încărcării, modul de amplasare a aparatelor de măsurat și numărul minim de determinări (măsurători) în punctele de amplasare, durata experimentării și fazele de încărcare sunt de asemenea precizate (fig.VI.16).

Aprecierea rezultatelor încercării se face pe baza limitării deformațiilor remanente funcție de deformațiile totale (tabelul VI.15) și următorii coeficienți:

- coeficientul de asigurare a aptitudinii pentru exploatare: $C_{AE} = \frac{N_{IP}^M}{N_{IP}^R}$

- coeficientul rezervei de deformabilitate: $C_{RD} = \frac{N_{IP}^D}{N_{IP}^R}$

- coeficientul rezervei de siguranță: $C_{RS} = \frac{N_{IP}^E}{N_{IP}^R}$

N_{IP}^D - este nivelul încercării de probă pentru starea limită de deformație;

N_{IP}^M - nivelul maxim al încărcării de probă;

N_{IP}^R - nivelul de rezistență al încărcării de probă;

N_{IP}^E - nivelul încărcării de probă până la care construcția încărcată prezintă o stabilizare a comportării ei elastice de ansamblu.

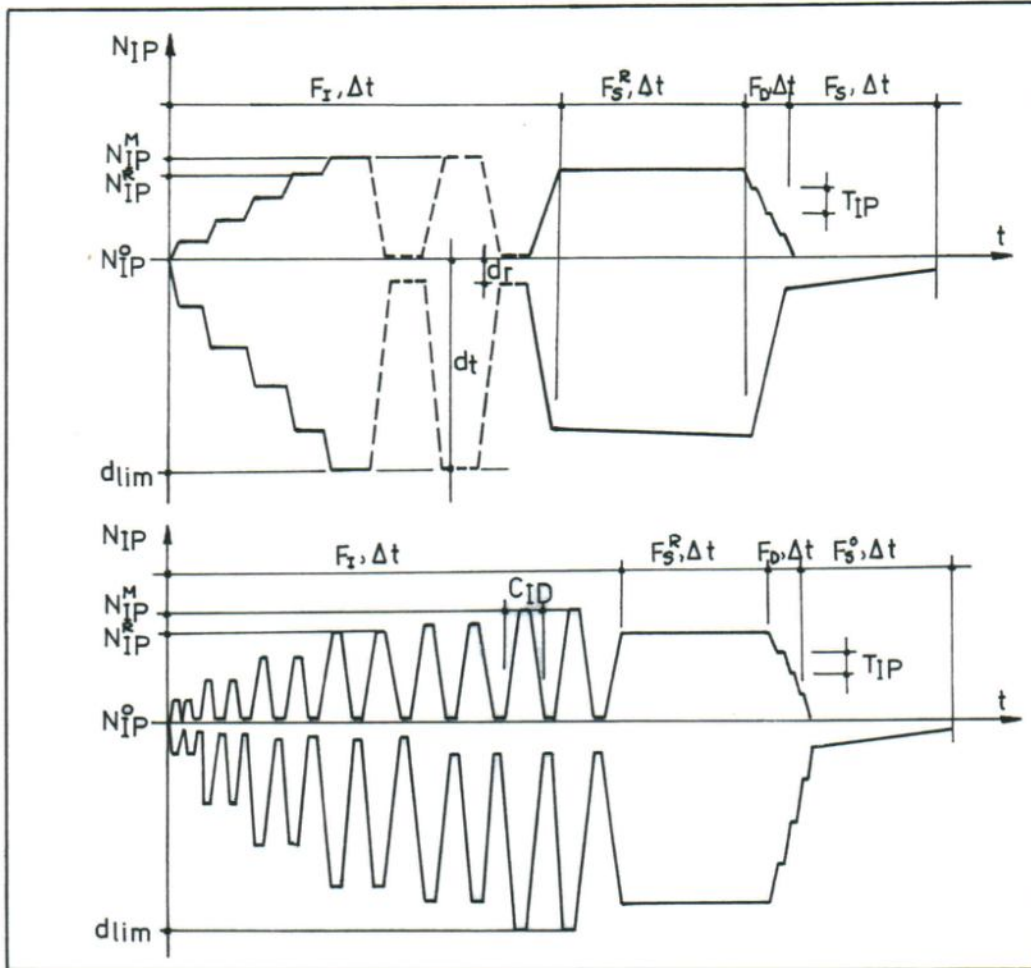


Fig. VI.16. Realizarea încărcării la încercarea in situ prin încărcări statice: a. **Încărcare în trepte**; b. Încărcare în cicluri. N_{IP}^0 - nivelul zero al încărcării de probă; d_r - deformația remanentă; d_t - deformația totală; T_{IP} - treapta de încărcare sau descărcare; C_{ID} - cilcu de încărcare - descărcare

Tabel VI.15. Valorile unor limitări la încercarea în situ

Limitări considerate	Construcții din	oțel		beton		zidărie sau beton ușor	lemn sau materiale plastice
		sudate	nituite sau cu șuruburi	armat	precomprimat		
d_r/d_t pentru construcții	noi	0,1	0,15	0,25	0,25	0,15	0,50
	vechi	0,05	0,05	0,15	0,15	0,10	0,20
durata fazei de observare pentru construcții	noi	12	12	24	24	24	72
	vechi	6	6	12	12	12	36

* d_r = defromație remanentă ; d_t = defomație totală

4.4.2. Încercarea in situ a unui element de acoperiș efectuată de autor

În figura VI.17 sunt prezentate organizarea și rezultatele unei încercări in situ pentru un element de acoperiș de tip fâșie cu goluri din beton armat (lucrarea 68 anexa A). Elementele de acoperiș având armătura degradată prin coroziune cu circa 1/4 din secțiune și betonul de acoperire fisurat și expulzat (vezi fig.VI.17.c) au fost încercate în condițiile indicate de STAS 1336-80, prin încărcarea a trei elemente adiacente. Încărcarea a fost realizată cu cărămizi normale (fig.VI.17.b și foto VI.1), iar aparatura de măsurare a deplasărilor a fost dispusă pe un eșafodaj independent de structura acoperișului (fig.VI.18.c și foto VI.2).

Încărcarea de probă aplicată a fost cea maximă de calcul, evaluată în condițiile cele mai dezavantajoase (coeficienții maximi ai încărcării) și aplicată în trepte până la nivelurile caracteristice considerate în calculele de evaluare a coeficienților.

Deplasările au fost măsurate în cinci secțiuni caracteristice (fig.VI.18.b) evidențiindu-se o asimetrie a acestora datorită degradării neuniforme a armăturilor în lungul elementului.

Se remarcă faptul că, deși cu armătura redusă cu 25% din secțiune, elementul are rezerve de capacitate portantă rezultate tocmai din conlucrarea cu celelalte elemente adiacente și a legaturilor pe reazeme.

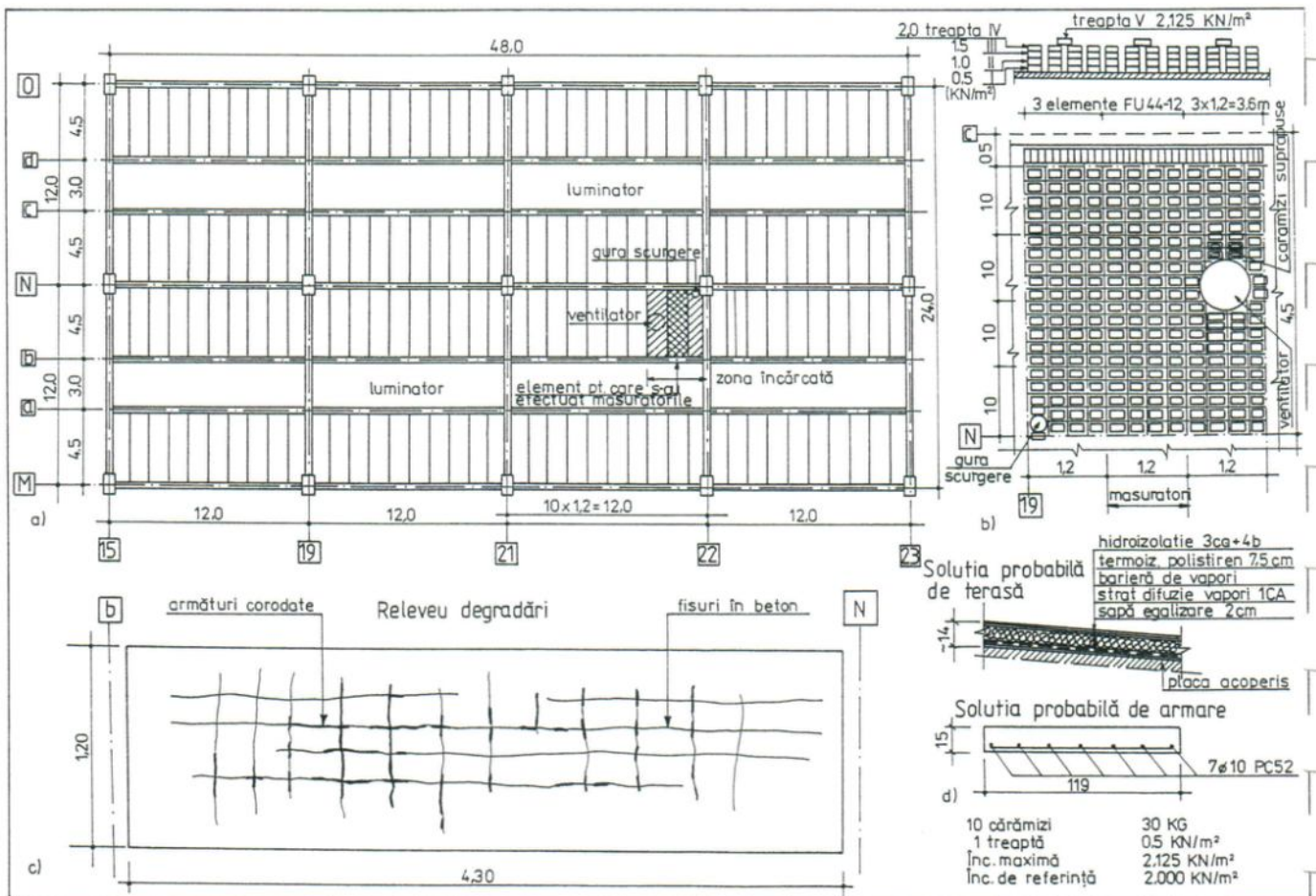


Fig. VI.17. Încărcarea unui acoperiș pentru determinarea capacității portante a unuia din elementele degradate; **a.** Poziția elementului încercat; **b.** Dispunerea încărcării uniform distribuite; **c.** Relevu degradărilor la elementul urmărit; **d.** Alcătuirea elementului și a terasei

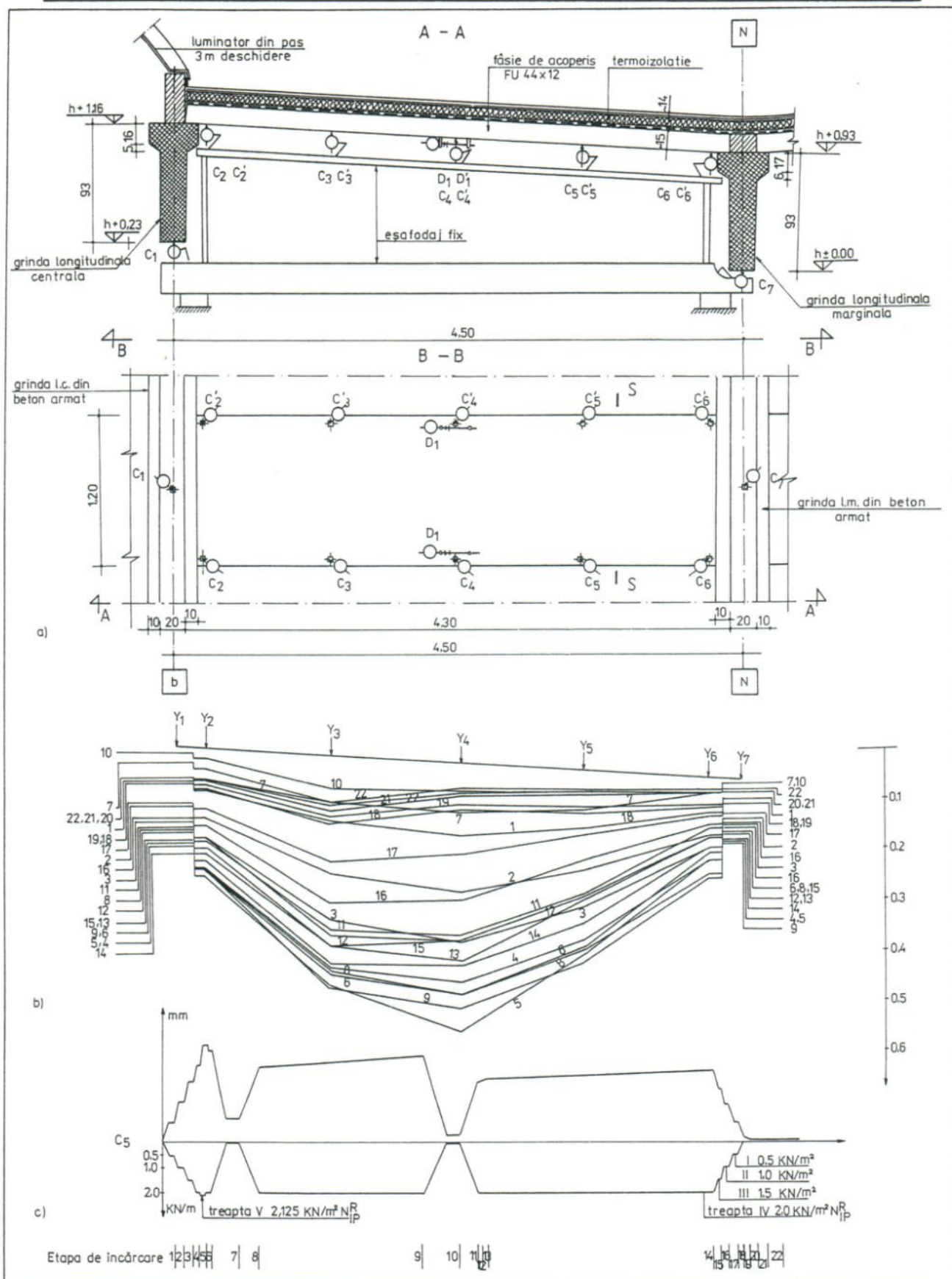


Fig. VI.18.a. Dispunerea instrumentelor de măsură pentru urmărirea deplasărilor la diferite trepte de încărcare; **b.** Deformatele elementului; **c.** Evoluția în timp a deplasărilor funcție de variația încărcării



Foto. VI.1. Încărcarea cu cărămizi a acoperișului



Foto. VI.2. Dispunerea instrumentelor de măsură

Raporturile dintre deformațiile remanente și cele totale (vezi figura VI.18.c) se încadrează la limită (unele sunt depășite cu valori sub 5%) în prescripții, rezultând de aici că, dacă procesul de coroziune avansează, este posibil ca odată cu intrarea în curgere a armăturilor în secțiunile cele mai afectate, deformațiile sub încărcări variabile (zăpadă) să nu se mai anuleze la descărcare.

4.2. Măsurarea in situ a caracteristicilor dinamice

Metoda se bazează pe observația că o structură își schimbă caracteristicile dinamice ca urmare a degradărilor acumulate în timp și/sau a degradărilor bruște (provocate de seism, de exemplu).

Pe parcursul exploatării, caracteristicile dinamice ale unei construcții (frecvența proprie de vibrație, coeficientul de amortizare, rigiditatea) se modifică (= se degradează) liniar în timp - dacă nu apar evenimente care produc degradări bruște - față de cele inițiale, măsurate sau calculate [257]. Această *degradare liniară* are loc până la 75 ... 85% din capacitatea portantă ultimă, după care, modificarea caracteristicilor dinamice se produce accelerat, odată cu scăderea capacității portante în exploatare (fig.VI.19). Acest moment poate fi determinat prin măsuratori repetate în timp ale caracteristicilor dinamice.

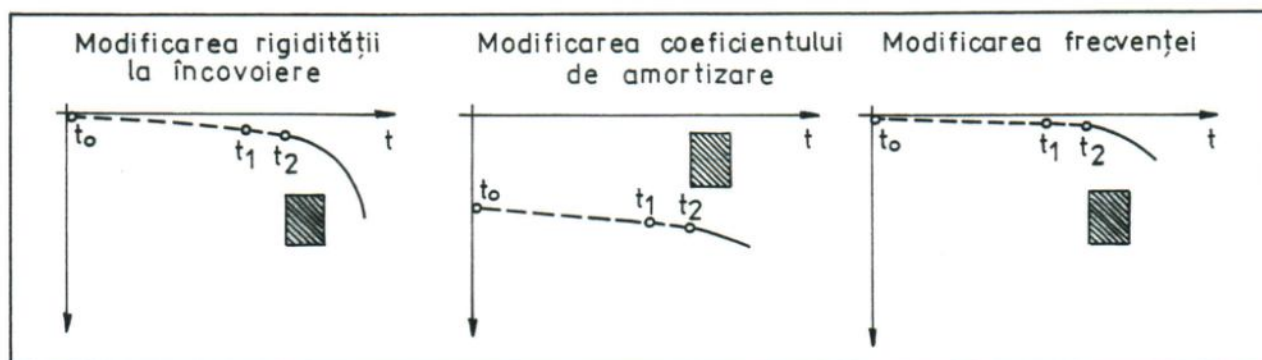


Fig.VI.19. Modificarea în timp a caracteristicilor dinamice la structuri, odată cu degradarea treptată

În afara evaluării capacității portante a construcțiilor prin măsurarea unor caracteristici dinamice de bază, există posibilitatea efectuării unor analize dinamice mai complexe bazate pe măsurători in situ a mai multor parametri caracteristici și pe modele teoretice bazate pe acestea [267]. Gradul de avariere a construcțiilor după cutremure s-ar putea astfel evalua comparându-se caracteristicile dinamice calculate (sau măsurate) înainte și după avariere, corelate cu niveluri de degradare apreciate pe o scară aproximativă (fig. VI.20 [258]).

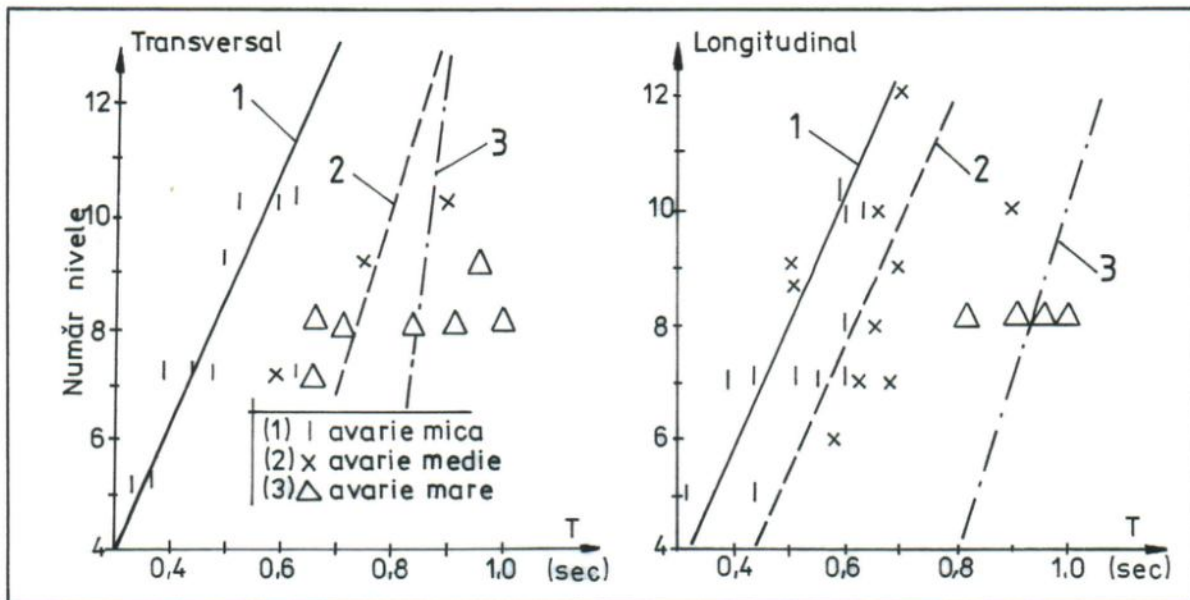


Fig. VI.20. Aprecierea gradului de avariere la construcții funcție de perioada proprie de vibrație

Aplicarea metodei la construcții prezintă însă dificultăți în ceea ce privește analiza și interpretarea rezultatelor, deoarece:

(i) în cvasitotalitatea cazurilor, deoarece nu există măsurători ale caracteristicilor dinamice la construcții noi sau înainte de avariere, rezultă că acestea trebuie deduse prin calcul;

(ii) caracteristicile dinamice, calculate însă pe o structură idealizată, rezultă cu abateri, uneori semnificative, față de cele reale sau nu există certitudinea exactității lor având în vedere inerentele neomogenități structurale și de material care apar la execuție;

(iii) cauzele care produc modificarea caracteristicilor dinamice (degradările, abaterile dimensionale, încărcările și distribuția lor, etc.), ca și ponderea acestora sunt dificil de identificat și de cuantificat;

(iiii) prin măsurătorile dinamice nu se pot identifica tipurile și poziția degradărilor, acestea trebuind a fi relevate prin celelalte mijloace de investigare in situ (vezi cap.V, §4.1).¹⁾

În plus, aplicarea metodei implică utilizarea unei aparaturi complexe și specialiști experimentați pentru aplicarea ei și interpretarea rezultatelor.

¹⁾ Se poate spune că diagnosticarea construcțiilor prin măsurători dinamice este sinonimă cu măsurarea temperaturii la un om: dacă aceasta este peste 37°C este clar că pacientul este bolnav [257]. Trebuie menționat însă faptul că, la fel ca și la om modificarea temperaturii, modificarea caracteristicilor dinamice la construcții nu permite identificarea degradării (bolii) și nici localizarea acesteia.

Cercetări recente au arătat posibilitatea aplicării metodei la evaluarea elementlor simplu rezemate [259] și chiar pentru detectarea poziției zonelor fisurate [260] dar cu observația că, în stadiul actual al cercetărilor nu se pot formula încă concluzii certe.

5. Cercetări experimentale privind capacitatea portantă a elementelor cu degradări

5.1. Cercetări efectuate în străinătate

Cercetările experimentale privind comportarea sub încărcare, până la cedare, a elementelor cu degradări au fost inițiate recent, dezvoltându-se concomitent și modele teoretice și numerice privind evaluarea capacității portante a acestora.

În acest sens sunt semnificative rezultatele încercărilor (fig.VI.21) efectuate pe grinsi având armăturile neînglobate (modelandu-se astfel de exemplu distrugerea aderenței dintre

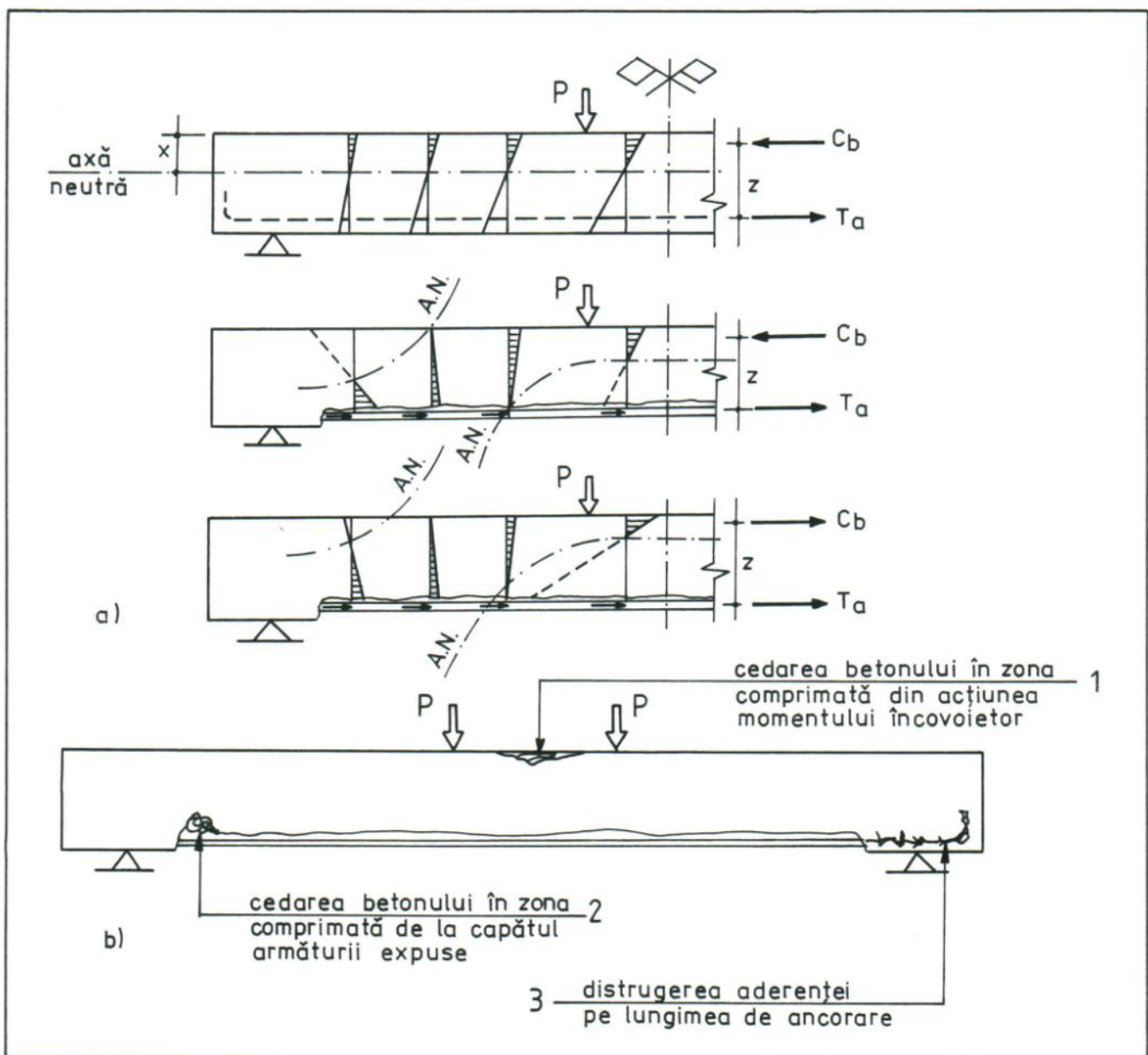


Fig. VI.21.a. Evoluția stării de efort la elemente cu armătura expusă;
b. Modurile posibile de cedare a elementelor având armături expuse

beton și armături datorită coroziunii acestora) în zona centrală și solicitate cu două forțe concentrate [261].

Experimentările au evidențiat, în primul rând, evoluția eforturilor pe secțiune la elemente cu armături neaderente (fig.VI.21.a), apariția și evoluția fisurilor, ca și modurile posibile de cedare (fig.VI.21.b).

Principalele concluzii ale acestor încercări sunt următoarele:

- distrugerea aderenței dintre armături și beton chiar și pe lungimi mari din deschidere nu produce o scădere semnificativă a capacității portante, fiind de așteptat ca aceasta să nu fie afectată nici în cazul expunerii armăturii pe toată distanța dintre reazeme dacă ancorarea armăturilor este asigurată;

- principalii factori care influențează comportarea grinzilor cu armături expuse sunt: lungimea și poziția armăturii expuse, procentul de armare, rezistența betonului, distribuția încărcării, forma secțiunii transversale (funcție de acești factori se produce fisurarea și cedarea grinzilor în modurile arătate în figura VI.21.b)

- în ceea ce privește capacitatea portantă la forță tăietoare [262], acesta este mai mare la grinzi cu armătură expusă având în vedere că cedarea nu are loc prin apariția și dezvoltarea fisurilor înclinate.

Un alt studiu [263], realizat pe 44 de grinzi cu dimensiuni reduse (75x130x1700 mm) și 80 de grinzi de dimensiuni mari (150x300x3500 mm) încărcate cu o sarcină concentrată, a urmărit comportarea până la cedare a grinzilor cu armături expuse funcție de următorii parametri: lungimea armăturii expuse, distanța până la reazem a zonei cu armătură expusă, poziția încărcării, procentul de armare, adâncimea betonului îndepărtat, distanța dintre etrieri (fig.VI.22.a).

Concluziile acestui studiu, uneori diferite de cele ale primului (fapt care a și generat discuții între autori [264]) sunt următoarele:

- la grinzile mici, poziția forței și lungimea armăturii expuse influențează esențial capacitatea portantă, ceea ce nu se remarcă în toate cazurile și la elemente mai mari (fig.VI.22.c și d);

- se remarcă faptul că, creșterea procentului de armare (pentru armătura întinsă) conduce la scăderea capacității portante a elementelor;

- pentru adâncimea zonei degradate există un prag de la care capacitatea portantă scade semnificativ (fig.VI.22.c);

- distanța față de reazem a zonei degradate influențează în mai mică măsură capacitatea portantă a grinzilor dar aceasta scade totuși cu apropierea față de reazem;

- prezența armăturii în zona comprimată poate favoriza creșterea capacității portante dar nu pentru orice mod de aplicare a încărcării.

Modelele de calcul dezvoltate pentru evaluarea capacității portante a grinzilor cu armături expuse [265] iau în considerare o comportare liniară a betonului. În cazul în care lungimea armăturii expuse, în zona centrală, este mică, modul de cedare a elementelor se apropie de cel al elementelor subarmate, existând o lungime critică a armăturii neaderente, peste care, cedarea se produce ca la elemente supraarmate. Se mai remarcă faptul că, considerarea în modelul de calcul a comportării liniar elastice a betonului introduce unele erori care s-ar putea elimina printr-o analiză pe element finit a comportării elementelor.

După cum rezultă din cele expuse anterior, problema comportării sub încărcare și modelarea acesteia nu sunt încă complet clarificate având în vedere dificultatea considerării tuturor parametrilor ce concură la aceasta.

considerate în calcul. Pentru grinzile a căror alcătuire și mod de încercare sunt prezentate în figura VI.14 [266]), analizând valorile încărcărilor capabile (P_c respectiv P_c^t) și de fisurare (P_f respectiv P_f^t) evaluate cu valorile standardizate ale rezistențelor (valorile de calcul pentru rezistența la compresiune a betonului R_c și cele de întindere R_a pentru armături) respectiv cu valorile determinate experimental (prin încercarea epruvetelor din aceleași materiale din care au fost executate elementele) și comparându-le cu valorile încărcărilor de fisurare (P_f^{exp}) și cedare (P_c^{exp}) deduse experimental (vezi figura VI.23) rezultă următoarele:

- elementele cedează la încărcări (P_c^{exp}) mai mari decât cele calculate considerând rezistențele de calcul (P_c) și cele reale (P_c^t) ale materialelor;
- încărcarea la care apar primele fisuri este de asemenea mai mare decât cea calculată (considerând rezistențele determinate experimental ale materialelor).

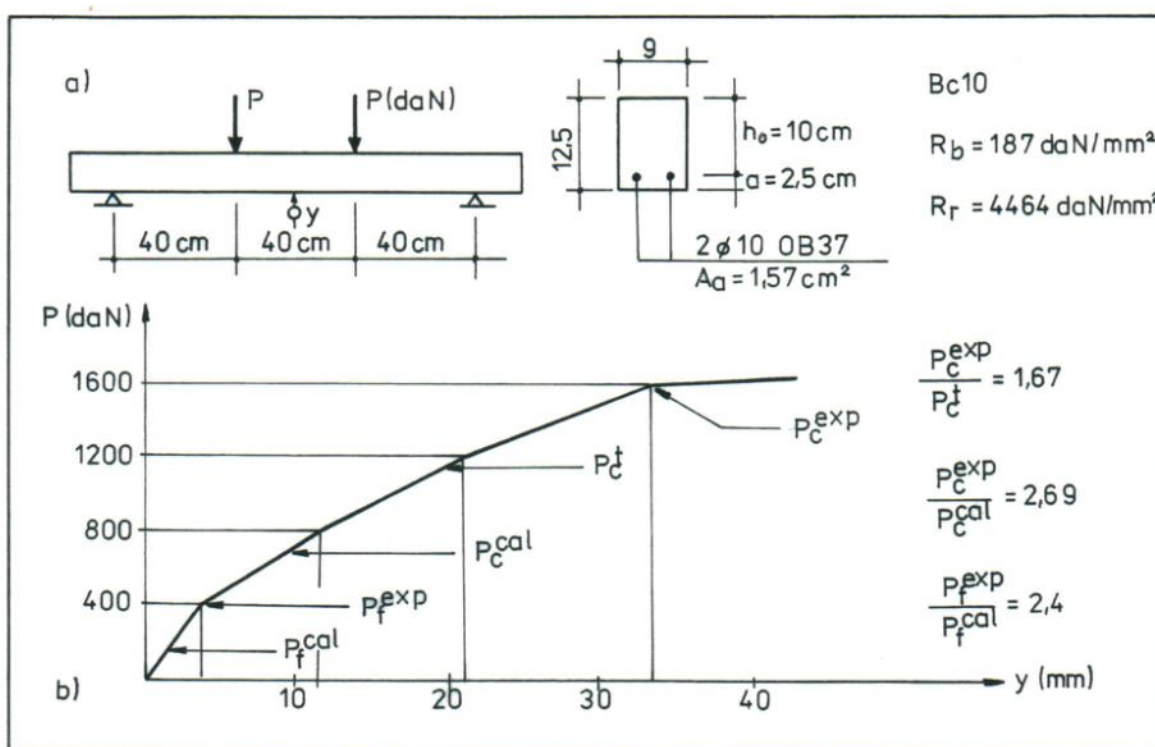


Fig. VI.23. Rezervele de capacitate portantă la grinzi din beton armat: a. Schema de încărcare și caracteristicile de alcătuire; b. Curba încărcare-deformare; P_c^{exp} - Încărcarea de cedare determinată experimental; P_c^t - încărcarea de cedare calculată cu caracteristicile materialelor deduse experimental (R_b și R_r); P_c^{cal} - încărcarea de cedare calculată cu valorile de calcul ale caracteristicilor materialelor (R_c și R_a); R_f^{exp} - încărcarea de fisurare dedusă experimental; R_f^{cal} - încărcarea de fisurare calculată cu valorile de calcul ale caracteristicilor materialelor

Dacă rezistența determinată pe cuburi cu latura de 200 mm pentru un beton de clasă Bc10 este $R_b = 187$ daN/cm², aplicând relația de transformare a acesteia în rezistența de calcul a betonului, rezultă;

$$R_c^t = (0,87 - 0,002R_b)R_b = 93 \text{ daN/cm}^2$$

În standardul românesc 10107-90[245], pentru betonul de clasă Bc10 se dau următoarele valori pentru rezistențele la compresiune caracteristică și de calcul:

$$R_{ck} = 85 \text{ daN/cm}^2 \text{ și respectiv: } R_c = 65 \text{ daN/cm}^2$$

În acest caz, față de valorile standardizate considerate în calcule, rezultă următoarele diferențe:

$$\frac{R_b}{R_c} = 2, \quad \frac{R_c^t}{R_{ck}} = 1,1 \quad \text{și} \quad \frac{R_c^t}{R_c} = 1,43$$

Raționând în același mod, pentru oțelul OB37, având o rezistență la întindere minimă la rupere $R_{r,min}^t = 3700 \text{ daN/cm}^2$, rezultă experimental rezistența la rupere $R_r = 4464 \text{ daN/cm}^2$. Astfel, comparativ cu rezistențele la întindere caracteristică $R_{ak} = 2550 \text{ daN/cm}^2$ și respectiv de calcul $R_a = 2100 \text{ daN/cm}^2$, considerate la proiectare, rezultă:

$$\frac{R_r}{R_{ak}} = 1,75, \quad \frac{R_r}{R_a} = 2,1 \quad \text{și} \quad \frac{R_{ak}}{R_a} = 1,21$$

Valorile acestor rapoarte pot fi interpretate din punct de vedere al evaluării nivelului de siguranță a elementelor ca fiind coeficienți de siguranță pentru capacitatea portantă.

Din punct de vedere al exploatării normale, limitarea săgeților conduce însă la valori admisibile mai mici ale încărcărilor.

În ceea ce privește capacitatea portantă a grinzilor din beton armat cu degradări trebuie luate în considerare următoarele:

- poziția zonei degradate pe element (la fibra întinsă, la fibra comprimată, în zona centrală, în zonele marginale);
- extinderea zonei degradate (degradare locală, degradare extinsă);
- cantitatea de armătură degradată și reducerea secțiunii din beton;
- conlucrarea armăturii cu betonul și asigurarea lungimii de ancorare.

Variabilitatea parametrilor menționați și diversitatea combinațiilor cu care pot apare în realitate face dificilă cuantificarea lor în vederea considerării în calcule, motiv pentru care fiecare situație în parte reprezintă un caz distinct.

Experimentările efectuate pe grinzi din beton armat degradate local (cele care ulterior au fost consolidate, vezi cap.VII, §5) au arătat că, cedarea acestora are loc prin *dezvoltarea fisurilor din dreptul degradărilor și strivirea betonului la căpătul acestor fisuri după alungirea excesivă a armăturilor*, fără a se semnala totuși lunecări evidente ale armăturilor de o parte și de alta a zonelor degradate chiar dacă acestea sunt traversate de fisuri normale.

Această comportare conduce la concluzia că *evaluarea prin calcul a capacității portante la elemente încovoiate cu degradări locale ale armăturii* (având cunoscute însă caracteristicile reale și de calcul ale materialelor, respectiv compresiune a betonului) *se efectuează considerând secțiunile efective la armătură și beton* (rezultă secțiuni subarmate).

5.2.2. Capacitatea portantă și comportarea grinzilor din beton precomprimat cu degradări

Comportarea grinzilor din beton precomprimat având degradări sub formă de armături secționare, comparativ cu a celor fără degradări, a fost studiată pe două tipuri de grinzi cu deschidere de 12 m (vezi cap.VII, §6.3 și §6.4).

La primul tip de grindă au fost secționare două din cele șase toroane TBP 12 din zona centrală (fig.VI.24), reducându-se astfel cu 33% cantitatea inițială de armătură. În aceste condiții, capacitatea portantă a elementului degradat s-a redus față de cea a elementului inițial cu 20%.

Comparând modul de comportare până la cedare și caracterul cedării, rezultă următoarele:

- la tăierea toroanelor apar fisuri de lunecare a armăturii tăiate în beton, fisuri care se dezvoltă ulterior;
- conservarea aderenței dintre toroane și beton în restul elementului conduce la o stare de fisurare asemănătoare cu a grinzii inițiale (vezi fig. VII.6.3.8);
- cedarea se produce prin dezvoltarea fisurilor în dreptul degradării și strivirea betonului din zona comprimată pe o înălțime mult mai mică decât în cazul grinzii fără degradări (vezi foto VII.6.3.2 și foto VII.6.3.4); de remarcat că cedarea se produce mai lent, betonul din zona comprimată exfoliindu-se treptat.

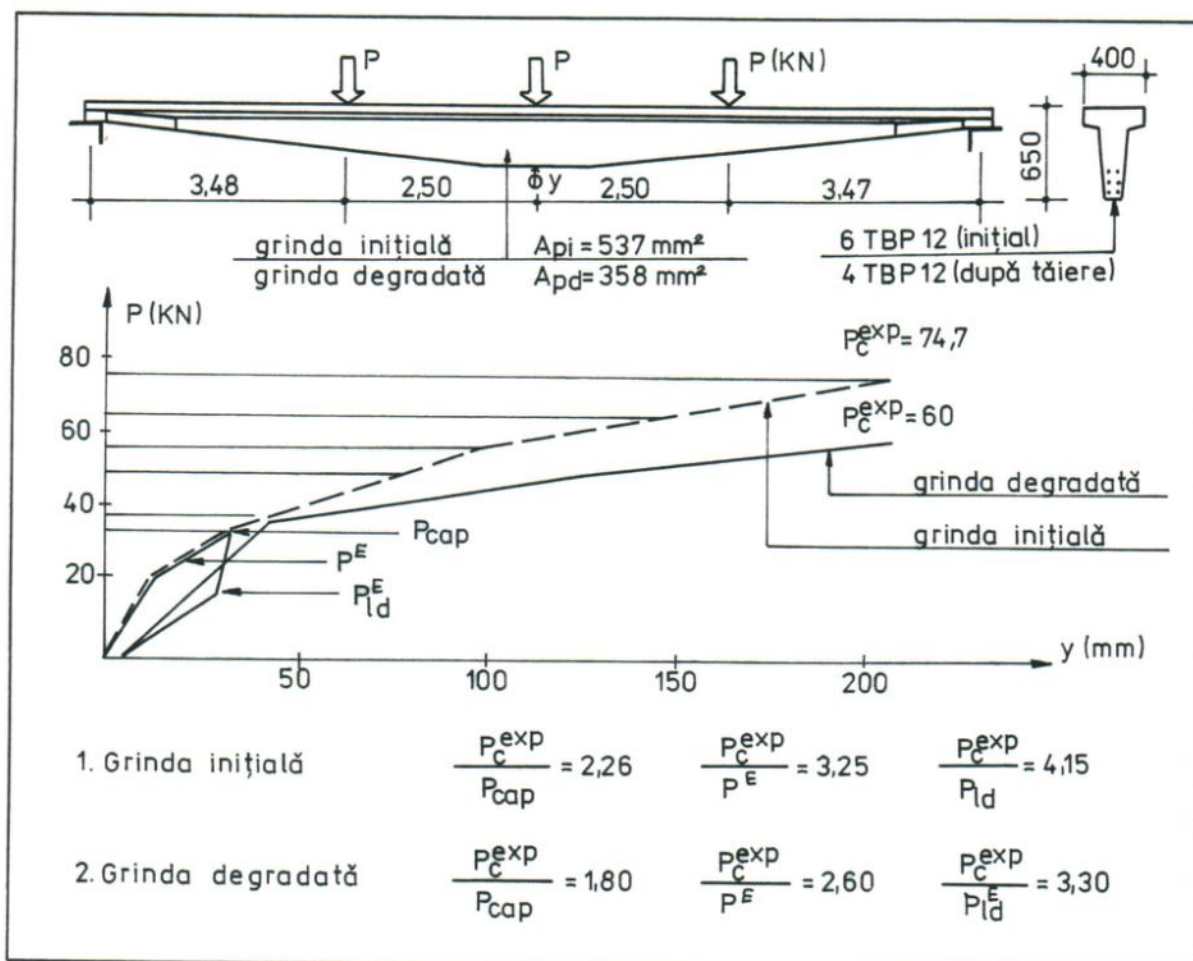


Fig. VI.24. Comportarea până la cedare a grinzilor din beton precomprimat cu și fără degradări

Comparand valorile încărcărilor de cedare cu cele pentru care a fost dimensionată și verificată grinda (încărcarea maximă capabilă, cea de exploatare și cea de lungă durată) precum și cu încărcările de calcul indicate în proiectul tip, se remarcă următoarele (vezi figura VI.24);

- față de încărcarea capabilă corespunzătoare verificării la starea limită se rezistentă rezultă rezerve semnificative de rezistență chiar și pentru grinda cu degradări;
- rezervele de rezistență cresc evident dacă încărcările de cedare deduse experimental se compară cu încărcările de exploatare și de lungă durată;
- pentru grinda degradată, sarcina de cedare este însă aproximativ egală cu cea de rupere calculată cu un coeficient de siguranță de 1,6 pentru grinda fără degradări;

- raportul dintre momentele capabile ale secțiunii inițiale și ale secțiunii degradate rezultă de asemenea 1,6 în condițiile reducerii cu 1:3 a cantității de armătură.

La cel de al doilea tip de grindă degradările s-au produs în mai multe secțiuni (vezi figura VII.6.4.1 și foto V.13), în cea mai solicitată armătura fiind redusă cu circa 23%. În aceste condiții capacitatea portantă a elementului degradat s-a redus circa 15% față de a celui nedegradat (fig. VII.6.4.2).

În ceea ce privește comportarea până la cedare se remarcă faptul că, la grinda cu degradări, fisurile nu se extind spre reazeme (fig.VII.6.4.4), nedepășind zonele extreme degradate, cedarea producându-se prin dezvoltarea fisurilor din dreptul degradărilor și exfolierea treptată a betonului în zona comprimată. Spre deosebire de acestea, la grinda fără degradări, în preajma cedării apar fisuri puternic înclinate la reazeme, evidențiind lunecări ale armăturii și degradări ale capacității portante în secțiuni înclinate (vezi cap. VII.6.4.5).

Încercările prezentate au relevat faptul că, *evaluarea capacității portante a grinzilor din beton precomprimat cu degradări constă în evaluarea efortului capabil în secțiunile degradate considerând cantitatea redusă de armătură și caracteristicile geometrice ale secțiunii ideale de beton rezultate în urma micșorării ariei de beton și armătură.*

5.2.3. Capacitatea portantă și comportarea stâlpilor din beton armat cu degradări

Experimentările privind comportarea sub încărcare și capacitatea portantă a stâlpilor cu degradări [266] s-au efectuat pe perechi de stâlpi solicitați la forță axială și moment încovoietor alternant (vezi cap.VII, §7).

Degradările au constat în micșorarea secșorarea secțiunilor de armătură cu 1/3, local, în mai multe zone pe înălțimea stâlpilor (vezi figura VII.7.2), după ce în prealabil aceștia au fost fisurați și puși sub efort.

Comparând modul de comportare până la cedare precum și caracterul acestuia la elementele inițiale, nedegradate cu a celor degradate (fig.VI.45), rezultă următoarele:

- primele fisuri apar la baza stâlpilor, în secțiunile de moment încovoietor maxim, extinzându-se apoi în sus, pe o înălțime mai mica la stâlpii fără degradări (egală cu până la 1,5 ori latura secțiunii) față de cea cu degradări (extinse chiar și până la 1/3 din înălțime, vezi fig.VII.7.6.a);

- la stâlpi cu degradări, odată cu fisurile de la bază apar și fisuri în dreptul degradărilor locale ale armăturii (vezi fig.VII.7.6.b), fisuri ce se extind spre mijlocul stâlpului odată cu creșterea încărcării;

- se remarcă comportarea mai ductilă a stâlpilor cu degradări (prin degradarea armăturilor, rigiditatea lor scade, figura VII.25);

- sarcina de cedare a stâlpilor degradați este cu aproape 25% mai redusă față de cea a stâlpilor nedegradați, în condițiile în care secțiunile de armătură au fost reduse cu 33% în zonele cu moment egal cu 0,85 din momentul maxim.

Încercările efectuate au relevat faptul că, în principiu, *capacitatea portantă a elementelor comprimate excentric și având degradări locale ale armăturilor este determinată de caracteristicile secțiunilor cu degradări (arii de armătură și beton reduse), ca și în cazul elementelor încovoiate (grinzi din beton armat).*

Trebuie însă menționat faptul că, excentricitățile ce apar în realitate, datorate execuției (iar în cazul experimentărilor datorate dificultăților de menținere a forței axiale și a excentricităților constante pe elementele deformate) nu pot fi evaluate corect în calcule motiv

pentru care, de multe ori rezultă diferențe semnificative între sarcina de cedare evaluată și cea reală.

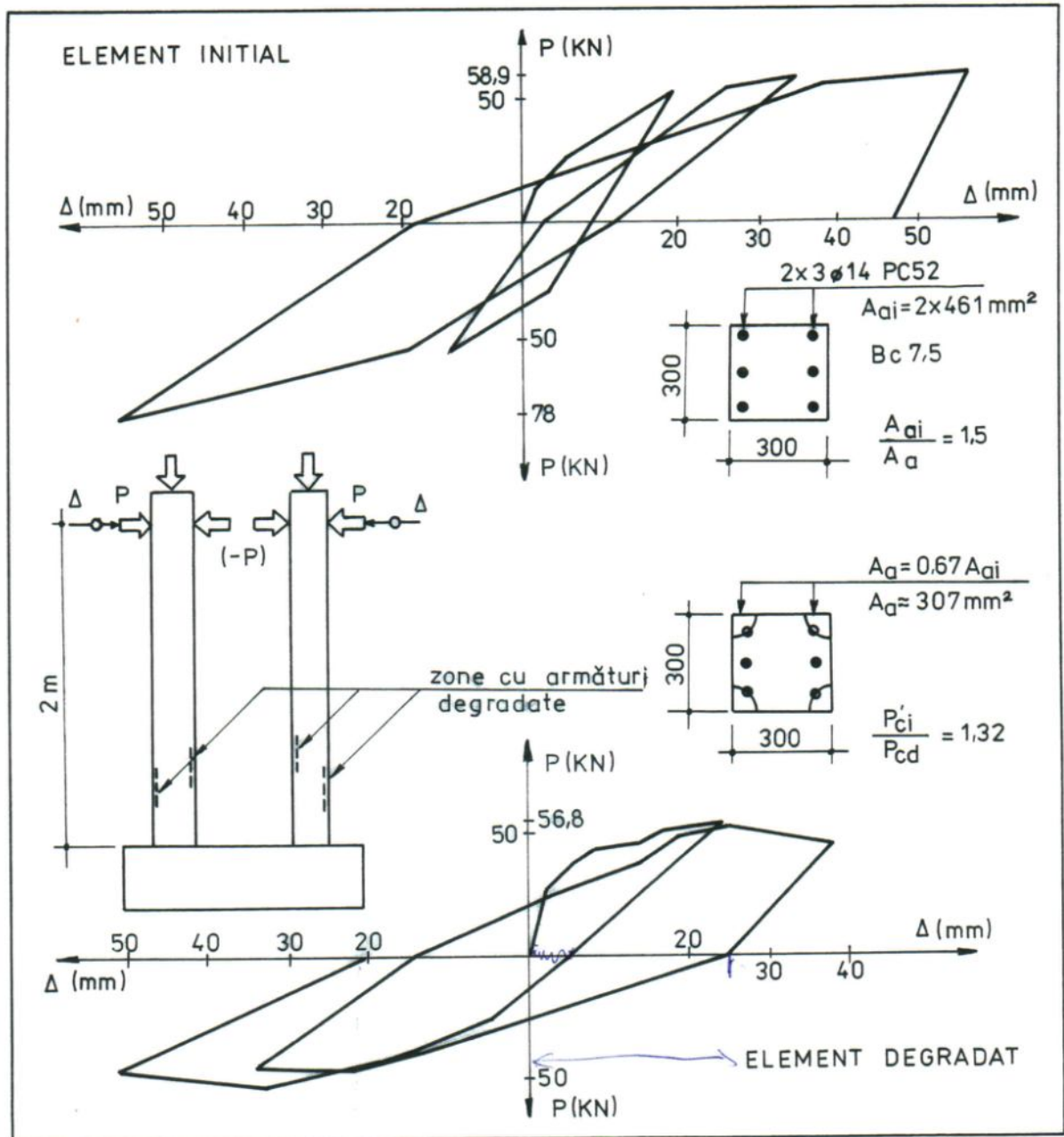


Fig. VI.25. Comportarea stâlpilor cu degradări, comparativ cu cea a stâlpilor nedegradăți

6. Evaluarea duratei de serviciu

6.1. Introducere

În evaluarea siguranței unei construcții capacitatea portantă la acțiunile exterioare se considera constantă în timp, afirmație valabilă în condițiile asigurării durabilității pe durata de exploatare. Rezultă de aici faptul că, prin proiectare, trebuie precizată și durata de serviciu necesară este asigurată [267]. Deocamdată însă, durata de serviciu nu este considerată ca parametru distinct pentru proiectarea construcțiilor obișnuite, problema programării duratei de exploatare în condiții de siguranță impuse fiind abordată doar pentru construcțiile cu destinație specială (cum ar fi centralele nucleare [268] sau platformele de foraj marin).

Conceptul de durată de serviciu este legat de conceptul de durabilitate a betonului, cele două noțiuni fiind definite astfel [269]:

- durabilitatea reprezintă capacitatea de menținere a aptitudinii de exploatare (serviceabilității ¹⁾) a unui produs, component, ansamblu sau construcție pe o durată de timp specificată;

- durata de serviciu (a elementelor de construcție sau a materialelor) reprezintă perioada de timp de la intrarea în exploatare în care toate proprietățile se mențin la valori acceptabile în condițiile unei întrețineri curente.

În principiu, construcțiile proiectate în conformitate cu criteriile de durabilitate (ca de exemplu cele prevăzute de CEB-PIP Model Code [270]) și exploatare în condiții de mediu luate în considerare la proiectare, nu ar trebui să-și diminueze nivelul de siguranță sub limite acceptabile pe durata de serviciu normată. Având însă în vedere:

- nivelul cunoștințelor la data proiectării,
- posibilitățile apariției unor erori de execuție,
- condițiile de exploatare și modificările funcționale, ce pot interveni în timp,
- acțiuni neprevăzute sau cu valori excepționale

apare necesară evaluarea duratei de serviciu a construcției pe parcursul exploatării, la un moment dat, ținând cont de :

- condițiile inițiale de proiectare și execuție;
- degradările intervenite;
- condițiile de mediu;
- comportarea în timp la acțiunile exterioare.

În procesul de evaluare a duratei de serviciu pentru un element/construcție parametrii cei mai importanți care trebuie luați în considerare sunt, pe de o parte, acțiunile din mediul înconjurător și caracteristicile materialelor (influențe probabile) și pe de altă parte defectele structurale (influențe posibile) [267], metodele de evaluare fiind următoarele: (a) evaluarea bazată pe experiență; (b) evaluarea prin comparație cu situații similare; (c) evaluarea prin încercări accelerate; (d) evaluarea prin modelare matematică a proceselor de degradare; (e) evaluare prin analize de fiabilitate și analize stochastice.

¹⁾ Serviceabilitatea reprezintă capacitatea unui element, subansamblu sau construcție de a-și menține funcțiunile pentru care a fost proiectat, noțiunea fiind similară cu cea de aptitudine pentru exploatare utilizată în normele românești (P130-88 de exemplu [102]).

6.2. Evaluarea duratei de serviciu bazată pe experiență

Evaluarea duratei de serviciu, bazată pe experiență, se efectuează în etapa culegerii datelor preliminare (vezi cap IV, § A.3.2.1) când, în urma examinării vizuale a construcției se constată:

(i) degradări care pot provoca prăbușirea unor elemente (sau a întregii construcții), caz în care evaluarea duratei de serviciu reprezintă de fapt constatarea că aceasta este practic anulată (sau în orice caz este foarte scurtă);

(ii) degradări care nu afectează elementele de rezistență ale structurii, caz în care durata de serviciu poate fi considerată ca fiind aproape egală (în orice caz mai mică) decât cea normată;

(iii) degradări care afectează parțial sau integral structura de rezistență, nu conduc la prăbușiri iminente dar evaluarea nivelului de siguranță implică investigarea construcției (expertizarea), caz în care evaluarea duratei de serviciu se poate efectua de către expert pe baza analizei datelor culese pe parcursul investigațiilor, judecate prin prisma experienței sale ingineresti.

Astfel, pentru evaluarea cât mai precisă a duratei de serviciu pe baza experimentării expertul trebuie să analizeze următoarele:

- rezultatele investigațiilor efectuate in situ privind natura, amploarea și gravitatea degradărilor (vezi cap V, §4.1);

- rezultatele evaluării capacității portante a elementelor/structurii în starea inițială și în stare degradată (vezi cap VI, §3);

- compararea datelor despre comportarea în timp a structurii expertizate cu cele de la alte structuri exploatate în condiții similare, investigate de expert sau prezentate în literatura de specialitate;

- corelarea empirică a datelor culese în situ cu cele obținute în cadrul încercărilor de laborator (în cazul în care expertul decide necesitatea efectuării acestora, vezi cap V, §4.2);

- legislația în vigoare privind nivelul de siguranță necesar pentru diferite tipuri de construcții.

Formându-și astfel o imagine asupra stării construcției și a condițiilor de exploatare, expertul cu o experiență bogată și cunoștințe temeinice dar nu în ultimul rând și cu fler, poate aprecia, evident, cu o anumită aproximare, durata de serviciu a construcției.

Din păcate, considerațiile de mai sus, la nivelul actual al cunoștințelor privind durata de serviciu a construcțiilor, rămân la stadiul de supoziții deoarece nu se pot cita cazuri în care o evaluare efectuată de un expert numai pe baza experienței ar fi fost confirmată întocmai în practică. Pe de altă parte însă, există în colectivitățile de specialiști, experți cvasiunanim recunoscuți a căror evaluări merită să fie luate în seamă și considerate ca realiste.

6.3. Evaluarea duratei de serviciu prin comparație cu situații similare și cu codurile actuale

a. Evaluarea duratei de serviciu perin comparație cu situații similare este legată de cunoștințele și experiența acumulate în ceea ce privește comportarea betonului, betonului armat și a betonului precomprimat de la primele aplicații și până în prezent. În final, rezultă ca această metodă, ca și cea anterioară, depinde esențial de soliditatea cunoștințelor expertului și capacitatea sa de a sintetiza și analiza date preluate din literatura de specialitate și din

observațiile personale anterioare, mai ales dacă toate acestea sunt dublate și de cercetări de laborator.

În plus, mai trebuie avut în vedere faptul că fiecare structură prezintă particularități datorită variabilității caracteristicilor materialelor, caracteristicilor de alcătuire și condițiilor de execuție. De asemenea, extrapolarea observațiilor efectuate în timp pe materiale și structuri executate și exploatate în anumite condiții nu se poate efectua direct având în vedere că de-a lungul anilor se produc modificări, uneori esențiale, în ceea ce privește calitatea caracteristicilor materialelor ca și condițiile de exploatare [271].

b. Evaluarea duratei de serviciu prin comparație cu codurile actuale constă, în principiu, din compararea parametrilor relevați în situ sau determinați prin calcule cu valorile acestora prescrise de codurile actualmente în vigoare. În acest sens trebuie remarcat faptul că prevederile privind asigurarea durabilității apar relativ recent în codurile care reglementează proiectarea și execuția construcțiilor [272] fiind rezultatul cercetărilor efectuate în ultimul deceniu [273]. Aceste coduri reglementează valorile unor parametri determinați în ceea ce privește durabilitatea care, comparați cu cei relevați și cu observațiile privind comportarea până la un moment dat a construcției respective pot conduce expertul la evaluări mai precise pentru durata de serviciu.

De exemplu codul european CEB-FIP Model Code 1990 [270] precizează ca și criteriile de durabilitate:

- forma elementelor structurale,
 - calitatea materialelor, care pentru beton constă în asigurarea impermeabilității prin compziție, mod de punere în operă (compactare și tratare ulterioară),
 - acoperirea cu beton a armăturilor și asigurarea spațiului dintre acestea pentru o betonare corespunzătoare,
 - detaliile constructive,
 - limitarea deschiderii fisurilor,
 - protecții secundare,
 - măsuri suplimentare de protecție în cazul elementelor precomprimate,
- toate acestea, diferențiat funcție de agresivitate a mediului în care sunt exploatate.

O modalitate de apreciere a duratei de serviciu ar putea fi aceea prin care, considerând parametrii determinați pentru durabilitate, cuantificați într-un mod adecvat, se calculează un punctaj prin care se reflectă adecvanța elementului (structurii) de a fi durabilă în condiții date de mediu. Această metodă, propusă pentru evaluarea durabilității structurilor în faza de proiectare [274] ar putea fi aplicată și pentru structuri existente la care se cunosc suficiente date privind caracteristicile de alcătuire.

6.4. Evaluarea duratei de serviciu prin încercări accelerate

Încercările accelerate (vezi cap V, §4.2.2.1), dacă sunt rațional proiectate și desfășurate iar rezultatele corect interpretate, constituie o bază reală pentru evaluarea duratei de serviciu pentru materiale/elemente, condiția principală fiind aceea ca, mecanismele de degradare din exploatare să fie adecvat modelate [271].

Metodologia de concepere și desfășurare a acestor teste (fig. VI.26), ca metodă ajutătoare pentru evaluarea duratei de serviciu a materialelor/elementelor, este standardizată în SUA încă din 1982 (ASTM E632-82, reaprobat în 1988 [269]).

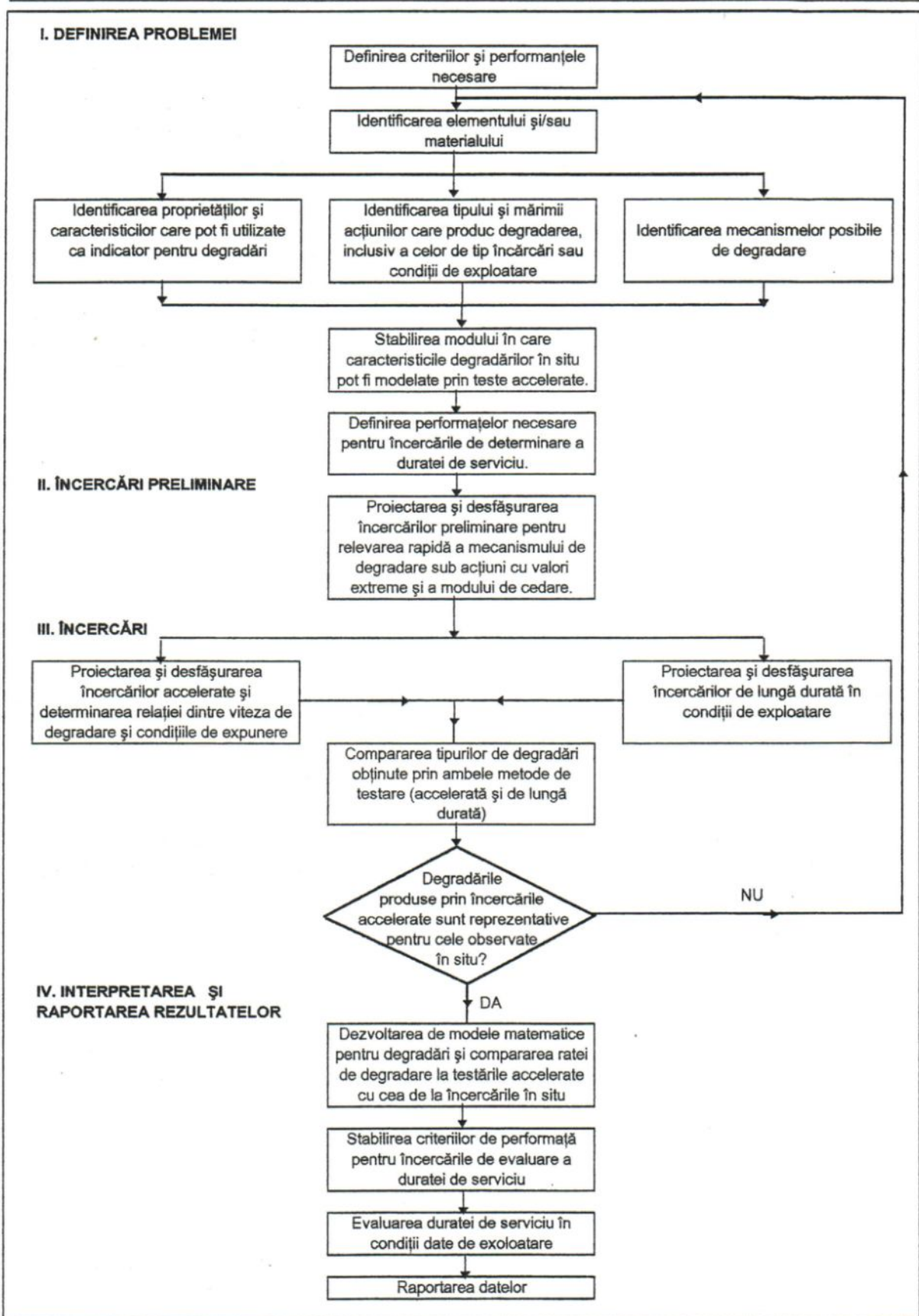


Fig. VI.26. Metodologia recomandată pentru desfășurarea testelor accelerate pentru evaluarea duratei de serviciu

Conform acestui standard, încercările accelerate (vezi cap V, §4.2.2.1) se efectuează (secvența I din fig. VI.26) pentru a se identifica următoarele aspecte privind degradarea materialelor/elementelor:

- mecanismele de degradare, care pot fi caracterizate prin reacțiile chimice specifice și/sau procese fizice măsurabile (vezi cap II) sau definite în termeni generali în cazul în care nu se dispune de informațiile sau aparatura necesare unor analize corecte;
- timpul și mărimea acțiunilor care produc degradările (vezi cap I);
- proprietățile și caracteristicile specifice care pot fi utilizate în caracterizarea degradărilor și ca indicator (măsură) a acestora, începând cu cele observabile vizual și până la cele detectabile cu aparatura specializată (vezi cap V, §4.2.4 și 4.2.5).

În cazul în care parametrii de mai sus nu sunt eventual cunoscuți (din încercări anterioare de exemplu) se recomandă efectuarea unor încercări preliminare (secvența II din figura VI.25) pentru identificarea acestora, aplicând materialelor/elementelor acțiune cu valori extreme (de exemplu concentrații mari ale agentului coroziv sau accelerarea coroziunii prin metode electrochimice, vezi cap.V, §4.2.2.1). Mai departe, pe baza acestor teste preliminare se proiectează și se desfășoară încercările propriu-zise (secvența III din figura VI.25).

Odată stabilit pri aceste încercări accelerate mecanismul de degradare și identificat ca fiind similar cu cel rezultat în urma încercărilor de lungă durată (și/sau cu cel evidențiat în urma investigațiilor în situ, vezi cap.V, §4.1), se caută corelația matematică (vezi §6.5) între rezultatele celor două tipuri de încercări care, depinzând de timp poate conduce la evaluare duratei de serviciu a materialului/elementului încercat (sau investigat în situ).

Cea mai simplă corelație care se poate calcula este cea de tip liniar rezultată ca raport între rata de modificare a unei proprietăți specifice ce caracterizează mecanismul de degradare pentru încărcarea accelerată (R_{AT}) și pentru încercarea de lungă durată (R_{LT}). Se obține astfel un factor de accelerare $K = R_{AT}/R_{LT}$ care, fiind dependent de timp conduce la evaluarea duratei de serviciu a materialului/elementului încercat. Pentru procese de degradare neliniare factorul de accelerare rezultă în urma unor prelucrări matematice adecvate a rezultatelor obținute la încercări.

Deși pe baza rezultatelor obținute se poate evalua durata de serviciu pentru elementele încercate, extrapolarea acestora pentru caracteristicile reale ale materialelor/elementelor și la condițiile specifice de mediu (de obicei cu variații mari și insuficient cunoscute, vezi cap.I), prezintă reale dificultăți deoarece:

- factorii care afectează rezistența, stabilitatea și durabilitatea materialelor/elementelor sunt foarte numeroase (vezi cap.I) și dificil de cuantificat iar procedeele de expunere accelerată (vezi cap. V, §4.2.2.1), nu pot ține cont de toate acestea;
- mecanisme de degradare sunt complexe și uneori nici foarte bine cunoscute;
- încercările se efectuează în condiții diferite față de cele reale atât în ceea ce privește configurația elementului testat cât și a mediului agresiv.

6.5. Evaluarea duratei de serviciu prin modelarea matematică a proceselor de degradare

Modelarea matematică a proceselor de degradare coroziva a betonului și betonului armat se pot efectua:

- (i) **analitic**, ținând cont de proprietățile materialului (porozitate, permeabilitate, difuzie, etc.) și legile de propagare prin acesta a substanțelor (lichide sau gaze), rezultând astfel adâncimea de penetrare funcție de timp;

(ii) **probabilistic**, prin prelucrări adecvate a rezultatelor experimentale, în urma cărora rezultă relații matematice empirice care fac legătura între parametrii caracteristici ai acțiunii corozive (concentrația de exemplu) și proprietățile specifice materialului (porozitate, conținut de ciment de exemplu etc.) și adâncimea de penterare în timp.

Trebuie subliniat însă faptul că relațiile ce se obțin pentru determinarea duratei de serviciu utilizând cele două metode, deși mult mai precise decât cele prezentate anterior (vezi §6.2 și 6.3), reprezintă totuși metode complementare, ajutătoare, necesare expertului pentru luarea deciziei de intervenție.

Imprecizia modelelor matematice din care rezultă durata de serviciu pentru un material/element rezidă în următoarele:

(i) modelele matematice privind penetrarea lichidelor și gazelor în beton se referă la condiții ideale atât pentru material (omogenitate, izotropie etc.) cât și pentru medii (considerate ca având caracteristici constante în timp) situație care practic în realitate nu se întâlnește;

(ii) modelele obținute în condiții de laborator prin încercări accelerate pot fi foarte apropiate de realitate în condițiile încercărilor respective ceea ce nu înseamnă neapărat că prin extrapolare la condițiile reale se obțin rezultate valabile.

(iii) atât modelele teoretice cât și cele deduse prin încercări de laborator nu au putut fi concludent verificate până în prezent prin încercări în situ, desfășurate în condiții reale de exploatare datorită duratei mari necesare pentru organizarea acestora.

Apare evident faptul că dacă pentru materiale și elemente durata de serviciu nu poate fi estimată decât relativ, uneori cu intervale mari de incertitudine, problema se complică foarte mult în cazul structurilor formate din elemente diverse, diferit solicitate.

Chiar dacă precizia lor este relativă, modelele matematice reprezintă un factor important pentru evaluarea duratei de serviciu mai ales pentru construcții cu destinație specială (cum ar fi centralele nucleare și platformele maritime), motiv pentru care s-au dezvoltat modele specifice diverselor acțiuni corozive, modele ce vor fi prezentate în continuare.

6.5.1. Modele pentru coroziunea armăturii în beton și evaluarea duratei de serviciu

Modelul clasic pentru coroziunea armăturii în beton, ceea ce reprezintă degradarea caracteristică a elementelor din beton armat, a fost propus în 1982 (fig.VI.27, [275]). Modelul se bazează pe observația că, armătura în beton începe să corodeze după o perioadă de inițiere în care coroziunea nu se manifestă decât activ, după care urmează perioada de propagare la sfârșitul căreia armătura este considerată ca fiind scoasă din funcțiune, moment în care este justificat a se considera că și durata de serviciu a elementului a expirat.

Procesul de inițiere a coroziune este determinat de exemplu de carbonatarea treptată a stratului de acoperire cu beton a armăturilor (vezi cap. II, §2) și/sau de difuzia ionilor de clor (vezi cap.II, §3) prin acest strat.

Pentru alte acțiuni corozive, perioada de inițiere este determinată de caracteristicile acestora ca de exemplu: pentru sulfatați, decojirea în straturi succesive a betonului de acoperire până în apropierea armăturii când, aceasta nemaifiind protejată începe să corodeze (vezi cap. II, §4), pentru azotați prin difuzia în interiorul betonului și dezagregarea acestuia (vezi cap.II, §5) etc.

În perioada de propagare a coroziunii, conform acestui model, viteza de coroziune depinde de viteza de difuzie a oxigenului la catod, rezistivitatea soluției din porii betonului și de temperatură și este mult mai scurtă decât perioada de inițiere (de exemplu, această

perioadă, estimată pentru placa unui pod a fost de peste cinci ori mai mică decât perioada de inițiere [275]).

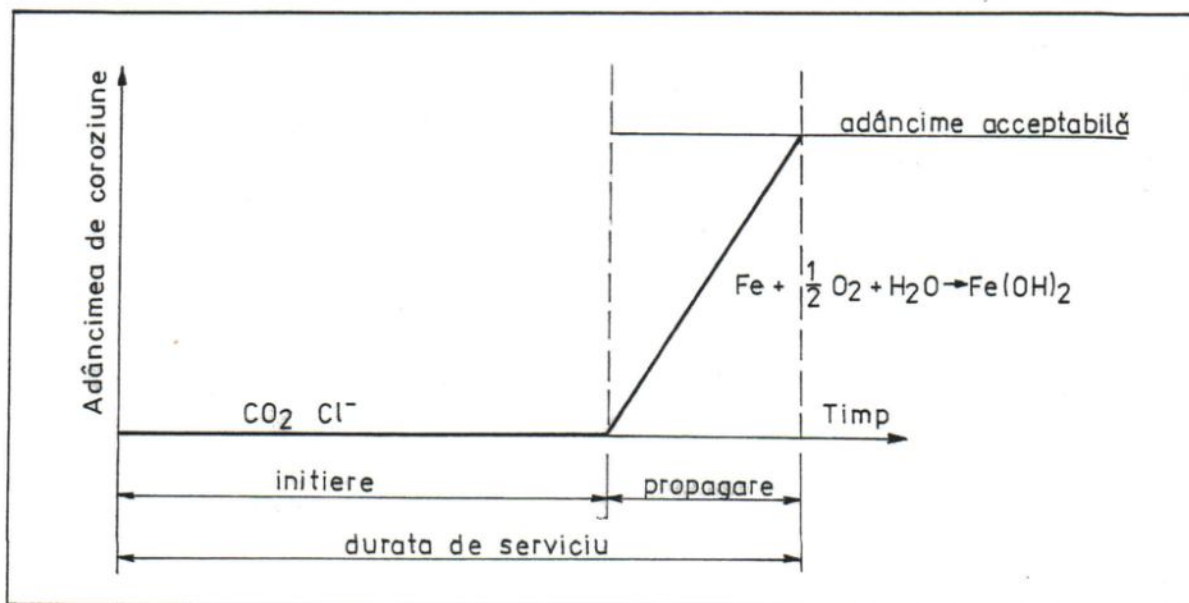


Fig. VI.26. Modelul schematic al coroziunii armăturii în beton pe durata de serviciu

În cazul betonului saturat cu apă, procesele se desfășoară mult încetinit deoarece difuzia oxigenului necesar coroziunii armăturii este împiedicată de prezența apei în pori.

Practic, determinarea duratei de serviciu utilizând acest model se poate efectua astfel:

- se determină caracteristicile materialului (compoziția betonului, porozitatea, coeficientul de difuzie etc) și ale mediului (tipul și concentrațiile substanțelor corozive);
- se calculează perioada de inițiere pe baza datelor experimentale privind viteza de difuzie funcție de concentrația substanței agresive pentru materialul dat (prelevat, vezi cap. V, §4.2.4.6);
- se determină viteza de coroziune în stadiul de propagare prin încercări accelerate (vezi §6.4) sau în situ (vezi V, §4.1.11);
- se determină gradul de coroziune a armăturii la care se consideră că elementul cedează (vezi §6.4) și durata după care acesta este atins cu aceste date se poate trasa graficul din figura VI.27 rezultând astfel durata de serviciu ca sumă a duratelor de inițiere și de propagare a coroziunii armăturii în beton.

Un model similar în principiu, dar mult mai complex, bazat pe exprimarea matematică a complexelor fenomene fizice ce au loc pe parcursul difuziei oxigenului și ionilor de clor prin beton ca și a fenomenelor care au loc la suprafața armăturii, a fost elaborat pentru coroziunea oțelului în beton la structuri exploatate în mediu marin [276].

Durata perioadei de inițiere este determinată de rapiditatea cu care se modifică caracteristicile stratului de acoperire cu beton, în sensul de a activa sau neutraliza substanțele agresive care penetrează spre armături și de concentrația acestor substanțe necesară pentru a iniția procesul de coroziune a armăturii.

Având în vedere că coroziunea armăturii în beton este legată de fenomene în stratul de acoperire, s-au elaborat și modele privind modificarea în timp a caracteristicilor acestuia sub acțiunea diversilor factori agresivi (bioxid de carbon, ioni de clor, ioni sulfat, acizi etc.), modele care vor fi prezentate în continuare.

6.5.2. Evaluarea duratei de serviciu pentru carbonatarea betonului

6.5.2.1. Relații deduse empiric

Relația generală dedusă empiric pentru determinarea adâncimii de carbonatare (d_c) a betonului după un interval de timp t este [277]:

$$d_c = kt^{0.5}, \text{ unde :}$$

k - este un coeficient care ține seama de caracteristicile betonului (porozitate, cantitate de substanțe carbonatabile) și ale mediului (concentrația de bioxid de carbon, vezi figura II.2).

Se apreciază că relația este valabilă pentru mediul interior (uscat), pentru condițiile de mediu exterior, cu variații de umiditate trebuind aplicată o relație de același tip

$$d_c = kt^x$$

dar în care x ia valori între 0,5 și 1, teste efectuate la un număr mare de structuri [278] ca și pe epruvete [48] confirmând valabilitatea relațiilor.

S-au elaborat și relații mai complexe în care diverși parametri țin cont de caracteristicile betonului și condițiile de mediu, ca de exemplu (relație citată în [279]):

$$d_c = \sqrt{\left(17 \frac{A}{C} - 6,5\right) R \cdot K \cdot t + 5}$$

R - este un coeficient care ține cont de tipul cimentului

K - coeficient care ține cont de condițiile climatice

A/C - raport apă-ciment ($< 0,6$)

Studii efectuate în țară au condus la prounerea de către prof.dr.ing. C. Bob [280] a următoarei relații pentru corelația dintre adâncimea de carbonatare și durata de expunere:

$$d_c = \frac{150\alpha\beta\gamma}{R_b} \sqrt{t} \text{ unde,}$$

R_b - este rezistența betonului (N/mm^2)

α - coeficient care introduce influența tipului de ciment

β - coeficient care ține seama de condițiile în care se găsește construcția

γ - coeficient care introduce influența concentrației de carbon.

Pentru cazul elementelor expuse condițiilor atmosferice exterioare (dar adăpostit de ploaie) s-a propus și următoarea relație [281] pentru determinarea adâncimii de carbonatare:

$$d_c = 250 \left(\frac{1}{\sqrt{R}} - \frac{1}{\sqrt{R_u}} \right) \sqrt{t}, \text{ unde :}$$

R - reprezintă rezistența la compresiune a unei epruvete de beton standard

R_u - reprezintă rezistența la compresiune a unui beton care, expus mediului exterior dar adăpostit de ploaie nu trebuie să se carbonatze ($R_u = 62 \text{ Mpa}$)

Dacă se cunosc grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii (a) și adâncimea stratului de beton carbonatat la un moment dat (t), se poate determina durata (t_c) după care întreg stratul de acoperire cu beton se va dezalcaliniza aplicând relația ([235], vezi și [84]):

$$t_c = \left(\frac{a}{d_c} \right)^2 t$$

6.5.2.2. Relații matematice

În afara relațiilor empirice prezentate mai sus adâncimea de carbonatare poate fi exprimată prin relațiile matematice care guvernează fenomenele de transport a gazelor prin beton [282]. O astfel de relație este [283]:

$$d_c = \sqrt{2D \frac{c_a}{c_c} \cdot t}, \text{ unde :}$$

D_c - este coeficientul de difuzie a CO_2 prin betonul carbonatat

c_a - concentrația de CO_2 în aer (g/m^3)

c_c - cantitatea de CO_2 necesară carbonatării complete a unității de masă de beton.

6.5.2.3. Nomograme

Pentru simplificarea procesului de determinare a duratei de serviciu sau a grosimii minime a stratului de acoperire cu beton pentru o durată dată de serviciu s-au trasat nomograme funcție de influența caracteristicilor betonului și a mediului (fig. VI.28 [284] și fig. VI.29 [285]). Aceste nomograme au la bază relațiile de calcul prezentate anterior, completate și cu verificări efectuate în timp.

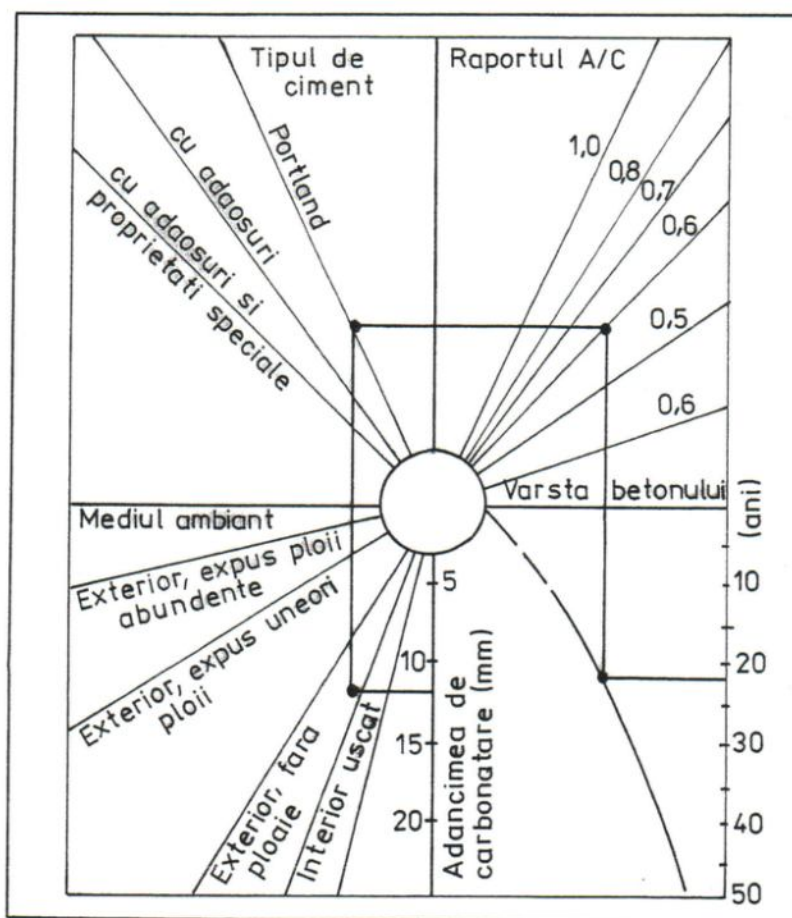


Fig.VI.28. Nomogramă pentru estimarea adâncimii de carbonatare funcție de vârsta betonului, raportul A/C, tipul de ciment și condițiile de expunere

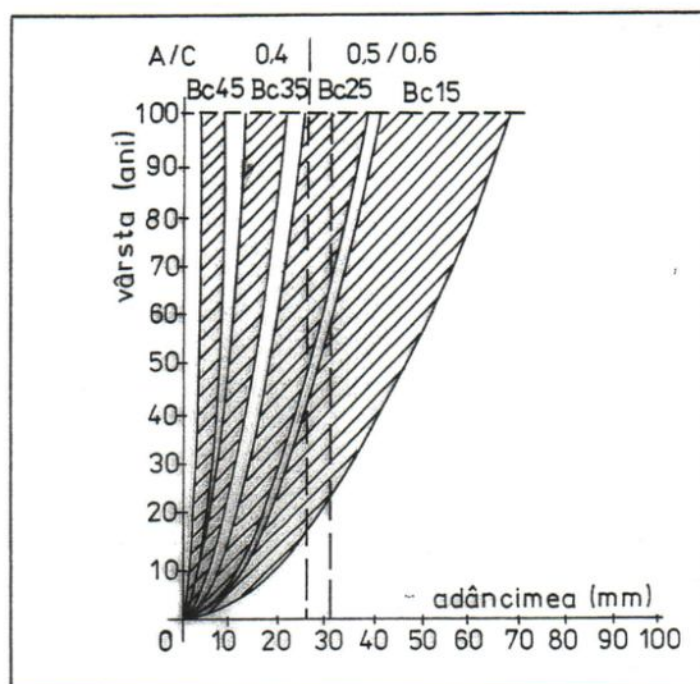


Fig. VI.29. Adâncimea de penetrare a bioxidului de carbon funcție de clasa betonului, coeficientul de difuzie și raportul A/C

6.5.3. Evaluarea duratei de serviciu pentru acțiunea ionilor de clor

6.5.3.1. Determinarea duratei de serviciu utilizând modele matematice

Conform modelului coroziunii armăturii în beton, prezentat în figura VI.27, perioada de inițiere reprezintă durata în care stratul de acoperire cu beton a armăturilor se carabonatează sub acțiunea bioxidului de carbon, permițând astfel penetrarea oxigenului și corodarea armăturii (vezi §6.5.2). Fenomenul nu este însă caracteristic și pentru acțiunea ionilor de clor, penetrarea acestora prin stratul de acoperire, până la armături având loc prin difuzie, fără afectarea din punct de vedere chimic a betonului.

Rezultă deci că durata de inițiere a coroziunii armăturii cu ioni de clor reprezintă durata în care aceștia difuzează până la armături și ajung la o concentrație critică la care începe coroziunea acestora.

Fenomenele de difuzie sunt descrise matematic de legile lui Fick [185] [282]. În conformitate cu a doua lege a lui Fick care se referă la difuzia nestaționară, deci dependentă de timp, concentrația (c) a ionilor ce difuzează pe o adâncime (x) într-un interval de timp (t) printr-un material a cărui coeficient de difuzie este (D) se calculează cu relația:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

Soluția ecuației matematice este cunoscută în electrochimie [185] dar pentru beton interesează o soluție particulară de forma :

$$\frac{c}{c_0}(x, t) = 1 - \operatorname{erf} \frac{(1-y)}{2\sqrt{t}}, \quad \text{unde :}$$

c_0 - este concentrația de ioni la suprafața betonului
 erf - funcție de eroare [185] [286]
 $y = (L-x)L$
 $r = D \cdot t/L^2$
 L - grosimea elementului (între fețe)

Coeficientul de difuzie se determină experimental pe probe prelevate utilizând, de exemplu, montajul din figura V.52.a (vezi cap V, §4.2.4.6), și ținând cont de prima lege a lui Fick [287]:

$$\frac{1}{A} \frac{dQ}{dt} = -D \frac{dc}{dx}$$

care exprimă cantitatea de ioni de clor Q care difuzează printr-o suprafață de arie A în unitatea de timp, gradietul de concentrație fiind dc/dx .

Difuzia prducându-se dinspre incinta cu substanță având o concentrație c_1 spre incinta cu substanță având concentrația c_2 (egală cu zero în momentul inițial), gradientul de concentrație la un timp t în orice punct al incintei rezultă egal cu:

$$\frac{dc}{dx} = \frac{c_2(t) - c_1(t)}{L}, \text{ unde :}$$

L - este grosimea probei.

Înlocuind în prima relație, se obține:

$$\frac{dQ}{dt} = -DA \frac{c_2(t) - c_1(t)}{L}$$

Ținând cont că $c_2(t=0) = 0$ și integrând ultima ecuație, rezultă:

$$D = \frac{LV}{A} \ln \frac{c_1(0)V}{c_1(0)V - c_2(t)V_2}, \text{ unde :}$$

V_1 și V_2 - sunt volumele soluțiilor în cele două incinte (V_1 V_2)

c_2 - concentrația de ioni de clor măsurată în al doilea compartiment la timpul t

$$V = V_1 \cdot V_2 / (V_1 + V_2)$$

Practic, perioada de inițiere la un element se determină astfel:

- se determină coeficientul de difuzie pe probe prelevate (vezi cap.V, §4.2.4.6);
- se determină concentrația ionilor de clor la suprafața betonului (vezi cap.V, §4.1.14 și §4.2.53);
- se determină grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor;
- se determină, aplicând legea lui Fick durata după care la suprafața armăturii concentrația de ioni va atinge valoarea critică; pentru beton aceasta fiind de 0,4% Cl din greutatea cimentului.

Dacă betonul de acoperire este deja infestat cu ioni de clor, se determină și concentrația acestora la nivelul armăturii, durata de serviciu rămasă până la atingerea concentrației critice rezultând din cunoașterea duratei după care, la nivelul armăturii s-a ajuns la concentrația determinată.

Având în vedere că o parte din componenții pietri de ciment pot reacționa cu o anumită cantitate de ioni de clor (vezi cap.II, §3), în legile lui Fick, care se referă numai la concentrațiile de ioni liberi determinate în beton, fenomenul poate fi exprimat prin modificarea coeficientului de difuzie care devine:

$$D' = \frac{D}{R+1}, \text{ unde}$$

R - reprezintă o constantă care face legătura între concentrația de ioni legați (c_1) și cea de ioni liberi (c) astfel: $c_1 = R \cdot c$ [268].

Unii autori [288] exprimă acest fenomen introducând în legile lui Fick și diferiți parametri (cantitatea de apă evaporabilă din beton, raportul apă/ciment) care influențează raportul dintre cantitatea de ioni liberi și ioni legați.

6.5.3.2. Determinarea duratei de serviciu cu relații empirice

În afară de utilizarea unor modele matematice ale fenomenelor de difuzie, s-au determinat și relații empirice pentru calculul duratei de serviciu a elementelor sub acțiunea ionilor de clor. O astfel de relație este [268]:

$$\frac{c}{c_0}(x, t) = 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}}$$

termenii având aceeași semnificație ca și în relațiile anterioare.

O relație directă pentru calculul duratei de serviciu este [289]:

$$t = \frac{129}{A/C} \cdot \frac{a^{1,22}}{c^{0,42}}$$

A/C - reprezintă raportul apă/ciment;

a - grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor;

c - concentrația de ioni de clor a soluției agresive.

O altă relație, prezentată în [235], permite determinarea duratei până la atingerea concentrației limită admise de cloruri la suprafața armăturii (în ani):

$$t = \left(\frac{c_a}{c_0} + \frac{1,06a}{x} \right)^2 t_0, \text{ unde :}$$

c_a - este concentrația limită admisă la suprafața armăturii (%);

c_0 - concentrația la suprafața betonului în momentul determinării (%);

a - grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii (mm);

x - adâncimea de pătrundere a ionilor în momentul determinării (mm);

t_0 - durata de exploatare a elementului în momentul determinării (ani).

Relația este valabilă pentru $x > 0,2a$ iar în cazul în care $c_0/c_a \geq 50$, relația se simplifică astfel:

$$t = 1,124 \left(\frac{a}{x} \right)^2 t_0$$

6.5.3.3. Determinarea duratei de serviciu utilizând nomograme

Funcție de parametrii ce intră în relațiile care descriu difuzia ionilor de clor în beton s-au trasat nomograme prin care se poate determina durata de serviciu a unui element sau acoperirea cu beton necesară atingerii duratei de serviciu proiectate.

În figura VI.30 [290] este prezentată o monogramă pentru estimarea duratei de serviciu pentru elemente funcție de cantitatea totală de ioni de clor (legați și nelegați),

monograme asemănătoare putând fi trasate și funcție de cantitatea de ioni liberi în beton. Trasarea monogramelor s-a făcut pe baza primei relații empirice prezentată în paragraful anterior.

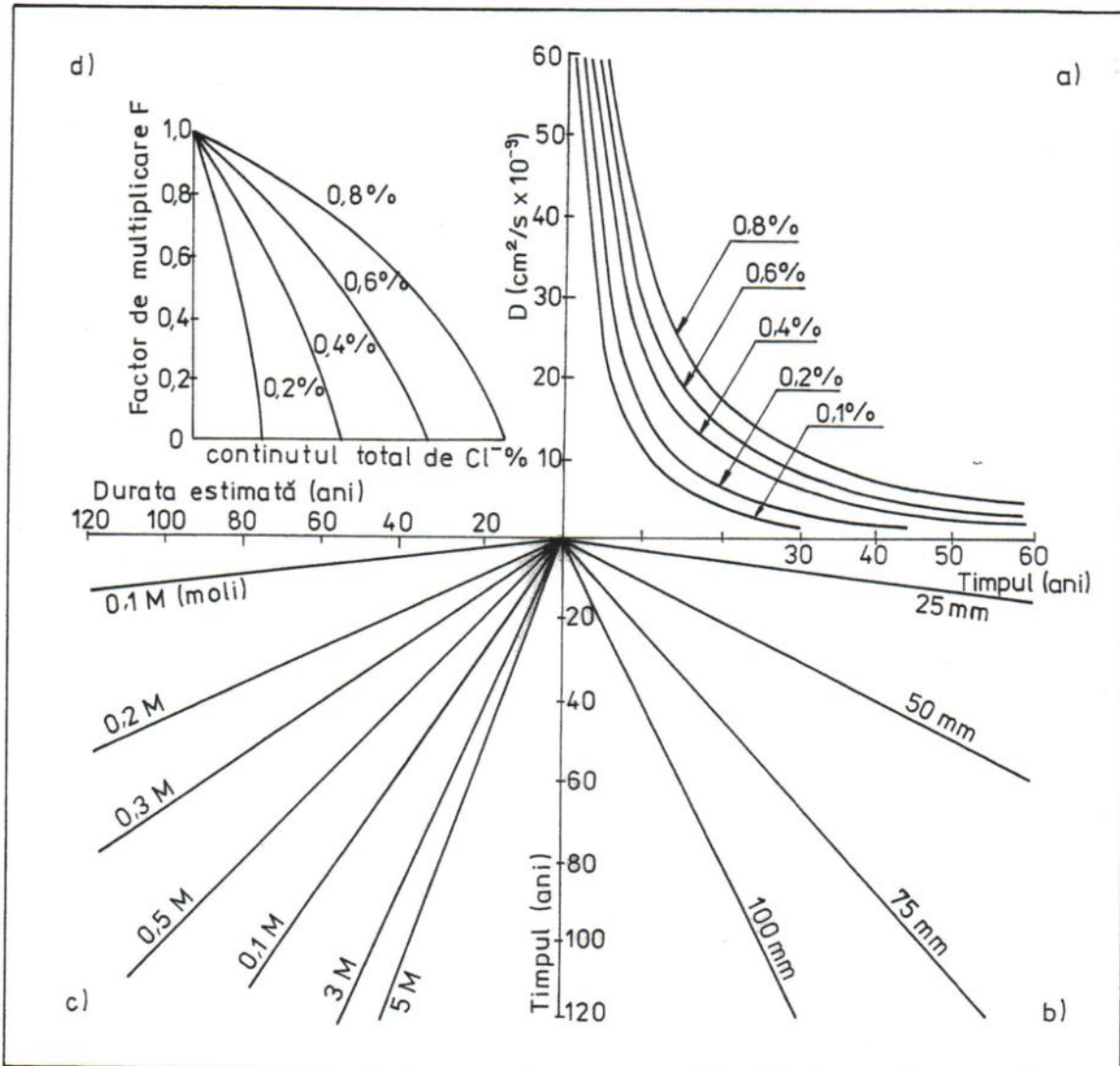


Fig. VI.30. Nomogramă pentru evaluarea duratei după care se atinge o anumită concentrație totală de ioni de clor în beton: **a** - pentru o acoperire cu beton a armăturilor de 50 mm, și o concentrație de ioni de clor la suprafață de 0,5 moli; **b** - efectul acoperirii cubetului; **c** - efectul concentrației ionilor la suprafață; **d** - efectul concentrației inițiale a ionilor de clor

O altă monogramă, care are la bază aceeași relație de calcul și prin care se poate determina coeficientul de difuzie necesar pentru beton astfel încât durata de serviciu să fie asigurată, este prezentată în figura VI.30 [291].

În figura VI.31 este prezentată o nomogramă [285] [292] prin care se determină durata de serviciu pentru un element dacă se cunoaște concentrația de ioni de clor la suprafață, coeficientul de difuzie pentru beton și grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor (nomograma poate fi utilizată și în sensul determinării grosimii acoperirii cu beton necesare asigurării unei anumite durate de serviciu).

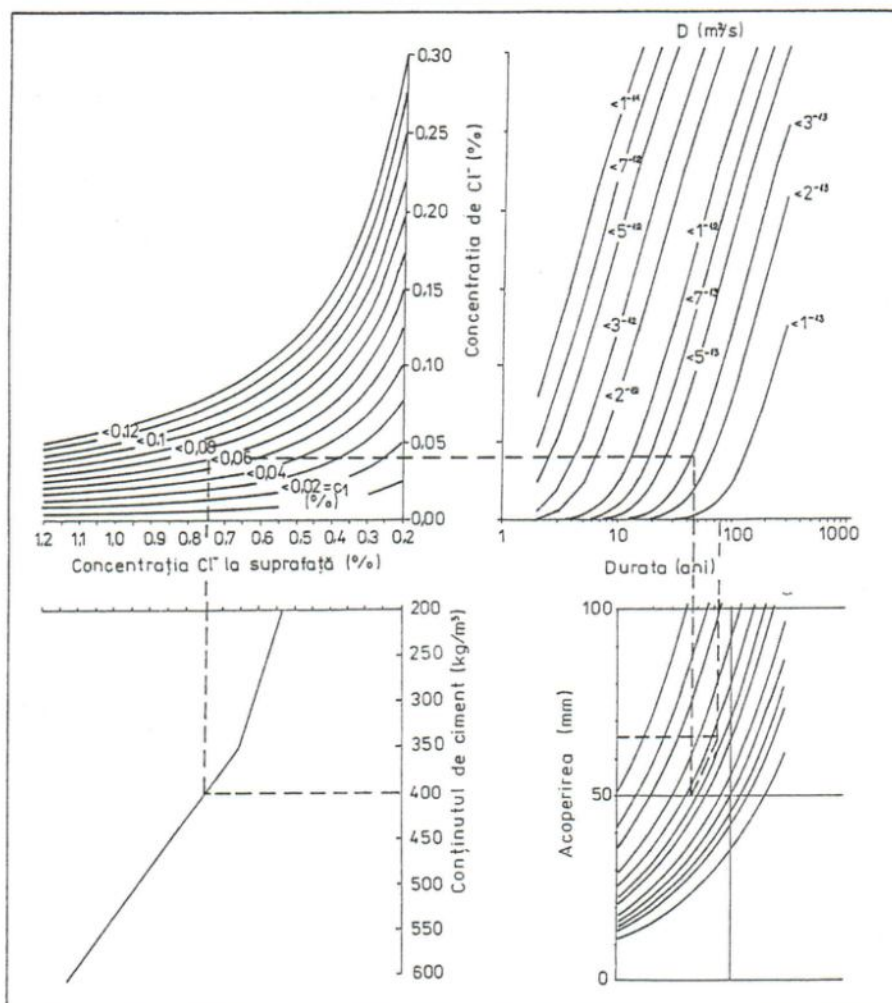


Fig. VI.31. Nomogramă pentru determinarea performanțelor necesare unui element din beton pentru asigurarea duratei normale de serviciu

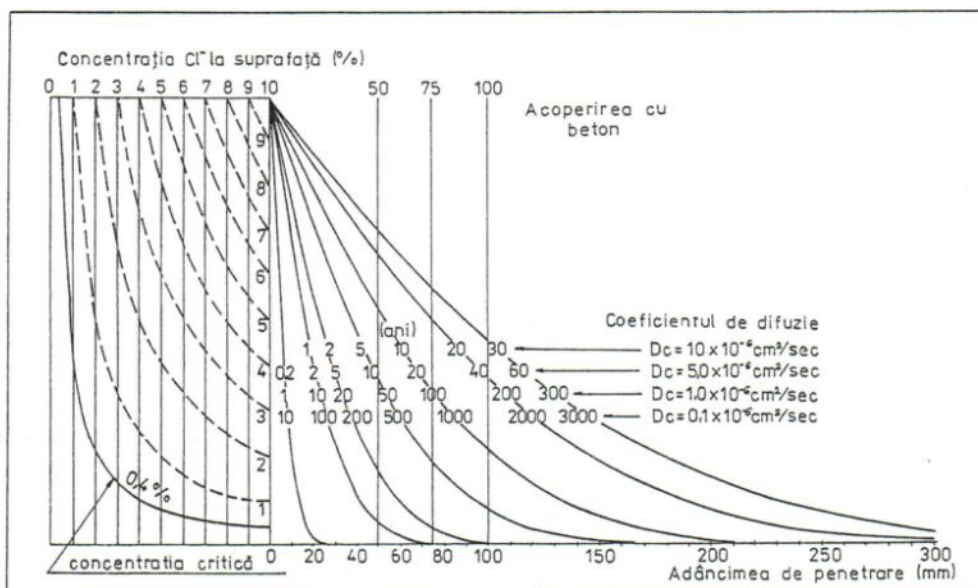


Fig. VI.32. Nomogramă pentru determinarea duratei de serviciu

6.5.4. Modele pentru evaluarea duratei de serviciu la acțiunea ionului sulfat

Acțiunea sulfatilor asupra betonului (vezi cap.II, §4) se manifestă, în principiu, prin cojirea pietrei de ciment în straturi succesive odată cu formarea în expansiune de volum a gipsului și a etringitului în porii betonului. Odată cu formarea acestor compuși are loc și dezalcalinizarea betonului

Rezultă că, în cazul acțiunii ionului sulfat, perioada de inițiere durează până la cojirea și dezalcalinizarea totală a stratului de acoperire cu beton a armăturilor după care începe procesul propriu-zis de coroziune a acestuia.

6.5.4.1. Modele deduse experimental

Durata de serviciu pentru betone expuse acțiunii sulfatilor a fost determinată prin aplicarea metodologiei prezentate în §6.4. Astfel, au fost comparate degradările produse la epruvete din beton expuse acțiunii Na_2SO_4 (2,1% concentrație) timp îndelungat (18 ... 24 ani), cu degradările produse la epruvete expuse 16 ore în aceeași soluție și uscate apoi prin încălzire la 54°C , timp de 8 ore.

Comparându-se duratele pentru care, în cazul ambelor teste se obține aceeași degradare (expansiune cu 0,5%), s-a constatat că într-un an de testări accelerate se obțin aceleași degradări ca în 8 ani de expunere continuă [268].

6.5.4.2. Modele empirice

Tot prin cercetări de laborator s-a stabilit următoarea relație empirică pentru calculul adâncimii de degradare a betonului sub acțiunea sulfatilor [268]:

$$x = 0,55 \text{ CA}(\%) \cdot ([\text{Mg}] + [\text{SO}_4])t, \text{ unde :}$$

x_s - este adâncimea zonei degradate vizibile (cm);

CA% - procentul reprezentat de greutatea aluminatului tricalcic ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) din ciment;

[Mg] și [SO₄] - sunt concentrațiile molare ale magneziului și radicalului sulfat în soluția de testare;

t - durata testării (ani).

Rezultatele obținute prin această relație prezintă abateri de până la 30% față de medie.

6.5.4.3. Modele matematice

Modelul matematic citat în [271] pentru evaluarea efectului apelor sulfatice din sol asupra duratei de serviciu a betonului consideră că ionul sulfat pătrunde în beton prin difuzie și reacționând prin expansiune cu aluminați produce fisurarea și cojirea suprafeței betonului. Modelul presupune că viteza de degradare este determinată de concentrațiile de ion sulfat și aluminați, de viteza de difuzie și de producere a reacțiilor și de energia de cedare a betonului. Astfel, viteza de degradare liniară în timp este dată de relația:

$$R = \frac{x}{t} = \frac{EB^2c \cdot c_0 D_i}{\alpha \tau (1 - \nu)}, \text{ unde :}$$

- x - este grosimea stratului în care se produc reacțiile (stratul care se cojește);
 t - durata necesară producerii cojirii;
 E - modulul de elasticitate;
 B - deformația liniară produsă de concentrația de sulfat ce reacționează în unitatea de volum de beton;
 c - concentrația ionilor sulfat în soluție;
 c_0 - concentrația sulfatilor transformați în etringit;
 D_i - coeficientul de difuzie a ionilor sulfat;
 α - factorul de frecare a suprefeței de cedare;
 τ - energia de cedare a suprefeței betonului;
 ν - coeficientul lui Poisson.

Relația reprezintă o reacție cinetică între viteza de degradare, concentrația de sulfat transformați în etringit, grosimea stratului cojit și durata după care se produce cojirea. Parametrii relației se pot determina experimental.

6.5.5. Modele pentru evaluarea duratei de serviciu la acțiunea apelor dedurizate

Apele dedurizate acționează asupra betonului prin dizolvarea și levigarea a diferiților compuși ai pietrei de ciment (vezi cap.II, §7).

Perioada de inițiere a coroziunii în cazul acțiunii apelor dedurizate se poate considera ca fiind perioada de timp după care stratul de acoperire cu beton a armăturilor se dezcalcanizează sau este degradat prin levigarea compușilor pietrei de ciment.

Rata de eliberare (dF/dt) a fiecăruia din componenții pietrei de ciment de către un flux de apă este:

$$\frac{dF}{dt} = \frac{3 J_0 c_1}{4 R \cdot c_0}, \quad \text{unde :}$$

- R - este raza porilor sferici din beton;
 c_1 - concentrația în soluție a compușilor pietrei de ciment în porii betonului;
 c_0 - concentrația componenților în piatra de ciment;
 J_0 - reprezintă densitatea de flux a apei ce străbate betonul și este determinată de conductivitatea hidraulică/volumul de apă ce strabate secțiunea de beton cu arie unitară în unitatea de timp (m^3/sm^2).

Cu ajutorul acestei relații se poate evalua viteza de dizolvare a compușilor calciului din beton, cunoscându-se densitatea de flux a apei (se măsoară la fața conului) și porozitatea betonului.

Un alt model adoptat pentru a exprima viteza de levigare a compușilor pietrei de ciment din beton sub acțiunea apelor dedurizate (vezi cap.II, §7) este de forma [271]:

$$\frac{dM}{dt} = 2,6KA(c_s - c)^\Theta, \quad \text{unde :}$$

- M - este pierderea de masă produsă în timpul t printr-o arie A ;
 K - viteza constantă de levigare determinată experimental, liniar dependentă de viteza de penetrare a apei în regim laminar;
 c_s - potențialul în soluție al apei;
 c - concentrația de material dizolvat la timpul t ;
 Θ - ordinul cinetic al procesului de levigare.

Viteza de levigare atât pentru hidrosilicați cât și pentru hidroxidul de calciu, determinată experimental pentru un proces cinetic de ordinul doi a rezultat foarte apropiată ca valoare de cea calculată cu relația de mai sus [272].

Se mai remarcă faptul că prin levigarea hidroxizilor din betn, scade și pH-ul acestuia (fig. VI.33).

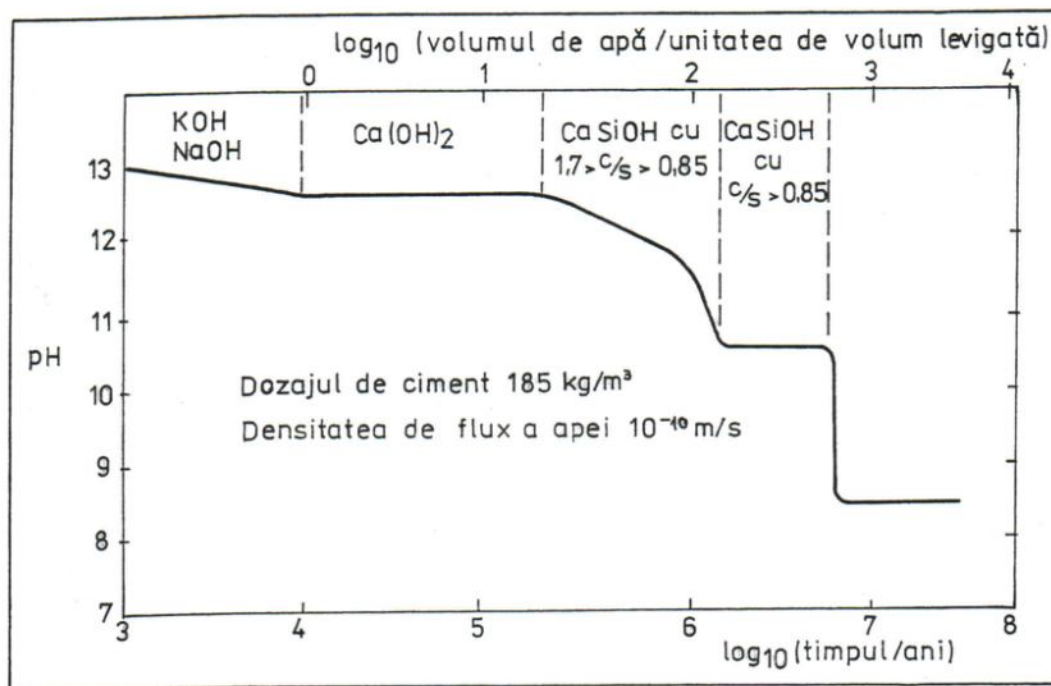


Fig. VI.33. Scăderea pH-ului în beton expus apelor dedurizate, odată cu procesul de levigare

6.5.6. Modele pentru evaluarea duratei de serviciu pentru acțiunea acizilor

Acțiunea acidă asupra betonului (vezi cap. II, §8.1.) se manifestă complex funcție de tipul acidului, astfel încât adâncimea stratului de beton afectat trebuie caracterizată funcție de modul de degradare al acestuia (dezcalcinizare, cojire) sau de penterare a agentului agresiv în beton (prin reacții cu componenți ai pieterei de ciment și/sau prin difuzie).

În aceste condiții se poate aplica o relație de tipul [235]:

$$x = x_0 \sqrt{\frac{t}{t_0}}, \quad \text{unde :}$$

- x - este adâncimea de degradare a betonului după o anumită durată de exploatare;
- x_0 - adâncimea de degradare a betonului în momentul determinării (mm);
- t - durată pentru care se face prognoza (ani);
- t_0 - durată de exploatare a elementului în momentul efectuării determinării (ani).

O altă relație pentru adâncimea de penetrare (x) a acizilor în beton este [264]:

$$x = (1 - b_1) \frac{b_2 \sqrt{t}}{c \cdot f}, \quad \text{unde :}$$

- c - este dozajul de ciment în beton;
- f - fracțiunea de CaO din ciment.

b_1, b_2 - constante care se determină pentru fiecare caz studiat.

Pentru acțiunea acidului acetic determinarea adâncimii stratului degradat (x) după o perioadă (t) de expunere se poate face cu relația [293]:

$$x = 1,232 \cdot c^{0,525} \cdot t^{0,52}, \text{ unde}$$

c - este concentrația soluției de acid acetic.

În cazul atacului acid, perioada de inițiere se consideră a fi durata după care în stratul de acoperire cu beton a armăturilor s-au produs modificările fizice și/sau chimice care să permită începerea procesului de coroziune a armăturilor (dezalcalinizare, cojire, perforare).

6.5.7. Modele pentru evaluarea duratei de serviciu pentru alte acțiuni. Sinteza modelelor

Reacția alcali-agregat nu a putut fi caracterizată printr-un model matematic și nici durata de serviciu pentru betoane realizate cu agregate reactive. De asemenea, nu s-au putut stabili corelații concludente între rezultatele încercărilor de laborator și cele din situ [268].

Îngheț-dezgheț repetat a fost modelat considerând ca puțin probabil ca întregul volum de beton să fie distrus în cadrul unui singur ciclu de îngheț-dezgheț, dar că degradarea se produce progresiv, începând de la exterior spre interior, la mai multe cicluri de îngheț-dezgheț. Durata de serviciu pentru un element reprezintă perioada în care cantitatea de apă absorbită în porii betonului rămâne mai mică decât cantitatea critică (la care se produce degradarea) pe durata înghețului [268].

Acțiunea sărurilor (vezi cap.II, §8.3) se poate caracteriza prin durata după care compușii cristalizați în pori prin expansiune produc eforturi ce degradează betonul.

Acțiunea microbiologică se reduce în principiu la acțiunea sulfatilor (vezi cap.II, §8.4) iar durata de serviciu în cazul acestei acțiuni poate fi abordată similar (§6.5.4).

O sinteză a modelelor urmărind viteza de degradare în timp a betonului armat pentru diferite acțiuni este prezentată în figura VI.34.

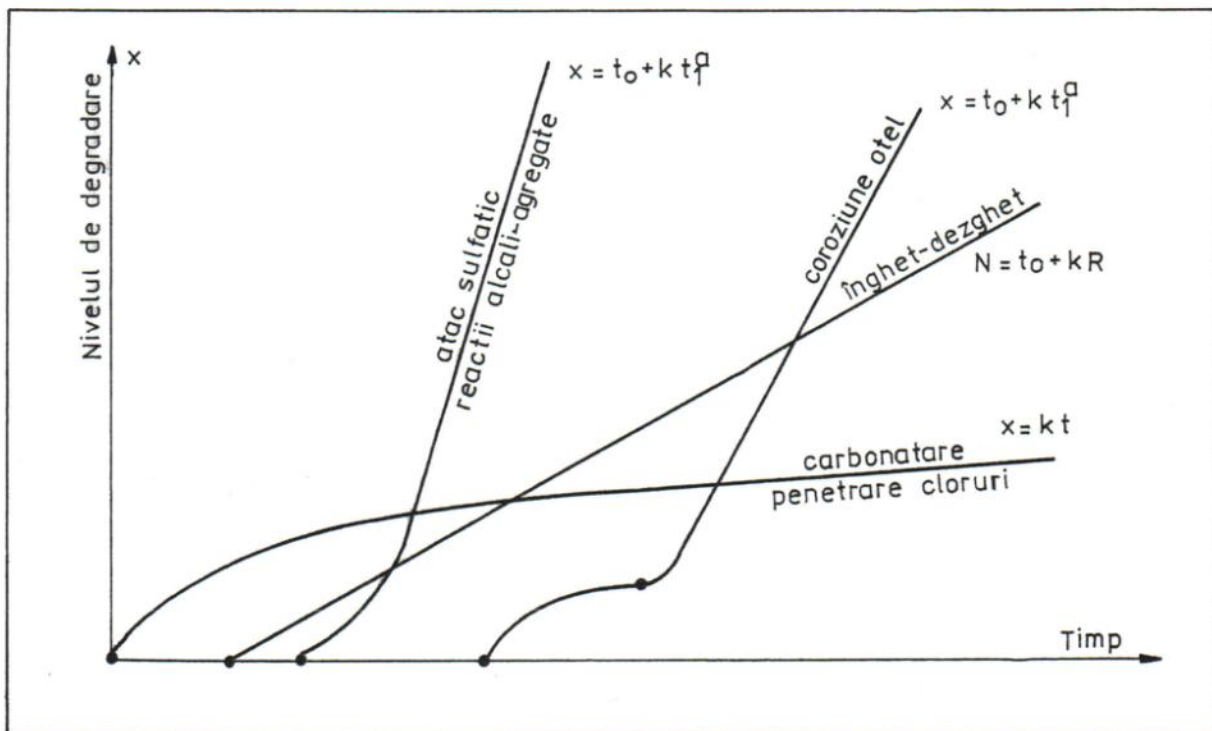


Fig.VI.34. Sinteza modelelor privind degradarea betonului armat la diferite acțiuni

6.6. Modele stochastice

Modelele de evaluare a duratei de serviciu prin metode stochastice au la bază premiza că aceasta nu poate fi evaluată exact datorită numărului mare de factori de care depinde și de interacțiunile dintre aceștia (variabilitatea proprietăților betonului întărit, variațiile aleatorii ale condițiilor de mediu și ale răspunsului materialelor la acțiunea acestora).

Cele mai importante elemente de care trebuie să se țină cont la evaluarea duratei de serviciu sunt, pe de o parte, acțiunile din mediul înconjurător (vezi cap.II) și proprietățile intrinseci ale materialului, inclusiv defectele sale structurale, pe de altă parte.

Pentru acțiuni și pentru proprietățile materialului, abaterile de la valorile medii sunt aleatoare și deci se pot trata în sens probabilistic. În cazul defectelor structurale care au la bază în ultimă instanță erori de concepție, proiectare, execuție și exploatare (vezi cap.I, §1), care pot influența esențial mecanismele de degradare, abaterile de la o calitate rezonabilă (good practice) sunt posibile dar nu neapărat întâmplătoare [267].

Din punct de vedere probabilistic, degradările datorate condițiilor de mediu și structurii betonului se pot exprima prin modele stochastice care descriu media și variația în timp a parametrului ce reprezintă procesul de degradare și dacă este posibil și chiar distribuția statistică a valorilor acestuia (fig. VI.35). Dintr-un astfel de model se poate deduce probabilitatea ca, de exemplu, o anumită adâncime a degradării să fie atinsă la un moment dat.

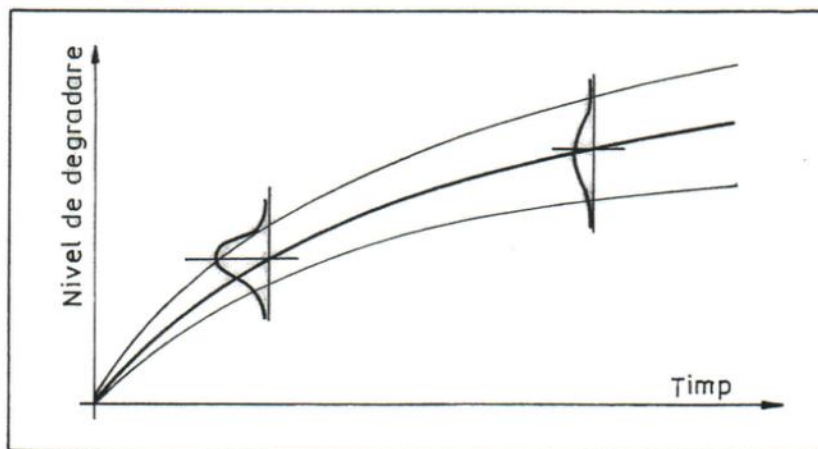


Fig.VI.35. Modelul general de reprezentare a evoluției în timp a degradării

Pentru aprecierea influenței defectelor structurale asupra duratei de serviciu se pot utiliza metode analitice, asociate cu metode de detectare și control a defectelor (vezi cap.V). Parametrii care intră însă în analiză (de exemplu calitatea betonului) nu pot fi însă cunțificați și evaluați cu exactitate, motiv pentru care se utilizează scări empirice (de la *foarte bine* la *foarte rău* de exemplu, vezi §2.2.2) în raport cu o situație considerată corectă. Astfel se poate evalua posibilitatea producerii erorilor și importanța lor. Dacă analiza indică posibilitatea unor devieri mai mari în sens negativ înseamnă că durata de serviciu va fi afectată [267].

Metoda reabilitării se bazează pe aplicarea conceptelor probabilistice la metode prin încercări accelerate de evaluare a duratei de serviciu în care se ia în considerare o funcție de distribuție în timp a probabilităților de cedare [271].

În figura VI.36 este prezentată variația în timp a probabilității de cedare pentru intensități diferite ale acțiunilor, determinată utilizând o funcție Weibull [294] de distribuție.

Dacă rata de cedare crește odată cu creșterea intensității acțiunii, funcția de distribuție a duratei de serviciu sub acțiunile de exploatare $F_o(t)$ poate fi raportată la $F_i(t)$, funcția de distribuție a duratei de serviciu sub acțiuni a căror intensitate are un nivel i (nivelul acțiunii în cazul încercării accelerate), prin intermediul unei funcții de transformare $p_i(t)$ astfel:

$$F_i(t) = F_o[p_i(t)]$$

Astfel, se pot trasa diagramele de variație a probabilităților de cedare (fig.VI.37) funcție de nivelul intensității acțiunii pe baza cărora se poate evalua durata de serviciu a elementelor din beton în condiții de exploatare în cazul în care acestea nu suferă modificări semnificative. Metoda este aplicabilă dacă:

- (i) mecanismul de degradare este același pentru condițiile de exploatare și pentru diferite intensități ale acțiunilor în condiții de încercare accelerată,
- (ii) procesul de degradare demarează odată cu aplicarea acțiunii și
- (iii) reprezintă un proces ireversibil și cumulativ.

Alte metode combină metodele statistice cu cele probabilistice [271].

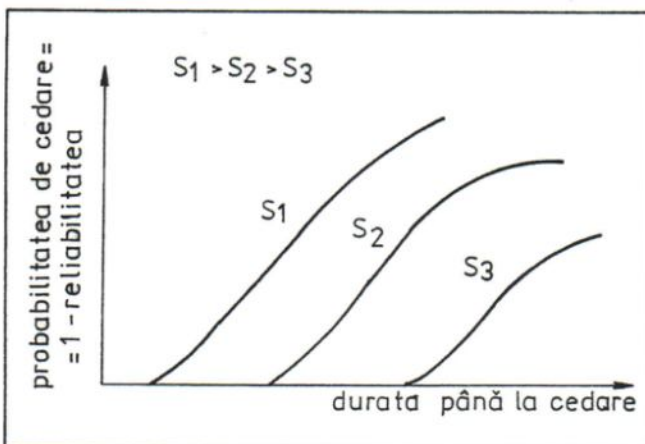


Fig.VI.36. Probabilitatea de cedare pentru diferite intensități ale acțiunilor (S)

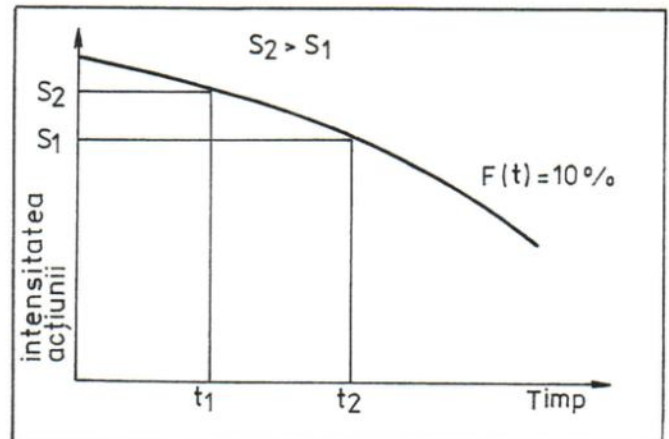


Fig.VI.37. Curba de variație în timp a probabilității de cedare funcție de intensitatea acțiunii

7. Decizia de intervenție

7.1. Introducere

Decizia de intervenție comportă două aspecte : (i) tehnic și (ii) administrativ.

Din punct de vedere tehnic, decizia de intervenție aparține expertului care a efectuat evaluarea nivelului de siguranță a construcției în conformitate cu legile, normativele și instrucțiunile tehnice în vigoare, la un nivel de profesionalism conferit de cunoștințele și experiența acumulate și atestate ¹⁾.

Din punct de vedere administrativ, decizia de intervenție aparține proprietarului și/sau autorității ²⁾ care acționează în conformitate cu legile în vigoare și cu nivelul de dezvoltare socială, economică, culturală a comunității.

Dintre cei doi factori, determinant este cel administrativ deoarece, în primul rând, prin comanda pe care o emite specialistului (în condițiile stipulate de lege³⁾) determină expertizarea construcției și apoi, pe baza datelor tehnice relevate de expert în raportul de expertiză (întocmit de asemenea în conformitate cu reglementările în vigoare) în care se precizează și variantele (soluțiile) posibile de intervenție, decide asupra uneia dinter acestea.

Pot apărea însă și situații în care specialistul să decidă și să impună intervenția, în general argumentând situația unei autorități decizionale (guvern, primărie etc.)⁴⁾.

La fundamentarea deciziei de intervenție trebuie să se țină cont de:

- condițiile de efectuare a intervenției, adică dacă intervenția presupune evacuarea clădirii sau se poate efectua sub exploatare;
- durata lucrărilor de intervenție și repercursiunile asupra funcțiunii adăpostite;
- posibilitatea de a menține prin intervenții minime a capacității portante în limite admisibile chiar dacă durata de serviciu se scurtează dar cu condiția amortizării cheltuielilor de construcție;
- posibilitatea programării reabilitării construcției odată cu modificări funcționale impuse de re tehnologizări.

Deoarece factorii care determina decizia de intervenție sunt numeroși și intervin cu ponderi diferite și chiar variabile în timp, în final se pot distinge două criterii de alegere a deciziei:

- (i) costul intervenției și
- (ii) voința proprietarului/autorității de a realiza intervenția.

¹⁾ La noi în țară calitatea de expert a unui inginer trebuie atestată conform prevederilor H.G. nr. 731/1991.

²⁾ Prin autoritate se înțelege forul administrativ cu atribuții în domeniul construcțiilor cum ar fi: asociații specializate (ca de exemplu AICPS), Inspekția de stat în construcții, primăriile, ministerul, Direcția Monumentelor Istorice etc.).

³⁾ ca de exemplu Legea privind calitatea în construcții care reglementează situațiile în care se decide expertizarea construcțiilor și punerea lor în siguranță, normativul P100-92 etc.

⁴⁾ de exemplu, lucrarea 21 din anexa A, a fost inițiată pentru sensibilizarea MLPAT în vederea emiterii unei decizii privind punerea de siguranță a construcțiilor afectate de coroziune.

Strategia și politica adoptării deciziei de intervenție nu face obiectul acestei lucrări, astfel încât, în continuare, aceasta va fi analizată numai din punct de vedere tehnic. Astfel, în cadrul procesului de expertizare a unei construcții, decizia de intervenție poate surveni din următoarele etape (vezi fig. IV.1):

- în etapa culegerii datelor preliminare și de identificare a degradărilor (vezi cap. IV, §A.3.2.1) când expertul, apreciind gradul de degradare a structurii poate decide, funcție de situație, rezemarea provizorie, demolarea, neintervenție sau continuare a investigațiilor;
- în etapa de investigare a degradărilor și de diagnosticare a structurii (vezi cap. IV, §A.3.2.5) când poate apare necesitatea luării unei decizii asemănătoare celei anterioare;
- la încheierea expertizei (vezi cap. IV, §A.3.2.10) când se decide dacă intervenția este sau nu necesară, după cât timp trebuie efectuată și în ce constă.

7.2. Decizia de intervenție în faza preliminară expertizării

Decizia de intervenție în faza preliminară a expertizării este luată de expert după identificarea tipului, amplitudinii și cauzelor degradărilor și poate consta în:

(a) intervenție imediată sub forma:

- demolarea construcției sau a unei părți ale acesteia) în cazul în care prăbușirea ei iminentă ar afecta alte construcții din jur sau artere de circulație, iar asigurarea provizorie nu poate fi efectuată (prezintă pericol pentru muncitori sau este inefficientă);
- asigurarea provizorie se realizează atunci când deși construcția este grav avariata, pericolul de prăbușire nu este iminent sau când construcția (cu valoare istorică de exemplu) trebuie neapărat salvată;
- evacuarea oamenilor și eventual a utilajelor în cazul în care există pericolul avarierii într-un interval relativ scurt de timp a construcției.

(b) *expertizarea construcției* în condițiile reglementărilor în vigoare și continuarea investigațiilor în condiții de exploatare sau eventual cu scoaterea din funcțiune parțială pe perioada efectuării investigațiilor.

(c) *expertizarea nu este necesară.*

Decizia formulată sub prima formă se adoptă atunci când degradările constatate la examinarea vizuală și apoi evaluate empiric în conformitate cu cele prezentate de §2.2 și §2.3 se situează în categoria celor grave, ca de exemplu:

- pentru evaluările prezentate în tabelele VI.1 ... VI.6 în cazul degradărilor de nivel E și chiar D în unele cazuri (în special la construcțiile vechi);
- pentru evaluările prezentate în tabelele VI.9 și VI.10 în cazul degradărilor definite ca foarte extinse (respectiv severe);

În a doua situație, expertul decide continuarea expertizei, stabilește gradul de aprofundare a investigațiilor și mijloacele necesare.

Cea de a treia situație poate apare atunci când utilizatorul (în general neavizat în domeniu), din diverse motive, lansează o comandă de expertizare fără ca aceasta să fie necesară.

Trebuie menționat totuși faptul că există posibilitatea ca, deși fără degradări aparente care să justifice continuarea expertizei, o construcție să aibă gradul de asigurare diminuat, situație ce poate fi relevată prin calculele de verificare a capacității portante.

7.3. Decizia de intervenție pe parcursul expertizării

În general, pe parcursul expertizării nu pot apare situații care să impună demolarea structurii sau a unei părți a acesteia (asemenea situații putând fi identificate încă din faza investigațiilor preliminare), ci cel mult poate apare necesitatea sprijinirii provizorii a unor elemente sau a îndepărtării unor porțiuni din elementele degradate care, prin desprindere, ar putea cauza accidente.

Având în vedere că pe parcursul expertizei se pot releva mai exact natura, poziția și amploarea degradărilor, apare posibilitatea evaluării nivelului de degradare sau chiar a capacității portante a elementelor pe baza unor aprecieri ca cele prezentate în tabelele VI.1 ...VI.16. Astfel, se poate deduce empiric (vezi §2.2, tab. VI.2, VI.4 și VI.6 și §2.3) și uneori chiar aplicând relații simple de calcul (vezi §3.2.2), grad de asigurare care ar putea fi interpretat pentru elemente (structuri) sub forma [91]:

$R \geq 0,8$ - capacitatea de rezistență poate fi considerată ca satisfăcătoare;

$0,8 > R > 0,5$ - pentru acest interval încă există posibilitatea ca scăderea capacității portante să fie compensată de o bună ductilitate care să asigure condiții pentru ca elementul să nu se prăbușească; elementul poate fi acceptat ca atare pentru o perioadă limitată în timp (depinzând de riscul seismic) sau trebuie reparat;

$0,5 \geq R$ - în acest caz capacitatea portantă a elementului este cu siguranță nesatisfăcătoare.

7.4. Decizia de intervenție după expertizare

După parcurgerea tuturor etapelor pe care le implică expertizarea unei construcții (vezi cap. IV, V, VI), în principiu, decizia de intervenție asupra structurii de rezistență a unei construcții se poate formula astfel:

- nu sunt necesare intervenții în afara întreținerii curente, intervenții care se impun atunci când capacitatea portantă a structurii nu este afectată pe durata de serviciu în care utilizatorul estimează că va exploata construcția;

- sunt necesare reparații la structura de rezistență, pentru a o readuce la nivelul inițial de capacitate portantă și sau pentru a-i conserva durata de serviciu proiectată;

- sunt necesare consolidări deoarece prin degradare sau datorită modificării criteriilor de performanță legiferaute structura de rezistență nu le mai satisface;

- refuncționalizarea construcției în acord cu cerințele utilizatorului, ceea ce implică pe lângă reparații sau consolidări și intervenții structurale mai complexe cum ar fi scoaterea și/sau introducerea unor elemente sau substructuri noi de rezistență;

- schimbarea destinației constituie o soluție de micșorare a încărcărilor și implicit a eforturilor, în structura de rezistență care astfel se poate încadra în criteriile legiferaute privind capacitatea portantă minimă necesară ce trebuie asigurată pe durata de serviciu;

- limitarea duratei de serviciu până la momentul în care, degradarea continuă (de tip coroziv) sau bruscă (de tip cutremur) conduce la diminuarea sub limite acceptabile a capacității portante;

- demolarea parțială a construcției conduce la diminuarea încărcărilor sau eliminarea ariei cu degradări ;

- demolarea totală se impune atunci când construcția nu mai poate fi recuperată în condiții rezonabile de cost dar nu se aplică în general la construcții cu semnificație culturală și istorică;

- conservarea și restaurarea se referă în primul rând la monumentele istorice și de arhitectură, atunci când se dorește păstrarea acestora pe o durată nelimitată în timp (în general restaurarea implică și reabilitări structurale astfel încât degradările anterioare să nu reapară în timp).

Modurile de intervenție menționate de multe ori se suprapun iar la adoptarea lor factorul de decizie trebuie să coreleze cele două aspecte determinante pentru menținerea în funcțiune a construcției: *capacitatea portantă și durata de serviciu*.

Reabilitarea structurală constă în adoptarea unor soluții care să aducă caracteristicile de rezistență, deformabilitate și ductilitate la nivelul cerințelor actuale, indiferent dacă acestea sunt sau nu menționate explicit în reglementări. De multe ori însă, din considerente tehnice și mai ales economice sau sociale nu este posibil ca toate cele trei caracteristici să fie aduse prin reabilitare la valorile cerute de reglementările în vigoare, motiv pentru care se pot accepta unele abateri dacă nivelul mai scăzut al uneia este compensat de nivelul mai ridicat al alteia. De exemplu, poate fi acceptată o rezistență mai redusă dacă structura are o ductilitate suficientă pentru a disipa energia unui cutremur, fără însă ca deformațiile să fie exagerate sau gradul de asigurare să fie mai mic de 0,5 sau poate fi acceptată o ductilitate mai scăzută dacă capacitatea portantă în domeniul elastic este insuficientă [91].

În principiu, se pot diferenția patru tipuri de reabilitări ca cele prezentate în tabelul VI.15 [91].

Normativul românesc P100-92 [30] indică următoarele posibilități ce trebuie luate în considerare la adoptarea deciziei de intervenție:

a. măsuri aplicabile cu menținerea configurației și funcțiunii existente constând în reparare sau consolidare;

b. măsuri aplicabile cu modificarea configurației și funcțiunii existente constând în reducerea încărcărilor și/sau modificarea funcțiunii cu trecerea la o clasă inferioară de importanță sau în demolarea parțială;

c. demolarea totală a construcției.

De asemenea, normativul stabilește categorii de urgență pentru lucrările de intervenție funcție de gradul de asigurare R calculat (vezi §3.2.2.c) și durata maximă pentru aplicarea măsurilor de intervenție.

Nu trebuie neglijat însă faptul că decizia de intervenție trebuie să țină cont și de durata de serviciu preconizată a construcției iar o decizie funcție de aceasta nu este de neglijat mai ales din punct de vedere economic. De exemplu poate fi luată în considerare posibilitatea ca prin măsuri minime de reparare sau chiar numai prin întreținere curentă o construcție să fie exploatată până la limita capacității portante pe o durată de serviciu mai mică decât cea programată dar considerată ca suficientă din punct de vedere al profitului de către proprietar, o altă metodă fiind aceea în care intervențiile să fie programate odată cu modificările fluxurilor tehnologice.

Decizia de intervenție trebuie însă ca în final să aibă la bază o estimare a costului lucrărilor. Pentru aceasta, înainte de a decide, este necesară propunerea mai multor variante de reabilitare pentru care să se efectueze evaluările de cost, eventual și cu considerarea costurilor în timp ale exploatării construcției.

Table VI.15. Tipuri posibile de reabilitare a unei structuri

Tipul reabilitării	Reprezentare
I. Creșterea ductilității	
II. Creșterea ductilității și a rigidității	
III. Creșterea rezistenței, rigidității și ductilității la elementele structurale existente	
IV. Creșterea rezistenței, rigidității și ductilității prin adăugarea de noi elemente structurale	

S - nivelul acțiunii exterioare; Δ - deplasarea; S_{nec} - efortul capabil; S_{nec} - efortul necesar a fi preluat; $S_{cap\ ex}$ - efortul capabil al structurii existente; $S_{cap\ c}$ - efortul capabil al structurii reabilitate; Δ_{ex} - deplasarea la structura existentă; Δ_c - deplasarea la structura reabilitată; $\Delta_{u\ ex}$ - deplasarea ultimă a structurii existente; $\Delta_{u\ c}$ - deplasarea ultimă a structurii consolidate

7.5. Estimarea costurilor reabilitării

Analiza costurilor se poate efectua calculându-se un indice de eficiență economică (EF) definit ca fiind raportul dintre costul reabilitării și costul realizării unei noi clădiri de același fel, satisfăcând aceeași funcțiune [91]. În această analiză trebuie să se țină cont, în ambele cazuri de nivelul de siguranță la care se reduce clădirea, fezabilitatea soluțiilor, costul înreținerii și eficiența utilizării terenului.

În principiu, indicele de eficiență economică (EF) se poate calcula cu una din relațiile:

$$EF = \frac{K_T}{V_{ex} + K_D} \text{ sau } EF = \frac{K_T}{V_{rep} + K_D}, \text{ unde}$$

$K_T = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$ - reprezintă costul total al reabilitării

K_1 - costul reparațiilor/consolidărilor elementelor structurale;

K_2 - costul reparațiilor elementelor nestructurale;

K_3 - costul reparațiilor celorlalte elemente nestructurale și a finisajelor afectate de lucrările de reparații/consolidări;

K_4 - costul altor reparații nestructurale necesare bunei funcționări a clădirii;

V_{ex} - este costul unei clădiri identică funcțional cu cea existentă;

V_{rep} - costul reamplasării clădirii, cu aceleași funcțiuni, dar nu neapărat cu aceeași arhitectură;

K_D - costul demolării clădirii existente.

Indicele de eficiență economică se compară cu valori limită care stabilesc funcție de valoarea economică, socială și arhitecturală conform tabelului VI.16.

Tabelul VI.16. Limitele indicelui EF funcție de clasa de importanță a construcției

Clasa de importanță	EF
Clasa 1 - clădiri de importanță specială; se mențin indiferent de cost	nelimitat
Clasa 2 - clădiri cu funcțional bun, bune ca material, finisaje, execuție; pot fi menținute	50%
Clasa 3 - clădiri acceptabile ca funcțional, arhitectură, materiale în elemente nestructurale, execuție; pot fi menținute dacă întreținerea este eficientă	35%
Clasa 4 - funcționalitate depășită, materiale și execuție proaste; se mențin doar pentru o durată limitată atât timp cât răspunzi unei nevoi sociale	20%

Informativ, costul reabilitării structurale pentru o clădire funcție de categoria de rezistență a clădirii degradate (tabelul VI.13), timpul reabilitării (tabelul VI.15) și gradul de avarie a elementelor nestructurale (tabelul VI.17) este prezentat în tabelul VI.18..

Tabelul VI.17. Aprecierea avarierii la elemente nestructurale

Gradul de avarie	Proporția degradării
nesemnificativ	1/20 ... 1/20
mic	1/5 ... 1/6
mijlociu	1/3
extins	1/2

Tabelul VI.18. Valorile medii probabile pentru indicele de eficiență EF

Categorია de rezistență \ Degradări nestructurale	Gradul de avarie			
	nesemnificative	mici	mijlocii	extinse
A	10%	15%	20%	30%
B	15%	20%	30%	40%
C	20%	30%	40%	50%
D	30%	40%	50%	60%

Limita
zonelor
de
eficiență

CLASA 4
CLASA 3
CLASA 2
CLASA 1

Astfel, din tabelul VI.18 se observă, de exemplu, că:

- o clădire din categoria de rezistență D, cu degradări nestructurale mijlocii sau extinse, nu are șanse pentru a fi reabilitată în limitele de eficiență a costului indicate în tabelul VI.16, indiferent de clasa de importanță;

- o clădire din clasa 4 de importanță are șanse foarte puține (sau deloc) pentru a fi reabilitată în limitele de cost definite în tabelul VI.16 dacă clădirea nu face parte din categoria A sau B de rezistență (sau C, în cazul unor degradări nesemnificative);

- o clădire din categoria C de rezistență și clasa 3 de importanță poate fi eficient reabilitată doar dacă degradările nestructurale sunt reduse.

Bineînțeles că în afară de decizia reabilitării se mai poate lua decizia demolării sau limitării încărcărilor sau a duratei de serviciu.