

METODE EXPERIMENTALE PENTRU APRECIEREA DURABILITĂȚII ȘI REALIZAREA REABILITĂRII CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT



Teza de doctorat
Ing. ENUICA COSMIN

METODE EXPERIMENTALE PENTRU APRECIEREA DURABILITĂȚII ȘI REALIZAREA REABILITĂRII CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Cosmin Enuică

Conducător științific: prof.univ.dr.ing Corneliu Bob
Referenți științifici: prof.univ.dr.ing Cornelia Măgureanu
prof.univ.dr.ing. Radu Pascu
prof.univ.dr.ing. Valeriu Stoian

Ziua susținerii tezei: 09.07.009

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

PREFAȚĂ

Lucrarea de față este structurată în șapte capitole. S-a încercat o continuitate a lucrării începând de la partea teoretică continuând cu partea experimentală și-n final concretizându-se cu aplicații.

În prima parte a primului capitol se definește conceptul de durabilitate și se trece la identificarea factorilor ce influențează durabilitatea betonului armat. În partea a doua a capitolului se specifică scopul și importanța lucrării.

În capitolul 2 se face o trecere în revistă a metodelor teoretice și experimentale ce stau la baza aprecierii durabilității.

În capitolul 3 sunt prezentate aplicații practice de reabilitare, aplicații structurate în funcție de sistemul folosit: folosirea benzilor polimere de carbon compozit (CCFR), folosirea profilelor metalice și de asemenea folosirea betonului armat. S-a încercat acoperirea în această manieră a tuturor elementelor structurale ce compun o structură: fundații, stâlpi, planșee și grinzi. Sistemul de reabilitare a fost ales în funcție de condițiile structurale și economice. În exemplele exonerate se regăsesc reabilitări la diverse tipuri de clădiri civile, poduri, centrale termice și stâlpi izolați. Cea mai mare parte din lucrările de reabilitare prezentate în capitolul 3 s-au efectuat pe teritoriul României, restul lucrărilor de reabilitare s-au efectuat în Canada.

Modelele teoretice și experimentale ce stau la baza aprecierii durabilității ce au fost explicate în capitolul 2 se regăsesc în aplicațiile din capitolul 4 la expertizarea diverselor construcții civile (clădiri administrative, turnuri de apă, centrale termice, poduri, etc.), expertize la care autorul a contribuit în perioada în care a lucrat la INCERC Timișoara. De asemenea în ultima parte a acestui capitol autorul sub îndrumarea conducătorului de proiect propune un model teoretic de evaluare a coroziunii armăturilor.

În capitolul 5, se prezintă aspecte din proiectele de execuție a reabilitării construcțiilor civile pe teritoriul Canadei unde personal, s-a ocupat de partea de cofrare a elementelor deteriorate, având o strânsă colaborare cu firmele ce au executat reabilitarea. Autorul a dat soluții în funcție de condițiile de execuție, fiind diferite de la caz la caz. Sunt prezentate cămășuiri de picior de pod, stâlpi izolați și chiar reabilitarea completă a unei parcări concretizată prin dislocarea plășeului. Reabilitările au fost de natură structurală cât și de natură arhitecturală.

Programul experimental stă la baza capitolului 6 și constă în testarea aderenței între stâlpul existent și cămășuire, fără tratamente speciale beton – beton și apoi folosindu-se mai multe tipuri de legătură a suprafețelor de contact: cu rășină epoxidică, ancore mecanice și ancore chimice.

În ultima parte a lucrării (capitolul 7) se expun concluziile tezei.

Aduc cu această ocazie mulțumiri conducătorului de doctorat prof. dr. ing. Corneliu Bob care a fost un real sprijin pe toată perioada pregătirii lucrării prin sfaturi și recomandări având în spate o vastă experiență în domeniu.

Prepararea probelor și încercările experimentale s-au făcut în condiții tehnice foarte bune datorită sprijinului colectivului catedrei de CCIA. În hala de încercări am beneficiat în mod deosebit de experiența și ajutorul dat de dr. ing. Liana Bob, dr. ing. Dan Sorin și dr. ing. Catălin Badea în diversele etape experimentale.

Aduc mulțumiri colectivului INCERC Timișoara, alături de care mi-am petrecut primii ani ca inginer și lângă care am acumulat experiență care s-a dovedit a-mi fi necesară mai departe în drumul ales. Totodată le multumesc pentru înlesnirea accederii la materialele și documentațiile necesare care mi-au fost necesare la realizarea lucrării.

De asemenea aduc mulțumiri companiei „PERI Formwork” care mi-a pus la dispoziție materiale necesare pentru finalizarea tezei.

Timișoara, 06.2009

Cosmin Enuică

Enuică Cosmin

METODE EXPERIMENTALE PENTRU APRECIEREA DURABILITĂȚII ȘI REALIZAREA REABILITĂRII CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 200Z, 154 pagini, 158 figuri, 29 tabele.

ISSN:uuuu-vvvv

ISBN (10):

ISBN (13):

Cuvinte cheie: aprecieri teoretice, cămășuiri la stâlpi, reabilitări, durabilitate, coroziuni la armături

Rezumat;

Sunt prezentate metode teoretice și experimentale de aprecierea durabilității structurilor de beton armat, expertize tehnice la care autorul a participat în cadrul activității sale la INCERC Timișoara, diferite soluții de reabilitări și de asemenea un program experimental.

Partea experimentală este focalizată pe determinarea aderenței ce apare la stâlpii cămășuiți la diferite tipuri de soluții de aderență. Incercările s-au realizat la laboratorul catedrei de CCIA sub îndrumarea conducătorului de proiect.

CUPRINS

Cap.1	CONSIDERAȚII GENERALE. SCOP. IMPORTANȚA SUBIECTULUI TRATAT	9
1.1	Introducere	9
1.2	Factori în influențarea durabilității betonului	10
1.2.1	Folosirea diferitelor tipuri de cimenturi	10
1.2.2	Folosirea diferitelor pelicule de protecție pentru beton și oțeluri	11
1.2.3	Folosirea cofrajelor avansate	11
1.2.4	Acoperirea de beton	14
1.2.5	Durata tratării	15
1.3	Scopul lucrării	16
1.4	Importanța lucrării	17
Cap.2	METODE TEORETICE SI EXPERIMENTALE PRIVIND APRECIEREA DURABILITATI	19
2.1	Introducere	19
2.2	Studii teoretice privind verificarea elementelor din beton armat	19
2.3	Aspecte generale	24
2.4.	Incerări semidistructive	29
2.4.1.	Verificarea calității betonului prin încercarea de smulgere	30
2.4.2.	Verificarea calității betonului prin împingere laterală	31
2.4.3	Verificarea calității betonului prin sfredelire – penetrare	35
2.4.4	Verificarea calității betonului prin abraziune	35
2.4.5	Gelivitatea betonului	36
2.5	Incerări nedistructive	36
2.5.1	Metoda interferometriei holografice (IH)	36
2.5.2	Metoda prin termoviziune	37
2.5.3	Metoda cu lichide penetrante	38
2.5.4.	Gamagrafie	39
2.5.5	Radioscopia	39
2.5.6	Utilizarea radarului la cercetarea betonului	39
2.5.6.1	Echipamentul radar	42
2.5.6.2	Aplicații în studiul structurii betonului. Scop și posibilități	42

4 Cuprins

2.5.6.3	Limite	43
2.5.6.4	Necesități pentru datele fundamentale	43
2.5.6.5	Aparatura folosită	44
2.5.6.6	Studii experimentale și rezultate	44
2.5.6.7	Implicații ale rezultatelor și concluzii.	48
2.5.7	Studiul deformațiilor prin aplicarea câmpurilor de temperatură	48
2.6	Analize chimice și fizice	49
2.6.1	Stabilirea adâncimii de carbonatare	49
2.6.2	Viteza de coroziune	49
2.6.3	Determinarea porozității betonului	50
2.6.4	Metoda analizei termice diferențiale (DTA)	51
2.6.5	Metoda analizei spectrale în infraroșu (IR)	51
2.6.6	Metode prin modificarea caracteristicilor epruvetelor	51
2.7	Proiectarea pentru durabilitate și monitorizarea construcțiilor	51
2.7.1	Proiectarea pentru durabilitate	51
2.7.2	Monitorizarea și strategia de întreținere	52
2.7.3	Inspekția generală vizuală periodică	52
2.7.4	Inspekția specială utilizând determinările distructive și nedistructive	53
2.7.5	Continuarea monitorizării structurii de rezistență cu senzori implementați	53
2.7.6	Necesarul și costul eficiente pentru nivelele de monitorizare	53
2.7.7	Senzorii macrocelulei pentru coroziune	54
2.7.8	Descrierea senzorilor	56
2.7.9	Măsurarea rezistenței	57
2.7.10	Experimentarea eficienței sistemelor de protecție a suprafețelor	58
2.7.11	Concluzii	59
Cap.3	REABILITAREA CONSTRUCȚIILOR DIN BETON PROCEDURE ȘI TEHNOLOGII UTILIZATE	60
3.1	Reabilitarea structurilor de beton folosind sistemul CFRP	60
3.1.1	Reabilitarea coloanelor și grinziilor folosind sistemul CFRP (Fabrica de bere Timișoreana)	60

Cuprins		5
3.1.2	Reabilitarea silozurilor folosind sistemul CFRP (Fabrica de bere Timișoreana)	62
3.1.3	Consolidarea grinzilor la fabrica la fabrica Guban folosind sistemul CFRP	64
3.2	Reabilitarea structurilor cu profile metalice	65
3.2.1	Reabilitarea stâlpilor cu profile metalice (Bloc „Dorobanți ”)	65
3.3	Consolidarea folosind beton armat	67
3.3.1	Consolidarea Structurii „Palace”	67
3.3.2	Consolidarea stâlpilor arhitecturali folosind beton armat și utilizarea cofrajelor moderne la cămășuirea stâlpilor	69
3.3.3	Reabilitarea podului Glen Williams (folosind beton armat)	71
3.3.4	Cămășuire fundații folosind betonul armat (Centrala termică CT1)	75
3.3.5	Consolidarea fundațiilor și pereților portanți folosind betonul armat (Centrala termică CT3)	77
Cap.4	CONTRIBUTII LA UTILIZAREA UNOR METODE DE APRECIERE A DURABILITATII	79
4.1	Introducere	79
4.2	Testări privind durabilitatea structurilor	79
4.2.1	Studii privind expertiza la anexa T.S. de la UNIO SATU MARE	79
4.2.2	Studii și determinări experimentale la clădirea CET Reșița	82
4.2.3	Centrala CET Timișoara	87
4.2.4	Castelul de apă – S.C. “UNIO’ SATU MARE	91
4.2.5	Shell gas Romania – stația de îmbuteliere butan Timișoara	93
4.2.6	Sala de fierbere a fabricii de bere “Timișoreana ”	97
4.2.7	Podul peste râul Bega pe DJ 682, Km 0 + 415 (Făget)	104
4.3	Concluzii generale	108
4.4	Evaluarea coroziunii armăturilor	109
Cap.5	CONTRIBUȚII LA REABILITAREA UNOR STRUCTURI	114
5.1	Introducere	114
5.2	„Camplain Bridge Piers”	115
5.2.1	Descrierea construcției și clientului	115

6	Cuprins		
	5.2.2	Explicarea soluției date de PERI	115
	5.2.3	Reparații la pilee și culee	116
	5.3	Proiect "35 THE ESPLANADE"	120
	5.4	Proiect "Bayview Village"	127
	5.5	Sistemul PERI cofraje speciale „ Vario” pentru stâlpi	131
Cap.6		DETERMINĂRI DE LABORATOR PRIVIND CONSOLIDAREA STĂLPILOR PRIN CĂMĂȘUIRE CU BETON ARMAT	133
	6.1	Introducere	133
	6.2	Programul experimental	134
	6.3	Concluzii	147
	6.4	Aplicații	147
	6.4.1	Cămășuire la fundații și coloane folosind betonul armat (fabrica Guban)	147
	6.4.2	Reabilitarea culee pod intersecție Dufferin și Steeles folosind betonul armat	149
Cap.7		CONCLUZII .CONTRIBUȚII PERSONALE	152
	7.1	Introducere	152
	7.2	Concluzii generale	152
	7.3	Contribuții personale	153
		BIBLIOGRAFIE	

Capitolul 1 CONSIDERAȚII GENERALE

1.1 Introducere

Structurile de beton reprezintă în continuare o soluție pentru realizarea construcțiilor ce au diferite funcționalități. Datorită faptului că, comportarea în timp a betonului rămâne neschimbată, materialele din care se produce betonul sunt raspândite pe tot globul și de asemenea nu se necesită condiții speciale de punere în operă, costul betonului fiind relativ mic face ca structurile de beton să fie folosite pe scară foarte largă. De asemenea se pot realiza stucturi de beton armat de diferite forme, betonul caracterizându-se printr-o mare flexibilitate (fig. 1.1).



Fig. 1.1 „Absolute Word” Mississuaga, Canada.

În ultimii ani s-a trecut la o nouă orientare a concepției de proiectare a structurilor din beton armat luându-se în considerare pe lângă cerințele impuse de asigurarea rezistenței și stabilității și cerințe ce impun păstrarea caracteristicilor betonului pe toată perioada de viață a construcției, cerințe cuantificate prin conceptul de durabilitate.

Durabilitatea nu trebuie privită numai prin prisma siguranței structurale, ea trebuie reflectată în costuri mici de mentenanță. În urma studiilor [1] recente 40% din totalul producției de materiale de construcții din țările industrializate se folosesc la operațiile de consolidare, reparare și întreținere restul de 60% este destinat construcțiilor noi.

1.2. Factori ce influențează durabilitatea betoanelor

1.2.1 Folosirea diferitelor tipuri de cimenturi

Datorită crizei mondiale de resurse și energie se impune un climat al conservării acestora și implicit se pune accent tot mai mult pe durabilitatea construcțiilor. Un alt aspect este cel ecologic prin folosirea pe scară mai largă a cimenturilor cu adaosuri, cimenturi ce se caracterizează prin îmbunătățirea calității betonului. Un exemplu concludent ar fi cenușa ce este un material reciclabil ce îmbunătățește structura betonului prin reducerea porozității. Prin prepararea cimenturilor folosind materiale reciclabile se obține o economie de energie și de asemenea o reducere a poluării (pentru producerea zgurei se consumă 1/3 din energia necesară pentru producerea cimentului și vorbind de emisiile de dioxid de carbon se reduce cu aproximativ 1/10 față de ciment).

Betonul este caracterizat prin clase de rezistență (din punct de vedere al rezistenței) și alegerea acestor clase se face prin asigurarea cerințelor de rezistență. Rezistența la compresiune definește practic clasa acestuia de rezistență. Durabilitatea betonului conform A.C.I. 201.2 R-01 [2] este definită ca fiind „proprietatea acestuia de a rezista acțiunilor climatice, chimice sau oricăror altor procese de deteriorare”, deci definim un beton durabil, un beton ce-și păstrează forma inițială, caracteristicile și funcționalitatea în condiții de mediu pentru care a fost proiectat.

S-a constatat că betonul cel mai rezistent la compresiune e cel mai puțin permeabil la condițiile de mediu (gaze și lichide), permeabilitatea fiind influențată de porozitatea betonului în sine. Cu cât dimensiunea porilor e mai mică cu atât scade posibilitatea penetrării betonului cu agenți agresivi. Această „finețe a porilor” e determinată de tipul de ciment, adaosuri și natura și tipul agregatelor. De asemenea un beton durabil se caracterizează cu o bună rezistență la impact și abraziune, o bună rezistență la îngheț-dezghet și la agenții de dezghet.

Betonul poate fi proiectat să fie durabil la anumite medii agresive chimice dar nu are același răspuns „pozitiv” din punct de vedere al durabilității la medii caracterizate de cicluri îngheț-dezghet. Prin urmare betonul armat nu are un răspuns global la toate acțiunile agresive. Din acest punct de vedere trebuie identificat mai întâi mediul, betonul armat fiind proiectat inclusiv din punct de vedere al compoziției.

Dacă în trecut proiectanții erau preocupați în mod special de rezistența betonului armat, executanții erau preocupați de minimalizarea cheltuielilor și de eficiența lucrării iar utilizatorii la rândul lor nu se implicau în acțiuni de mentenanță sau chiar la respectarea unor norme de exploatare, la ora actuală se urmărește o

interacțiune puternică între cele trei „verigi” ce pot defini o strategie a proiectării durabilității construcțiilor [3]. Se urmărește definirea criteriilor de performanță a durabilității, modelarea mecanismelor de deteriorare și analiza mediului agresiv, definirea duratei de serviciu, proiectarea pentru asigurarea durabilității, asigurarea calității și controlului pe toată perioada de execuție și nu în ultimul rând implementarea unui program de mentenanță și inspecție periodică pe toată perioada de serviciu a construcției.

1.2.2 Folosirea diferitelor pelicule de protecție pentru beton și oțeluri

Ca concepte moderne de proiectare a durabilității se poate lua în considerare două linii generale de strategii de protecție: evitarea reacțiilor și alegerea materialelor pentru a avea o comportare bună la reacțiile de degradare. Prima strategie se poate realiza prin aplicarea pe elementele de beton armat pelicule de protecție (membrane), prin alegerea de oțeluri inoxidabile sau oțel peliculizat, alegerea de agregate neractice, selectarea de cimenturi rezistente la sulfați. De asemenea inhibarea reacțiilor prin protecție catodică și antrenarea aerului (rezistență sporită la îngheț-dezghet) fac parte din prima măsură de strategie generală. A doua linie generală se referă la alegerea unei compoziții adecvate a betonului și realizarea unui strat de acoperire cu beton a armăturii, grosime ce derivă din condițiile de mediu.

Din păcate datorită lipsei acestor strategii de durabilitate menționate mai sus în decursul anilor foarte multe dintre construcțiile civile au suferit degradări în contact cu mediile agresive și se impune reabilitarea acestora. Schimbarea funcționalității unor construcții a dus de asemenea la „remodelarea” structurii de rezistență existente prin lucrările de reabilitare. Un exemplu concludent îl reprezintă „Great Toronto Area (GTA)” care datorită emigrării masive în ultimii ani a dus la un dezechilibru în domeniul imobiliar. Chiar dacă s-a încercat echilibrarea acestui deficit prin construirea zonelor rezidențiale de mare anvergură tot nu s-a putut face față la cererea de locuințe pe piață și din acest motiv s-a apelat la reabilitarea construcțiilor vechi, sau chiar la remodelarea completă a vechiilor zone industriale, nu de mult abandonate datorită costului mare de reabilitare. Zonele abandonate datorită lipsei complete a unui program de mentenanță prezintă de cele mai multe ori degradări datorită înghețului-dezghetului. Remodelarea s-a resimțit și-n zonele industriale care nu de mult erau încă active dar necesitățile orașului a împins industria în afara acestuia.

1.2.3 Folosirea cofrajelor avansate

Datorită calității suprafețelor de finisaj a betonului turnat care nu prezintă un risc al porozității (în condiții normale de punere în operă elementelor de beton armat) plus datorită costurilor ridicate ale forței de muncă în special în cazul țărilor puternic dezvoltate se tinde tot mai mult la folosirea unor cofraje avansate ce dă o calitate a suprafeței betonului. Ele pot fi tipizate, având dimensiuni ce converg în incremenete pe verticală și orizontală. Aceste cofraje practic se pot modela pe elementul ce trebuie reabilitat, ele având o mare flexibilitate a formelor sale. În figurile de mai jos sunt prezentate succind cofraje folosite pentru coloanele de secțiune circulară [4] , [5] (fig. 1.2, fig. 1.3 și fig. 1.4) sau dreptunghiulară (fig. 1.5). O mare parte dintre ele pot cofra elemente de rezistență cum ar fi stâlpii de beton.

12 Considerații generale

Cofrajele avansate au în componența lor placaj de înaltă calitate ce se caracterizează prin lipsă de porozitate sau textură, factor pozitiv împotriva agresiunii agenților externi. Un exemplu în acest sens ar fi sistemul PERI de cofraje „RAPID” (fig.1.6) ce se folosește, în general, în cazurile în care avem presiunea de turnare mare (120 kN/m^2) și se cere o suprafață finisată a betonului ce presupune minimalizarea porilor, deci implică o bună durabilitate a stâlpilor.

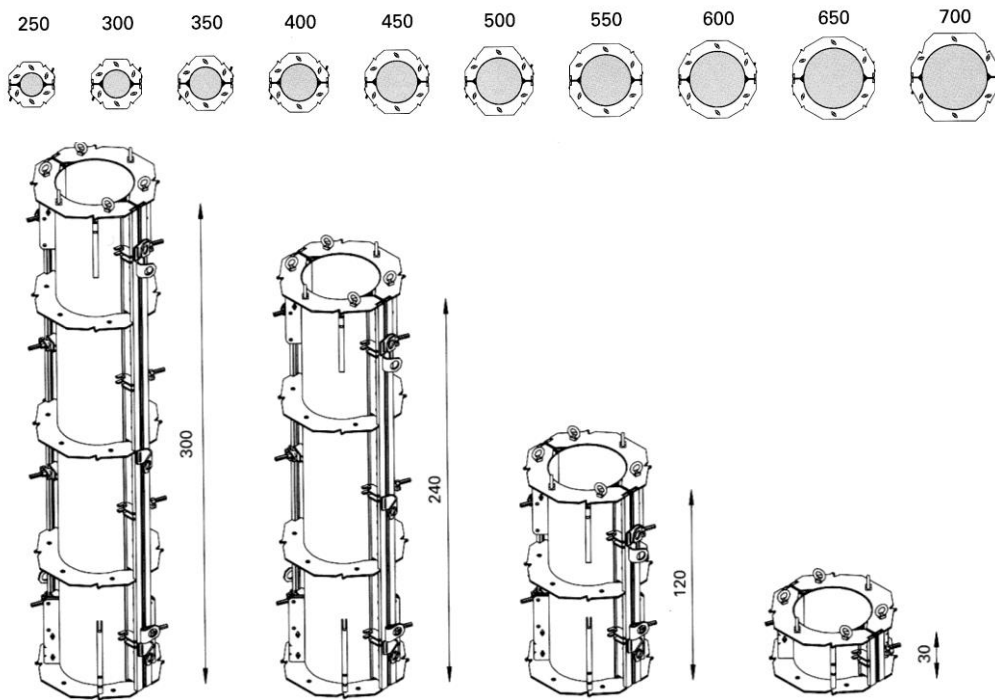


Fig. 1.2 Dimensiunile în plan orizontal și vertical ale sistemului „SRS” (PERI)



Fig. 1.3 Sistemul GRV (PERI)

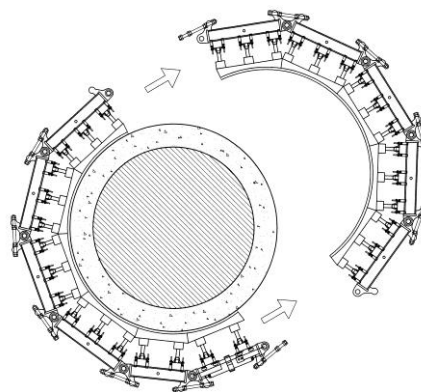


Fig. 1.4 Demontarea sistemul GRV (PERI)

Sistemul Peri „Rapid” [6] este ușor de manevrat datorită greutatei sale proprii mici și datorită incrementului de 300 mm se pot face o serie de combinații pe verticală și din acest motiv este des folosit. Este durabil și ușor de demontat și curățit după turnare (vezi fig 1.6. și fig. 1.7.).

Lipsa cuielor, șuruburilor și elementelor de colț a stâlpilor face ca sistemul să fie des folosit în general în construcții cu caracter public.



Fig.1.5 Sistemul „Rapid Col.” (PERI)

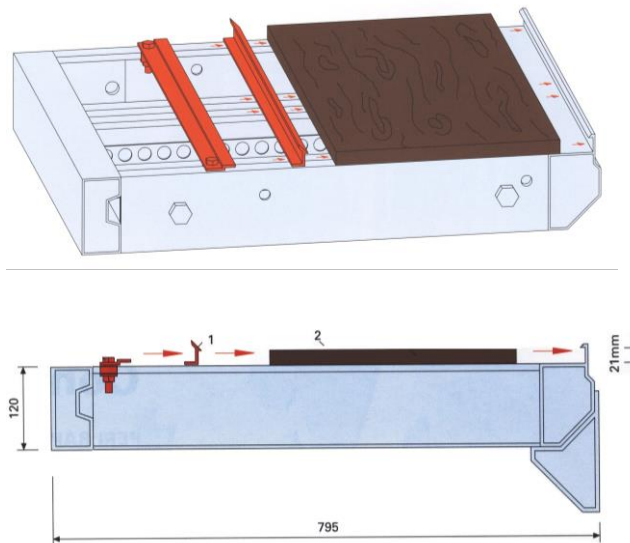


Fig. 1.6 Fixarea placajului de 21 mm (2) și elementului de colț (1) de panou

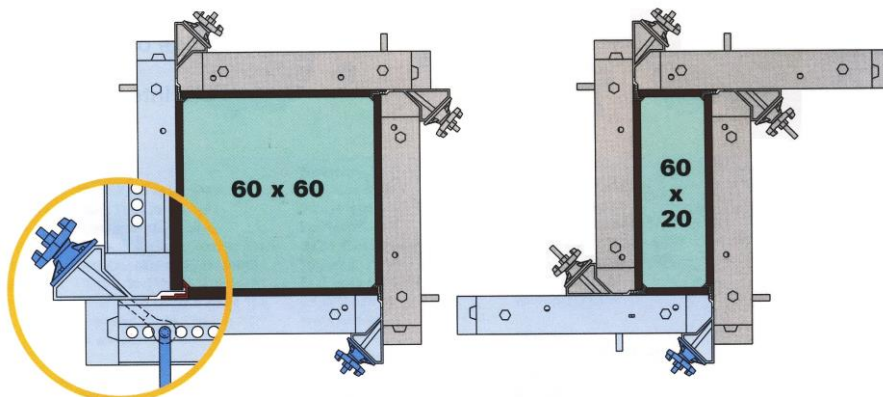


Fig. 1.7. Detaliul elementului de îmbinare în plan al panourilor „Rapid”

14 Considerații generale

Folosirea cofrajelor duce la reducerea a timpului de tratare a betoanelor după turnare.

1.2.4 Acoperirea de beton

Acoperirea de beton are un rol important în durabilitatea betoanelor, cu cât acoperirea e mai mare cu atât riscul depășirii armăturilor scade în aceleași condiții de mediu. Trebuie stabilită o acoperire minimă necesară pentru a asigura durabilitatea betonului.

Acoperirea de beton reprezintă distanța dintre suprafața armăturii și suprafața betonului [7]. Se definește acoperirea nominală c_{nom} ca un o suma între acoperirea minimă c_{min} plus o acoperire ce ține cont de toleranțele de execuție ΔC_{dev}

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} \quad (1.1)$$

Startul de acoperire min c_{min} trebuie să satisfacă următoarele cerințe:

- transmiterea forțelor de aderență;
- o protecție a armăturii la coroziune;
- o rezistență la foc

Acoperirea minimă c_{min} ca parte componentă a acoperiri nominale reprezintă valoarea maximă a :

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min, dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add} ; 10 \text{ mm}) \quad (1.2)$$

unde :

- $c_{min,b}$ - acoperirea minimă față de cerințele de aderență
- $c_{min, dur}$ - acoperirea minimă față de cerințele de mediu
- $\Delta C_{dur,y}$ - marja de siguranță
- $\Delta C_{dur,st}$ - reducerea acoperirii minime în cazul oțelurilor inoxidabile
- $\Delta C_{dur,add}$ - reducerea acoperirii minime în cazul unei protecții suplimentare

Pentru o transmitere fără riscuri a forțelor de aderență și un beton compact se recomandă ca acoperirea să nu fie mai mică dect valorile $c_{min,b}$.

Marja de siguranță se recomandă să fie $\Delta C_{dur,y} = 0$. De asemenea se recomandă în cazul absenței unor precizări suplimentare în ce privește natura oțelurilor valoarea $\Delta C_{dur,st} = 0$.

În cazul în care betonul beneficiază de o protecție suplimentară, acoperirea minimă poate fi redusă cu $\Delta C_{dur,add}$ iar dacă nu se precizează de protecție suplimentară valoarea recomandată e $\Delta C_{dur,add} = 0$.

Valoarea absolută a abaterii ΔC_{de} este dată de SR ENV 13670-1. Valoarea recomandată e de $\Delta C_{de} = 10 \text{ mm}$.

De asemenea valoarea ΔC_{de} pote fi :

- $10 \text{ mm} \geq \Delta C_{de} \geq 5 \text{ mm}$ în cazul în care fabricația este supusă unui sistem de asigurare a calității în care supravegherea include măsurarea acoperiri;
- $10 \text{ mm} \geq \Delta C_{de} \geq 0 \text{ mm}$ în cazul utilizării unui aparat de măsură precis pentru supraveghere precum și respingerea elementelor neconforme (elemente prefabricate , de exemplu).

1.2.5. Durata tratării

De asemenea ca un beton să fie durabil acesta nu trebuie să fie fisurat. O bună parte a structurilor de beton armat prezintă fisuri ce provin din contracția betonului prin pierderea apei datorită punerii în operă necorespunzătoare.

Aceste microfisuri pot cauza deteriorarea betonului, în timp, sub acțiunea agenților agresivi. Deci putem identifica un alt factor ce influențează durabilitatea construcțiilor de beton adică tratarea betonului după turnare. Durata tratării depinde de mulți factori [8] :

- *sensibilitatea betonului la tratare în funcție de compoziție*, cu alte cuvinte betonul cu raport A/C redus ce are în compoziție cimenturi cu întărire rapidă atinge o mai bună impermeabilitate față de betoanele cu raport de A/C ridicat și cimenturi cu întărire normală;
- *temperatura betonului*, cu cât temperatura exterioară este mai ridicată cu atât timpul necesar de tratare a suprafeței betonului este mai mare; de asemenea temperatura betonului depinde și de tipul și clasa de beton;
- *condițiile atmosferice*, umiditatea și viteza vântului pot accelera uscarea betonului;
- *condițiile de serviciu*, inclusiv de expunerii a structurii, necesitatea îndelungată a tratării betonului derivând în funcție de expunerea la mediu agresiv.

In fig. 1.8. și fig. 1.9 (podul Steeles și Dufferin) se pot observa proceduri de protejare a betonului proaspăt turnat.



Fig. 1.8



Fig. 1.9

In tabelul tabelul 1.1 sunt ilustrate duratele în zile necesare tratării betonului, duratele fiind orientative.

Duratele minime orientative se bazează pe principiul că tratarea betonului trebuie continuată până la atingerea a 50% din rezistența caracteristică a betonului elementului structural.

Tabelul. 1.1

Dezvoltarea rezistenței betonului	rapidă			medie			lentă		
Temperatura betonului în timpul tratării (°C)	5	10	15	5	10	15	5	10	15
Condiții de mediu în timpul tratării:									
Elemente expuse indirect razelor solare, umiditate sub 80%	2	2	1	3	3	2	4	4	2
Elemente expuse razelor solare sau a vântului cu viteză medie peste 50%	4	3	2	6	4	3	8	5	4
Elemente expuse razelor solare intense sau a vântului cu viteză mare a vântului sau la o umiditate sub 50%	4	3	2	8	6	5	10	8	5

1.3. Scopul lucrării

Când vorbim despre reabilitarea unei clădiri (structură de beton armat) se ia în considerare toate elementele structurale ce pot afecta integritatea clădirii în sine. În urma observațiilor vizuale și a testelor efectuate (distructive, semidistructive și nedistructive), se întocmește un raport de expertiză în urma căruia se constată stadiul de degradare a structurii.

Nevoia de a reabilita o structură ar putea să apară în orice moment, de la începutul fazei de construcție, până la sfârșitul duratei de serviciu. În timpul fazei de construcție [9], aceasta se poate produce din cauza :

- erorilor de proiectare;
- deficiențe ale betonului armat;
- punerea în operă necorespunzătoare a betonului.

În timpul serviciului de viață, motivele ar putea să apară datorită:

- unui cutremur;
- acțiuni accidentale (ciocniri, incendii, explozii);
- situații care implică modificări în structura funcționalității construcției;
- schimbarea normativelor în construcții;
- carbonatarea betonului armat ;

Practic, tehnicile de consolidarea a structurilor de beton armat pot fi împărțite în:

- adăugarea de noi elemente structurale;
- consolidarea elementelor structurale existente.

Reparațiile la elementele din beton armat pot fi definite ca o încercare de a restabili capacitatea portantă și rigidizarea elementului deteriorat. Ramirez.W [10] a publicat un studiu experimental de repararea stâlpilor de beton armat și se face o distincție clară între o reparare arhitecturală și repararea structurală. Autorii consideră că repararea arhitecturală este acceptată (cosmetică) în cazul în care pierderea structurală a elementului este mai mică decât 10%. În urma acestui concept, reparațiile elementelor de beton armat se fac prin înlocuirea unor materiale originale și este acceptabilă numai în cazul reparațiilor de natură cosmetică, deoarece în urma acestor proceduri nu se duce la o restabilire a caracteristicilor fizico-mecanice a elementului original.

Hellesland & Green [11] au efectuat un studiu experimental de reabilitare pe stâlpi de beton armat. Toate modelele prezentate au fost mai întâi monitorizate, supuse la încărcări, la încărcări ciclice punându-se sub control deformarea elementului apoi elementele au fost supuse la încărcări maxime. S-a trecut apoi la eliminarea betonului în zonele distruse, s-au înlocuit etrierii distruși și s-a rebetonat elementul.

Autorii precizează că, capacitatea portantă a stâlpilor reabilitați este cu 15%-20% mai mică decât valoarea inițială (originală) iar rigiditatea este de 50-90% din valoarea inițială.

Consolidarea unui element din beton armat poate fi definită ca fiind o intervenție pentru a crește rigiditatea și capacitatea portantă inițială a elementului din beton armat. În cazul unui element intact, nu putem spune că este nevoie de o reparație a elementului.

În cazul unei deteriorări a unui element din beton armat, consolidarea trebuie să fie asociată cu repararea structurală. Procesul de consolidare trebuie să fie precedat de o operațiune de reparație. Importanța și costul acestuia din urmă depinde exclusiv de ipotezele structurale, asumate de către proiectant.

Datorită faptului că nu există o monitorizare (din punct de vedere a degradărilor) a construcțiilor la scară națională, la ora actuală investigațiile sunt făcute în general la construcțiile unde degradările sunt vizibile sau investigațiile se impun la schimbarea funcțională a unei construcții.

În cazul în care construcția investigată prezintă un pericol de siguranță în exploatare datorită degradărilor survenite sau când costurile de reabilitare sunt prea mari, se poate impune chiar la soluții de demolare parțială sau totală a construcției.

În general elementele structurale (ale unei structuri de rezistență) ce se impun a fi reabilitate în cele mai multe cazuri sunt stâlpii structurii nu neapărat datorită acțiunii agresive la care a fost expusă construcția, reabilitarea structurii fiind necesară și datorită supraînălțării construcției (prin suplimentarea încărcărilor). Din acest motiv teza a fost concentrată mai mult pe partea de reabilitare prin cămășuire a stâlpilor având un suport teoretic și cât experimental.

1.4 Importanța subiectului tratat

Din punct de vedere economic și tehnic reabilitarea văzută prin prisma unei monitorizări controlate printr-un program de mentenanță este mult mai avantajoasă decât reabilitarea propriu-zisă impusă din condițiile structurale.

Lipsa monitorizării la scară națională ridică la ora actuală probleme în reabilitarea structurilor. Evaluarea stării de degradare de cele mai multe ori este anevoiasă din lipsa documentațiilor tehnice și datorită mediului agresiv care nu acționează uniform pentru toate elementele ce compun structura. Este foarte greu de apreciat și indentificat toate aspectele negative ce au dus la deteriorarea unei structuri și nu există o situație clară după care se poate urmări un model de apreciere precis ce poate impune o linie clară în investigarea construcției.

Din acest motiv se recurge la diferite metode de apreciere teoretice și experimentale care încearcă a defini starea elementelor investigate. Implementarea unor noi metode teoretice ar putea da o linie nouă în investigarea structurilor, linie ce ar contribui la definirea și mai exactă a stării unei structuri.

De asemenea testele experimentale efectuate în cadrul programului de cercetare dau o imagine bine conturată a importanței folosirii conectorilor chimici cu rășine epoxidice (cu două componente) la reabilitarea stâlpilor. Aderența e

18 Considerații generale

superioară față de aderența beton- beton (cu sau fără tehnici speciale) sau aderența în cazul folosirii conexanului. Pentru instalarea sistemului cu ancore chimice nu este nevoie de persoane calificate sistemul fiind simplu, face ca ancorele chimice să fie folosite pe scară largă în reabilitările stâlpilor.

Capitolul 2

METODE TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE PRIVIND APRECIEREA DURABILITĂȚII

2.1 Introducere

Verificările experimentale, cuplate sau nu cu determinări bazate pe modele teoretice, privind durabilitatea structurilor în general și a celor din beton armat și precomprimat, în special, reprezintă o necesitate în aprecierea duratei de exploatare a construcțiilor. Aspectele specifice durabilității trebuie să fie luate în considerare în concordanță cu mecanismele care conduc la deteriorarea sau chiar distrugerea integrității elementelor sau structurilor în ansamblu și care sunt: atacul chimic, coroziunea armăturilor, înghețul-dezghetul repetat, reacția alcalii-agregate, eroziunea etc. Dintre acestea numai coroziunea armăturilor, înghețul-dezghetul repetat, reacția alcalii-agregate sunt cu adevărat importante pentru structurile de beton armat în condiții normale de exploatare.

2.2 Studii teoretice privind verificarea elementelor din beton armat [12]

Legea lui Fick

$$\text{CEB : } \bar{x} = \sqrt[n]{kt} \quad (2.1)$$

n = 2 - uscat (interior)

n > 2 - umed variabilă

$$\text{Olanda } \bar{x}^2 = a^2 t \quad (2.2)$$

$$\text{China } \bar{x} = \alpha \sqrt{t} \quad (2.3)$$

Modelul cantitativ al coroziunii armăturilor este prezentat în tabelul 2.1. În baza studiilor și determinărilor experimentale s-a propus inițial, o formulă pentru stabilirea adâncimii de carbonatare a betonului. Mai recent, pe baza unor noi articole și determinări experimentale s-a putut generaliza formula propusă și pentru penetrarea ionilor de clor în beton.

În concordanță cu modelul prezentat în studiul faza B 10.4/1997 formula propusă ia în considerare: capacitatea de legare prin coeficientul **c** al tipului de ciment, condițiile din mediul ambiant (umiditatea și temperatura) prin coeficientul **k**, concentrația de suprafață a bioxidului de carbon și /sau ionilor de clor prin coeficientul (și proprietățile de permeabilitate prin rezistența la compresiune a betonului R_b (f_c)). Această metodă de calcul numeric este foarte utilă inginerilor în aprecierea construcțiilor de beton armat care sunt expertizate în vederea remedierilor, consolidărilor sau demolării. Formula prezentată în tabelul 2.1 ia în considerare proprietățile de permeabilitate la bioxidul de carbon sau ioni de clor

prin rezistența la compresiune a betonului. Utilizarea acestui parametru a fost dictată de următoarele considerente:

- rezistența la compresiune a betonului este mărime convențională și valoarea ei depinde de o multitudine de factori, prin care, calitatea și cantitatea de ciment, raportul apa-ciment, caracteristicile agregatelor, condițiile de tratare ulterioară ale betonului;
- rezistența la compresiune a betonului este un parametru major în aprecierea clasei betonului cu care se operează în proiectarea structurilor noi și de asemenea, pentru aprecierea calității betonului din structurile vechi. În acest ultim caz, rezistența la compresiune este oarecum stabilită fie pe carote extrase din lucrare fie prin metode nedistructive.

Valorile numerice privind tipul de ciment, condițiile din mediul exterior și concentrația de suprafață au fost stabilite din studiu teoretic și din date experimentale.

Procesul de coroziune, care începe după perioada de inițiere prin carbonatare și /sau penetrarea ionilor de clor, se desfășoară cu diverse viteze de coroziune. Pe baza unor date din literatura de specialitate, în tabelul 2.1 și fig. 2.1 sunt prezentate ratele vitezei de coroziune în funcție de principalii parametri de influență.

Determinări nedistructive folosite se bazează, în general, pe metoda sclerometrului cu recul, metoda ultrasunetelor și metoda combinată folosind datele măsurate de la metodele precedente.

Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale s-a făcut în toate cazurile, pe baza indicațiilor din Normativul C26-85.

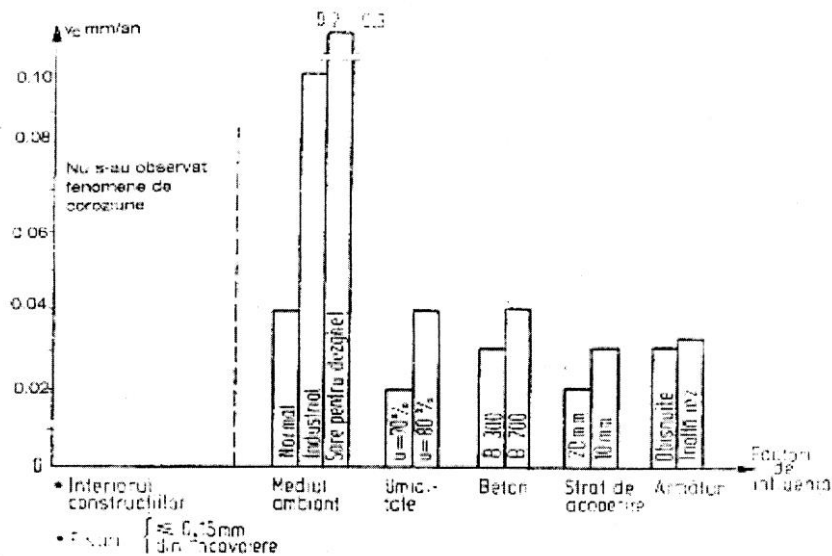


Fig. 2.1. Modul de influență a diferiților factori asupra vitezei de coroziune

Modelul cantitativ al coroziunii armăturilor

Tabel 2.1

Perioada inițială											
$\bar{x} = \frac{150ckd}{R_b} \sqrt{t}$											
x - adâncimea medie de carbonatare sau de penetrare a clorului, mm ;											
R _b - rezistența de compresiune a betonului N/ mm ² ;											
t- durata de acțiune a CO ₂ și /sau Cl ⁻ , ani;											
Valori numerice pentru c,k și d											
Proces de carbonatare c- tipul cimentului						Penetrarea ionilor de clor c- tipul cimentului					
Ci-ment	I	I	II/A	II/B	III/A	Ciment	I	II/A	II/B	III/A	
	52.2	42.5									
c	0.8	1.0	1.2	1.4	2.0	c	1.00	0.90	0.75	0.67	
k- condiții de mediu						k- condiții de mediu					
Condiții de mediu	Int.	exterior		Beton umed	Condiții de mediu	Valoarea lui k = k ₁ x k ₂					
		protejat	medii			Temp	°C	0-5	5-15	15-25	25-35
RH,%	≤60	70-75	80-85	>90		k ₁	0.67	0.75	1.00	1.25	1.50
k	1.0	0.7	0.5	0.3	RH	%	50	85	100		
					k ₂		0.75	1.00	0.75		
d- concentrația de CO ₂				d- concentrația de ioni de clor							
CO ₂	%	0.03	0.10	% de concentrație de suprafață	0%	20	50	65	85		
	g/m ³	0.36	1.20							d	1.00
d		1.00	2.00								
Notă : % de concentrație pe suprafață reprezintă concentrația critică de clor (aprox. 0.2% în greutate față de conținutul de ciment pentru beton carbonatat și 0.4% pentru beton necarbonatat) din mediile cu clor											
Durata procesului de coroziune											
Condiții de mediu	Influență asupra vitezei de coroziune										
	Calitativ								Cantitativ v _c , mm/an		
Interior	Nu exista coroziune semnificativă dacă umiditatea relativă ≤60%										
Exterior	Viteza mică de coroziune în atmosferă obișnuită								0.04		
	Viteza medie de coroziune în medii industriale								0.1		
Agresive	Viteza mare de coroziune în soluții saline								0.20-0.30		
	Viteza foarte mare de coroziune în soluții saline concentrate								0.60-1.80		

Difuzia ionilor de (Cl^-) și rezistența la îngheț- dezgheț au fost verificate în funcție de tipul de ciment și de rezistența betonului în lucrarea [13].

În fig. 2.2 sunt prezentați doi parametri :

Difuzia ionilor de clor și rezistența la îngheț- dezgheț în funcție de cei doi factori luați în considerare (tipul cimentului și rezistența betonului).

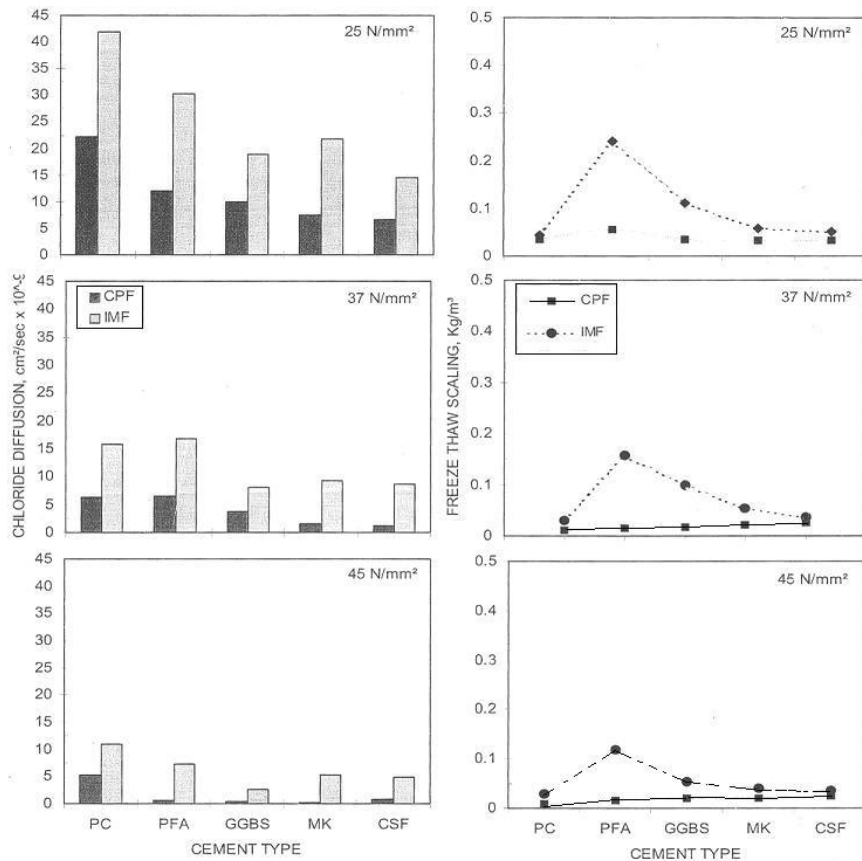


Fig.2.2

În figurile prezentate au fost notate :

- PC - ciment Portland fără adaosuri ;
- PFA - ciment Portland cu 30% adaos de cenușă de termocentrală;
- GGBS - ciment Portland cu 45% adaos de zgură granulată de furnal;
- MK - ciment Portland cu 15% adaos metacaolin;
- CSF - ciment Portland cu 10% adaos silice ultrafină;

Rezistențele obținute pe betonul experimentat au fost 25 N/mm², 37 N/mm² și 45 N/mm². O serie de epruvete au fost astfel realizate încât suprafețele au fost tratate pentru a deveni mai impermeabile (CPF) față de cele normale (IMF).

Din analiza comparativă a datelor prezentate în fig. 4. cu formula și valorile numerice date în tabelul. 2.1. se constată o foarte bună corespondență.

Spre exemplu, pentru un beton cu $t = 45$ ani, ciment CEM I-42.5, concentrația la suprafață a (Cl^-) de 20% și cu $T = 15^\circ-25^\circ$ C și $RH = 85\%$ au rezultat $\bar{x} = 40$ mm (C20/25), $\bar{x} = 27$ mm (C30/37) și $\bar{x} = 22.2$ mm (C40/45) iar difuziunea este de $42 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$, $17 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$ și respectiv $12 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$.

De asemenea în funcție de tipul de ciment au rezultat: $\bar{x} = 40$ mm (CEM I 42.5), $\bar{x} = 36$ mm (CEM IIA) și $\bar{x} = 30$ mm CEM II B (GGBS) iar difuziunea este de $42.0 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$, $30 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$ și respectiv $19 \text{ cm}^2/\text{sec} \cdot 10^{-9}$.

Este posibil deasemenea folosirea rezistenței la compresiune la 28 zile în loc de rezistența la compresiune actuală la timpul t :

$$\bar{x} = \frac{150ckd}{f_{c28}} \left[1 + \frac{(t-1)^{1/2}}{1.766} \right] \quad (2.4)$$

C. Bob de asemenea a sugerat determinarea ratei de procesului de coroziune:

$$m = v_c \cdot t_c \quad (2.5)$$

unde:

- m – adâncimea de coroziune a armăturilor cu diametru ϕ ;
- v_c – viteza de coroziune în mm/an;
- $t_c = t - t_i$ unde t vârsta structurii în momentul investigării și t_i reprezintă timpul carbonatării sau penetrării ionilor de Clor.

Fig.2.3 este prezentat modelul de coroziune a armăturilor pentru modul deterministic și probabilistic.

Influența coroziunii asupra proprietăților mecanice ale materialelor a fost studiate în [14].

Autori definesc procentul de coroziune prin pierderea de volum prin relația:

$$\%C_{cor} = 1 - \left(\frac{\phi_{cor}}{\phi_{nom}} \right)^2 \quad (2.6)$$

în care: Φ_{cor} - este diametrul barei de oțel după coroziune;

Φ_{nom} - este diametrul barei de oțel necorodată (inițială);

Influența procentului de coroziune asupra unor caracteristici ale oțelului sunt realizate în fig. 2.4

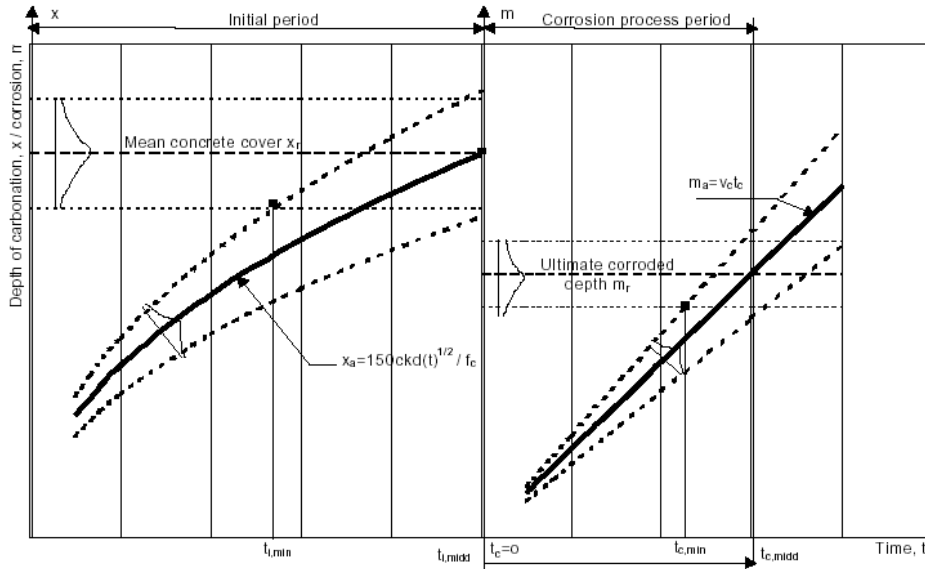


Fig. 2.3.

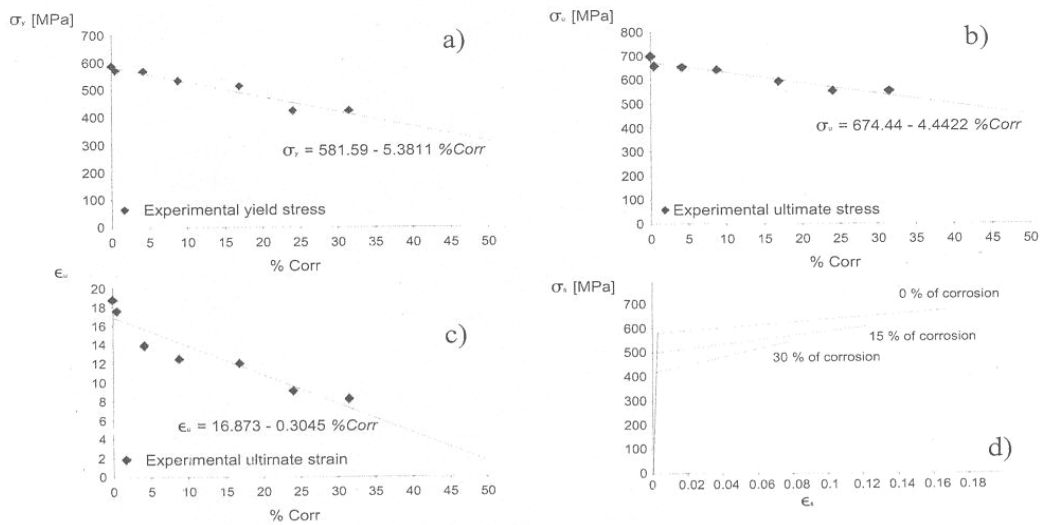


Fig. 2.4

2.3. Aspecte generale

Specificul betonului armat ca material de construcție face ca examinarea construcțiilor din beton armat și stabilirea capacității portante a acestora să fie mai complicate și mai laborioase decât pentru construcțiile din alte materiale.

În cadrul examinării preliminare se va analiza starea construcției în general urmărind vizual elementele de construcții componente. Se vor stabili existența, poziția, deschiderea cât și caracterul fisurilor și ale altor defecte vizibile (de exemplu goluri de turnare). În funcție de cauzele ce determină apariția lor, se prezintă în tabelul 2.2. o clasificare a fisurilor (defectelor), exemplificându-se și elementele de construcțiile în care pot apărea și pericolitatea asupra exploatării normale a construcției.

Analizând tabelul 2.3. se constată că nu cauza care determina apariția fisurilor hotărăște gradul de influență al lor asupra comportării ulterioare a construcției și necesitatea de consolidare a structurii. Doar după o analiză minuțioasă a stării de fisurare se va hotărâ dacă construcția trebuie reparată sau consolidată.

În afară de fisuri, construcția poate prezenta și defecte ascunse (modificarea unor diametre și calități de armături față de proiect, greșeli în așezarea armăturilor și prepararea betonului, neconcordanță față de proiect la așezarea unor elemente, realizarea necorespunzătoare a îmbinărilor etc), care doar uneori pot fi depistate în cadrul examinării preliminare.

Rezistența și durabilitatea construcțiilor din beton armat depind de: calitatea materialelor ce intră în compoziția betonului; calitatea, cantitatea și poziția armăturilor; factori tehnologici, etc. Acestea, în cazul construcțiilor de beton armat terminate, sunt acoperite. Din acest motiv, în cadrul examinării detaliate a construcțiilor este necesară efectuarea unor măsurători și determinări, pentru stabilirea stării reale a structurii de rezistență. Metodologiile pentru urmărirea comportării în exploatare a construcțiilor din beton sunt sistematizate în tabelul 2.3.

Dintre metodologiile prezentate în tabelul 2.4. cele mai multe sunt prezentate în detalii în referatul din 1992 și în cartea prof. Bob "Verificarea calității, siguranței și durabilității construcțiilor" [15].

Metodele nedistructive de stabilire a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului și altor materiale, direct pe construcții, fără a fi afectată integritatea acestora reprezintă o cale avantajoasă și cea mai folosită în investigație. O clasificare a acestor metode nedistructive în funcție de ramura fizicii cărora îi aparține este prezentată în tabelul 2.4

Tabelul 2.2.

Tipul de degradare	Metodă de studiu	Parametrii urmăriți	Metodologiile de cercetare
1	2	3	4
Coroziunea chimică	Cercetări de laborator (încercări pe carote sau alte epruvete extrase din construcție)	Rezistențe	<ul style="list-style-type: none"> • Incercări distructive • Incercări nedistructive • Analize chimice • Cântărirea epruvetelor
		Modulul de elasticitate E_{din}	
		Greutate	
		Lungime, volum	
	Cercetări în situ	Rezistențe	<ul style="list-style-type: none"> • Incercări nedistructive • Incercări semidistructive • Metode diverse (maturitatea, porozitatea, permeabilitatea, teste dinamice)
		Modulul de elasticitate E_{din}	
		Adâncimea degradată	
Aprecieri teoretice	Adâncimea corodată	<ul style="list-style-type: none"> • Legi teoretice 	
Coroziunea armăturilor	Cercetări de laborator	Adâncimea carbonatării	<ul style="list-style-type: none"> • Analize chimice • Analize fizice • Testul Quantab • Proced. cu măsurarea potențialului semicelulei • Degajare de oxigen la catod
		Pătrundere Cl	
		Viteza de coroziune	
	Cercetări în situ	Adâncimea carbonatării	<ul style="list-style-type: none"> • Metode fizice • Proced. cu măsurarea potențialului semicelulei • Degajare de oxigen la catod
		Viteza de coroziune	
	Aprecieri teoretice	Adâncimea carbonatării	<ul style="list-style-type: none"> • Legi teoretice • Legi teoretice - experimentale • Date din literatură
		Viteza de coroziune	
Gelivitate	Cercetări de laborator	Pierdere de masă	<ul style="list-style-type: none"> • Teste curente • Teste dinamice
		Scădere rezistență	
		Modificare E_{din}	

1	2	3	4
Acțiunea încărcărilor	Incerări în laborator pe elemente sau modele	Rezistențe, fisurare	<ul style="list-style-type: none"> • Incercări prin încărcare pe standuri de încercare • Incercări nedistructive
		Moduli de elasticitate E Deformații specifice ϵ Săgeți : f	
		Capacitate portantă	
	Cercetări în situ	Rezistențe Moduli de elasticitate E	<ul style="list-style-type: none"> • Incercări nedistructive • Incercări semidistructive • Teste dinamice • Incercare prin încărcare
		Deformații Fisurări	
		Capacitate portantă	
Aprecieri teoretice	Capacitate portantă	• Metode analitice exacte	
	Eforturi secționare	<ul style="list-style-type: none"> • Metode aproximative numerice • Metode simplificate 	
Alte acțiuni	Cercetări de laborator	Defecte diverse	<ul style="list-style-type: none"> • Observații vizuale • Radioscopie • Investigație canale • Determinarea
	Cercetări în situ	Defecte	
		Injectare cabluri	
		Măsurători de durată	

Tabelul 2.3.

Factor de determinare al fisurilor (golurilor)	Caracteristici fisuri (goluri)	Elemente in care pot să apară	Efectul asupra structurii
Încărcări exterioare	<ul style="list-style-type: none"> perpendicularare pe direcția eforturilor unitare principale de întindere 	<ul style="list-style-type: none"> elemente încovoiate: fisuri transversale; lemente întinse centric: fisuri longitudinale elemente comprimate centric, fisuri longitudinale și exfolieri; elemente supuse la răsucire: fisuri spirale înclinate la 45°; ferme din beton armat: fisuri înclinate în nodul de reazem; în bare ca și la elemente întinse și comprimate. 	Periculoase dacă nu se respectă prevederile STAS 10107/090
Contractia betonului	<ul style="list-style-type: none"> rectilinii; deschideri mici; stabilizare în timp. 	<ul style="list-style-type: none"> elemente puternic armate; zonele modificare bruscă a traseului armăturilor sau elementelor. 	Nu afectează comportarea structurii în exploatare
Variații de temperatură	<p>Cauzate de:</p> <ul style="list-style-type: none"> lipsa sau realizarea necorespunzătoare a rosturilor de dilatație termică. 	<ul style="list-style-type: none"> elemente supuse la temperaturi negative după tratamentul de aburire; în timpul procesului de aburire, din diferența de temperatură a cofrajelor. 	Nu afectează comportarea structurii în exploatare.
Lunecarea armăturilor față de beton	<p>Cauzate de:</p> <ul style="list-style-type: none"> deteriorarea ancorării armăturilor; distrugearea aderenței. 	<ul style="list-style-type: none"> la capetele grinzilor: fisuri orizontale; barele întinse ale fermelor; nodurile de rezemare ale fermelor 	Pericol pentru exploatare în continuare.
Coroziunea armăturilor	<p>Cauzate de:</p> <ul style="list-style-type: none"> deteriorarea stratului de acoperire de beton datorită coroziunii armăturii. 	<ul style="list-style-type: none"> în toate elementele, în lungii armăturilor longitudinale de rezistență, al etrierilor și al barelor de montaj. 	Periculoase, indicând deteriorarea armăturilor
Pretensionarea.	<p>Cauzate de :</p> <ul style="list-style-type: none"> transerul întinderii armăturii la beton; scoaterea tecilor din canalele pentru post tensionare. 	<ul style="list-style-type: none"> zonele comprimate ale grinzilor; barele comprimate ale fermelor; în lungul canalelor pentru post tensionare. 	Vor respecta prevederile STAS 10101/0-90
Turnarea betonului (goluri)	<p>Cauze de:</p> <ul style="list-style-type: none"> lunecarea armăturii la vibrație intensă a zonelor învecinate; nepătrunderea betonului între armătură și cofraj, la turnare; dificultăți la turnare. 	<ul style="list-style-type: none"> în lungul barelor de armare longitudinală și transversale; în zone greu accesibile: tălpile grinzilor T și I. 	Periculoase în special în zonele comprimate.

Tabelul 2.4

Nr. crt.	Metode nedistructive		Obiectul determinării
1	Metode acustice	Metoda de rezonanță	Rezistență; proprietăți elastice (E,V); acțiuni agresive.
		Metode ultrasonice de impuls	Rezistențe; proprietăți elastice; defectoscopie; acțiuni agresive.
		Metoda undelor de suprafață	Rezistențe; proprietăți elastice; grosimi.
2	Metode mecanice de suprafață	Metode de recul	Rezistență; omogenitate.
		Metode amprentă	Rezistențe.
3	Metode atomice	Metode cu radiații penetrante (x, γ)	Defectoscopie; densitate; poziție armături; acțiuni agresive.
		Metode cu neutroni	Umiditate.
4	Metode electromagnetice	Metoda atenuării microundelor.	Umiditate; dozaj de ciment.
		Metoda inducțiilor electromagnetice. (pactrometru)	Poziție armături
5	Alte metode	Metoda interferometriei holografice.	Determinarea fisurilor
		Metode prin termoviziune	
		Metode cu lichide penetrante.	
6	Metode combinată	Viteza ultrasunete + recul.	Rezistență
		Viteză + atenuare ultrasunete.	
		Viteză ultrasunete+atenuare gama.	

2.4. Incercări semidistructive

Date asupra armăturii elementelor (diametrul, numărul, poziția barelor armăturii de rezistență) se pot obține dezvelind armăturile prin crearea unor șanțuri în stratul de betonul de acoperire. Acestea se vor realiza în deosebi în treimea mijlocie a deschiderii și în zona reazemelor, pe fața de jos a grinzilor și în

zonele de forță tăietoare maxime. Sanțurile dau totodată posibilitatea verificării grosimii stratului de acoperire cu beton.

Calitatea armăturilor se poate determina prin extragerea unor cupoane de armătură din elementele de construcție. Epruvetele de armătură se vor decupa în zonele unde o micșorare a armăturii este mai puțin periculoasă, luându-se în considerare posibilitatea refacerii ulterioare a barelor întrerupte. La noi în țară epruvetele se încercă la tracțiune, în conformitate cu STAS 200-87 [16].

Determinarea calității betonului în construcții existente este destul de complicată. Astfel prelevarea unui număr suficient de epruvete (carcote) pentru încercări de laborator este uneori dificilă și periculoasă. Totuși acest procedeu este aplicat în mod curent în țara noastră, pe baza prescripțiilor tehnice C54-80 [17].

În C.S.I. metoda încercării carotelor este uneori înlocuită printr-un procedeu mai simplu [18], conform căruia, un specialist experimentat poate determina cu suficientă precizie rezistența betonului cu ajutorul ciocanului și a dălții. În tabelul 2.5 se prezintă unele date privind aprecierea rezistenței betonului la compresiune în funcție de sunetul de lovire cu ciocanul și de aspectul urmei după lovire.

Tabelul 2.5.

Rezistența bet. la compres. (MPa)	Sunetul la lovire	Aspectul după lovire al porțiunii examinate	
		La suprafață	După încercarea cu dalta crestată
≤ 5,0	Surd	Adâncitură pronunțată cu margini prăbușite	Betonul se taie și se năruie
6,0...9,0	Semisurd	Adâncituri care prin lovire, se desprind bucăți	Dalta pătrunde în beton 5 mm. Betonul se hașurează pe adâncime de până la 1,5 mm
10,0...15,0	Curat	Urmă vizibilă pe suprafața de beton	Se desprind așchi de beton. La hașurarea cu putere rămâne o urmă.
≥20,0	Sonor	Urma aproape lipsește	Urmă slabă. "Hașurile" sunt greu observabile.

2.4.1. Verificarea calității betonului prin încercarea de smulgere

Este procedeu cel mai folosit dintre semidistructive, încercările de smulgere fiind diversificate în decursul timpului.

Metoda a fost aplicată pentru prima dată în 1934 în fosta U.R.S.S. de către Skamtev, pe betoane pe mărci inferoare. Acesta a comparat forța de smulgere a unei bare de oțel cu capătul îngroșat încastrată în beton în faza de turnare cu rezistență la compresiune a betonului.

În 1969, Tassios, s.a. au propus metoda Helenică [19] conform căreia s-a stabilit o corelație între forța de smulgere a unui bolț fixat ulterior în beton și rezistența la compresiune a betonului.

Încercări asemănătoare au fost efectuate în 1973 [20] smulgându-se bolțuri fixate cu un adeziv de bază de polimeri de lăcașuri practicate în prelabil în mijlocul fețelor unor cuburi din beton ușor granulat. Prin raportarea forței de smulgere a

bolțului la aria convențională de rupere (suprafața unei fețe a cubului, de 225 cm²) a rezultat un efort unitar echivalent de întindere.

Corelația dintre rezistența la compresiune a betonului R_c și forța de smulgere F (respectiv efortul unitar echivalent de întindere R_t) este prezentată în fig. 2 .5.

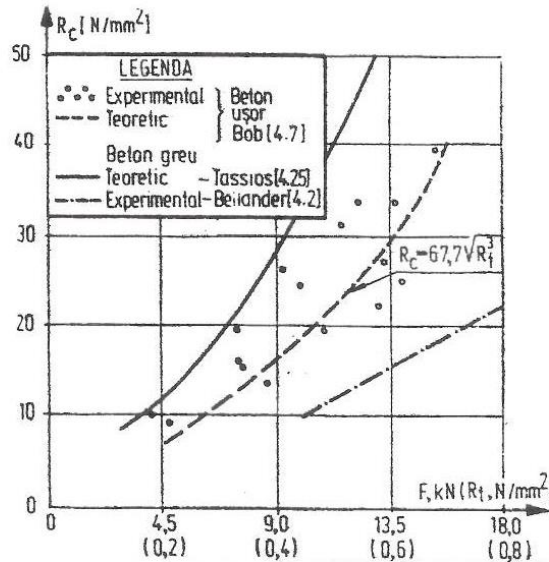


Fig. 2.5. Corelația dintre rezistența la compresiune a betonului și forța de smulgere

Încercarea de smulgere a unor bare cu un capăt mai proeminent și fixate în beton înainte de întărire a fost efectuată de Malhotra și Kierkagaard – Hansen [21], schema de realizare a încărcării fiind prezentată în fig. 2.6. Pe baza încercărilor efectuate s-a stabilit raportul între efortul unitar echivalent (forța de smulgere / suprafața cubului) și rezistența la compresiune a betonului. Datorită avantajelor pe care le reprezintă (cost redus, aplicare rapidă, posibilitate de folosire în situ), această metodă a fost standardizată în U.S.A. Dezavantajul metodei constă însă în necesitatea înglobării inițiale a barelor în beton.

O încercare de smulgere mai deosebită este prezentată de Stehn și Mall [22]. Schema de principiu este dată în fig. 2.7. în care: pe o suprafață circulară a elementului de beton 1, în care s-au practicat canalele 2 și 2' de adâncimi diferite, s-a fixat cu un adeziv pe bază de polimeri placa metalică 3. Efortul unitar echivalent necesar smulgerii acestei plăci 4, i se opune reacțiunea 5 pe elementul de beton, care apare datorită sprijinirii aparatului pe elementul cercetat. Corelația dintre efortul unitar echivalent de smulgere și rezistențele la întindere și compresiune este prezentată în fig. 2.8.

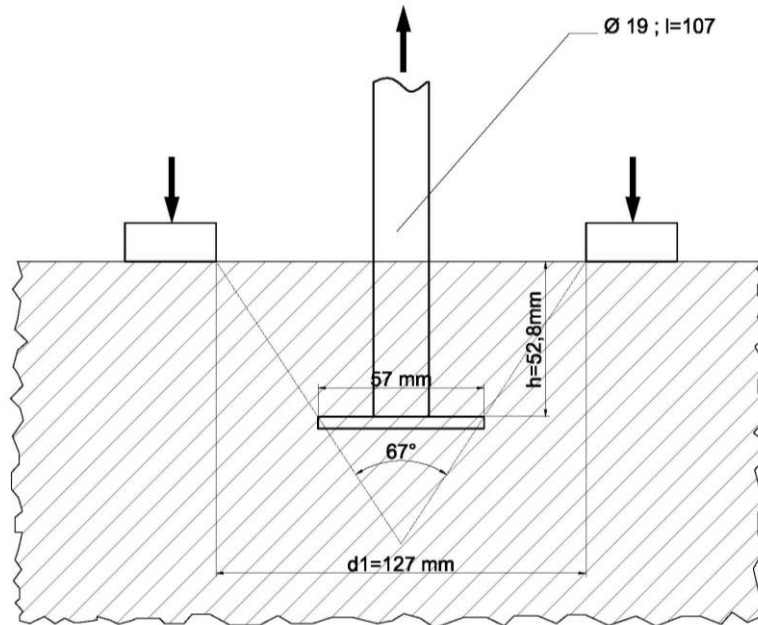


Fig 2.6. Schema de realizarea a încercării de smulgere după Malhotra

Montgomery ș.a. [23] utilizează procedeul LIMPET pentru determinarea rezistenței la întindere pe baza desprinderii unui disc metalic lipit în prealabil pe suprafața betonului cu un adeziv sintetic. Corelația dintre efortul unitar echivalent de smulgere și rezistența la compresiune a betonului este dată în fig. 2.8.

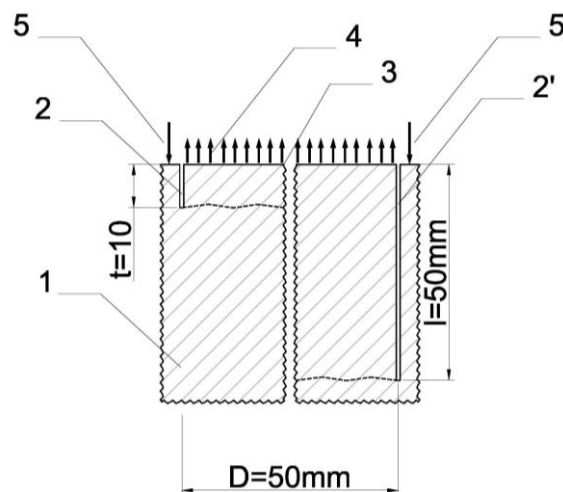


Fig.2.7. Schema de realizarea a încercării de smulgere după Stehno și Mall.

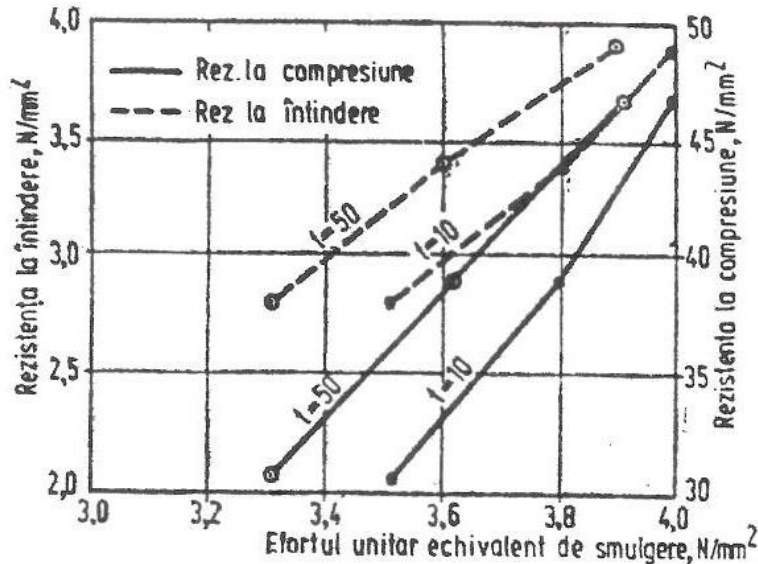


Fig. 2.8. Corelația dintre rezistența la întindere (compresiune) și efortul unitar echivalent de smulgere

O utilizare largă în C.S.I. o are metoda de determinare a rezistenței betonului prin metoda desprinderii, care utilizează aparatul GPN 5 și dispozitive standard de ancorare [14]. Esența metodei constă în ceea ce rezistența betonului la compresiune se determină în funcție de efortul de smulgere al dispozitivului de ancorare cu con, fixat într-un orificiu din beton.

2.4.2. Verificarea calității betonului prin împingere laterală

Verificarea calității betonului prin împingere laterală, experimentată de Johansen [24] este prezentată ca principiu în fig. 2.9. Metoda constă prin ruperea prin încovoiere a carotei de beton 1 cu ajutorul cutiei de solicitare 3 acționată hidraulic, carota fiind delimitată de canalul circular 2 practicat în beton și în zona de desprindere a acesteia 5. Rezistența de rupere prin încovoiere a mezelului R_m s-a stabilit pe baza proporționalității dintre forța de rupere prin încovoiere a carotei și presiunea uleiului din cutia de solicitare.

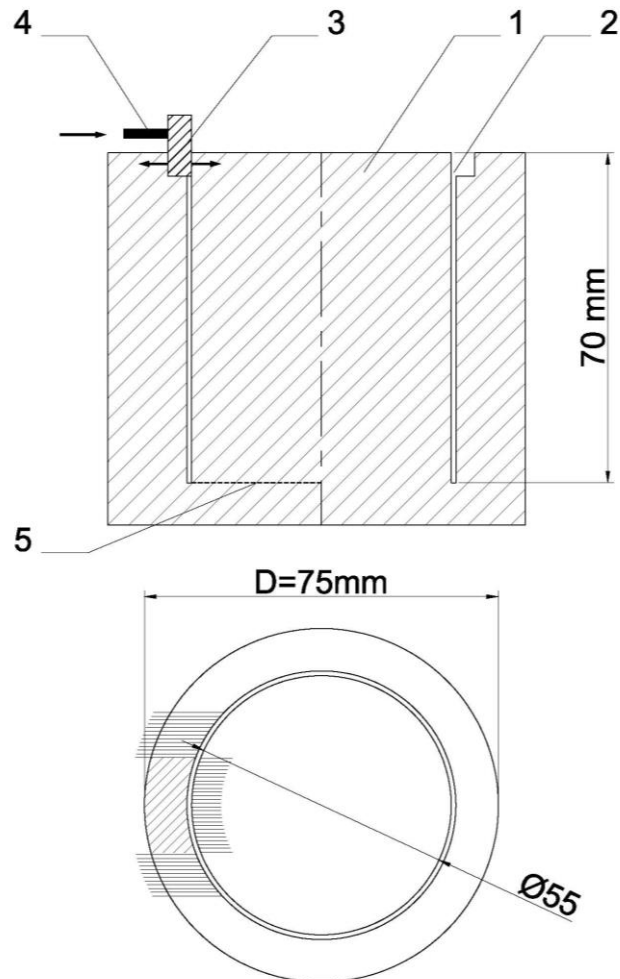


Fig. 2.9. Schema de principiu a metodei împingerii laterale

În plus s-a determinat rezistența la compresiune a betonului R_c atât prin încercarea carotelor, cât și a unor cuburi și cilindri, turnați odată cu probele din care s-a separat miezurile. Corelația între aceste rezistențe este prezentată în fig. 2.10.

Echipamentul necesar efectuării unei astfel de determinări este simplu, robust și stabil. Metoda se aplică cu rezultate bune pentru betoane de mărci reduse, fiind indicată pentru stabilirea calității betoanelor în procesul de producție (prefabricate, șantiere).

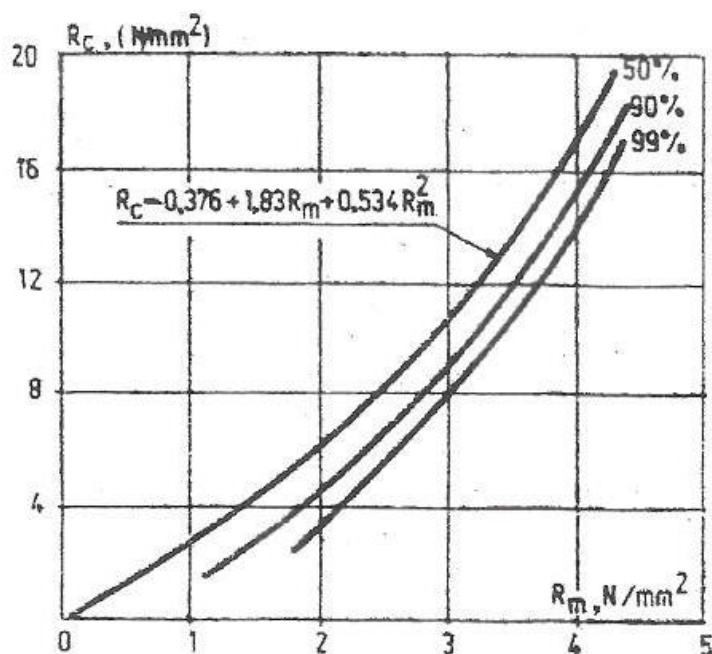


Fig. 2.10. Corelația dintre rezistența la compresiune a betonului și rezistența de rupere a unui miez prin împingere laterală

2.4.3. Verificarea calității betonului prin sfredelire – penetrare

Constă în măsurarea energiei necesare pentru efectuarea unui gol în elementul de beton. S-a constatat că energia necesară sfredelirii crește cu sporirea dozajului de ciment, cu mărirea rezistenței și cantității de agregate mari, dar scade cu creșterea dozajul de nisip [20].

În S.U.A. a fost standardizat, în anul 1975, sistemul cu echipamentul Windsor, care constă în proiectarea asupra elementului cercetat a unui penetrometru, din aliaj dur, cu ajutorul unei explozii. Rezistența betonului la penetrare este evidențiată de dimensiunile penetrării și este exprimată în funcție de rezistența la compresiune.

Ambele procedee au avantajul unei determinări rapide a calității betonului, dar rezultatele au împrăștiere mari, fiind influențate în mod hotărâtor de tehnica de măsurare.

2.4.4. Verificarea calității betonului prin abraziune

Această verificare a calității betonului a fost utilizată de Montgomery ș.a. [23], care au aplicat testul de abraziune TEREDO în vederea aprecierii proprietăților de suprafață a betonului.

2.4.5. Gelivitatea betonului

Comportarea betonului la îngheț - dezgheț este apreciată [15] prin încercări accelerate, fiind definit gradul de gelivitate prin numărul de cicluri de îngheț - dezgheț, până la care epruvetele (carotele) nu suferă o reducere a rezistenței la compresiune mai mare de 25%. Sânt definite betoane cu gradele de gelivitate de G50, G100, G150.

Condițiile de încercare accelerată nu reflectă însă comportarea reală la îngheț - dezgheț; în condiții reale intervine uscarea betonului din timpul verii, în timp ce, la încercările de laborator toate bulele de aer sunt saturate cu apă. Totodată intervine influența valorilor temperaturilor și a vitezei de îngheț. Cu toate acestea, capacitatea unui beton de a rezista la un număr foarte mare de cicluri de îngheț - dezgheț (de ex. 150 cicluri în laborator) este un indiciu asupra durabilității în condiții de exploatare.

2.5. Incercări nedistructive

Sunt cunoscute și prezentate în manuale și normative bazele teoretice și modul de aplicare privind majoritatea metodelor nedistructive prezentate în tabelul 2.4. În practica curentă din țara noastră încercarea betonului prin metode nedistructive se face în conformitate cu prevederile normativului C 26-85 [25].

În continuare se prezintă, pe scurt modelele mai puțin cunoscute, privind detectarea fisurilor și stabilirea poziției armăturilor și eventualele defecte ale acestora.

2.5.1. Metoda interferometriei holografice (IH) [26]

Este un procedeu cunoscut în fizică și tehnică pentru obținerea, prin imagini tridimensionale, de informații asupra naturii și comportării corpurilor. Metoda interferometriei holografice este potențial capabilă de a fi folosită la cercetarea nedistructivă în situ a structurilor.

Determinarea fisurilor la beton prin IH presupune aranjamentul optic redat în fig.2.11. Elementele componente ale instalației sunt :

- L - este laserul cu He - Ne Spectrafysics de 5 mW;
- o_1, o_2, o_3 - oglinzi plane;
- o_s - oglinda transparentă;
- L_e - lentile de expandare;
- L_c - lentile de colimare;
- E - epruveta în studiu;
- H - holograma Holotest;
- F - aparat de fotografiat cu macrolentile.

Determinările au fost astfel efectuate încât epruveta a fost iluminată de raze paralele, observațiile fiind făcute după o direcție perpendiculară la suprafața epruvetei; în acestfel sistemul este capabil să măsoare, în principal, componentele deplasării în planul suprafeței cercetate. Folosindu-se și tehnica dublei expuneri au fost înregistrate micro-fisurile de la suprafața unei epruvete, care fiind supusă și la încărcare progresivă a oferit posibilitatea urmării procesului de fisurare. Metoda are o sensibilitate potrivită pentru detectarea fisurilor de suprafață la materiale fragile cum sânt betonul și ceramica procedeele clasice fiind ineficiente pentru astfel de determinări.

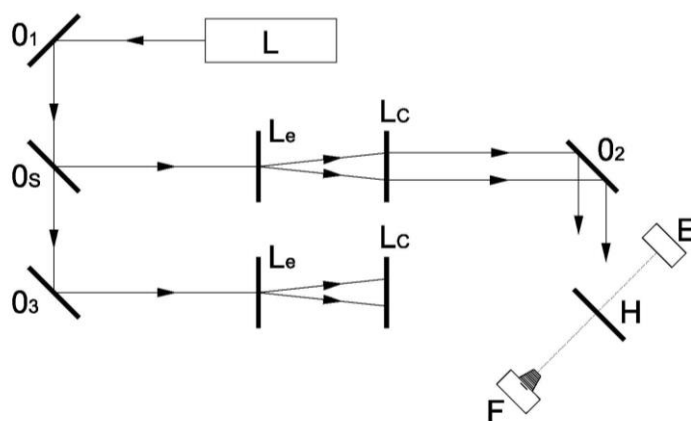


Fig.2.11. Aranjamentul optic pentru interferometrie holografică

O aplicație importantă a senzorului cu fibre optice a fost utilizată la realizarea unui pod (Krk – Bridge) construit în 1980 [27].

Principiul de bază al interferometriei cu senzori cu fibre optice este prezentat în fig. 2.12

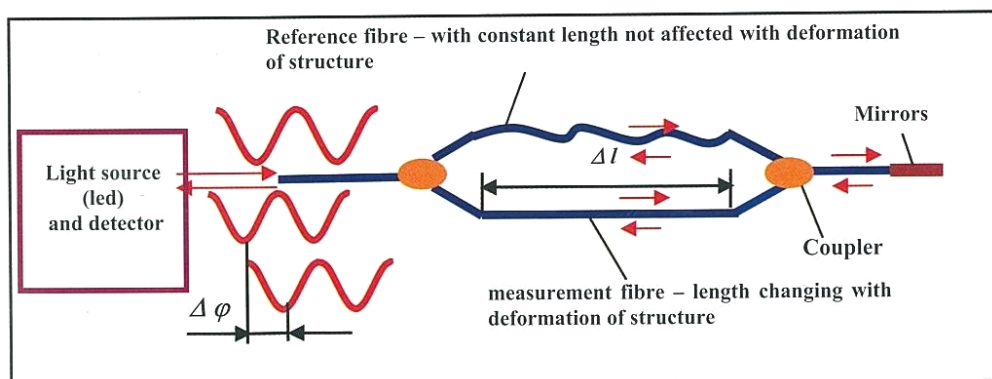


Fig.2.12.

Măsurătorile efectuate asupra pilelor podului Krk , făcute înainte și după reabilitarea lor au arătat deformații similare sub acțiunile aplicate. Acest lucru a arătat că betonul folosit la cămășuire are proprietăți mecanice satisfăcătoare putând contribui, împreună cu betonul existent, la preluarea eforturilor din încărcările asupra podului.

2.5.2 Metoda prin termoviziune

Această metodă se bazează pe coralația care există între proprietățile de suprafață ale materialelor și valorile măsurate ale temperaturii de la suprafața

corpurilor. Se cunoaște faptul că fiecare corp supus la o temperatură superioară lui zero absolut, absoarbe, emite și reflectă de la suprafața sa radiații electromagnetice; intensitatea radiațiilor emise și distribuția spectrală a energiei radiate depind de calitatea materialului și configurația suprafeței. Din punct de vedere al radiațiilor electromagnetice date de temperatură, corpurile se împart în :

- *negre* care absorb sau emit orice radiații incidente pe suprafața lor;
- *gri* care absorb sau emit o parte a radiației incidente;
- *selective* care absorb sau emit radiații în funcție de lungimea de undă.

Valoarea maximă a lungimii de undă λ_{\max} a radiațiilor electromagnetice a corpurilor negre și gri se poate determina din relația :

$$\lambda_{\max} = hc/4,965 KT = \text{const.}/T, \quad [\mu\text{m}], \quad (2.7)$$

în care:

- h – este constanta lui Planck;
- c – viteza luminii;
- K – constanta lui Boltzman ;
- T – Temperatura în K.

Echipamentul pentru cercetarea prin termoviziune se compune din două părți esențiale : convertorul și monitorul. Convertorul transformă radiația provenind de la corpuri în semnale electrice. Monitorul vizualizează pe ecranul său semnalul sincron amplificat, care reprezintă imaginea termală a suprafeței examinate. Depinzând de intensitatea radiațiilor termale, diferite puncte ale suprafeței examinate apar pe ecran în benzi albe și negre, numite termograme; punctele de aceeași intensitate sunt izoterme. Intensitățile diferite ale radiațiilor termale apar prin opt nuanțe de culori diferite, distanțele în intervale discrete.

Prin aplicarea metodei la studiul suprafețelor omogene de beton, în condițiile de temperatură identică, se obțin termograme omogene. În cazul prezenței pe suprafața betonului a unor iregularități sau fisuri, invizibile cu ochiul liber, apare o imagine neomogenă a termogramelor și deci posibilitatea identificării unor astfel de defecte. Cu această cale pot fi puse în evidență și alte defecte ale betonului sau ale altor materiale.

2.5.3. Metoda cu lichide penetrante

Această metodă permite detectarea defectelor deschise de la suprafața elementelor. Principiul metodei este următorul: suprafața elementului cercetat este curățată de impurități și se aplică, apoi, lichidul penetrant, care pătrunde în defectele superficiale unde este reținut prin forțele capilare; după un interval, surplusul de lichid de la suprafață se îndepărtează prin spălare, aceasta se usucă într-un curent de aer cald și se presează, apoi o pulbere fină cu mare capacitate de absorbție a penetrantului, culoarea acestuia contrastând cu fondul dând o suprafață de vizualizare mai mare decât fisura inițială. Există trei tipuri principale ale acestei metode:

- *Metoda cu ulei cald și cretă* constă în tratarea suprafeței cercetate cu parafină și ulei cald care, apoi, se curăță cu o soluție de detergent sau rumeguș. Suprafața astfel tratată se acoperă cu cretă fin măcinată și uscată, care în dreptul defectelor este colorată de ulei. Metoda este înceată și nu dă indicații destul de precise.
- *Metoda cu lichide penetrante cu coloranți* folosește penetranți cu adaos de coloranți. Sunt preferați penetranți de tipul emulsiilor apoase care se pot utiliza la rece, iar spălarea se face cu apă. În afara emulsiilor se mai pot

folosi și suspensii de pulbere fină într-un mediu de dispersie de natură volatilă.

- *Metoda cu spray-uri fluorescente* este cea mai eficientă, rezultând contrastul cel mai bun. Lichidul fluorescent pătrunde în fisurile și microfisurile existente pe suprafața cercetată. Studiul se face la întuneric, în raze ultraviolete, defectele sub forma unor linii sau pete luminoase, putând fi vizualizate și fotografiate; rezultă indicații de culoare galben-aprins sau verde. Față de procedeele clasice de înregistrare a fisurilor de la suprafața elementelor, cum ar fi cele radiologice cu raze X și metodele acustice, procedeul cu lichide fluorescente este mult mai avantajos pentru înregistrarea configurației fisurilor de suprafață la elementele supuse la încărcări progresive.

2.5.4. Gamagrafie

Metoda clasică de verificare a structurilor din beton armat este gamagrafia, verificată în Franța încă din anul 1968. această metodă utilizează surse radioactive dând indicații calitative pe o zonă limitată (30 x 40 cm) și pe o grosime limitată a stratului de beton de 60 cm; un alt dezavantaj al metodei este că determinările se fac lent.

2.5.5. Radioscopia

Metoda a fost verificată în Franța, prin sistemul Scorpion [28], care utilizează un accelerator liniar miniaturizat de 4 MeV. Această metodă prezintă avantaje față de gamagrafie:

- zona explorată este mult mai lărgită;
- razele pătrund până la adâncimea de 1m;
- securitatea privind protecția radioactivă este mai mare;
- proprietățile radiologice sunt mai constante în timp, sursa având permanent aceeași energie, debit de dozare;
- securitate totală în timpul transportului, când sursa este complet inactivă.

2.5.6. Utilizarea radarului la cercetarea betonului [29]

Razele radiațiilor electromagnetice sunt direcționate pe suprafața betonului de la o antenă transmițătoare, care se află mai mult sau mai puțin în apropierea suprafeței. Așa cum este ilustrat în fig.2.13. semnalul reflectat de la interfață este detectat prin antena de recepție. Semnalul va fi recepționat în timp util și este stocat.

Cele mai multe situații practice și comune sunt atunci când două antene sunt situate în apropiere, una lângă alta iar transductorul poate fi apoi plimbat de-a lungul suprafeței clădirii, iar semnalele recepționate relatează poziția de pe suprafață. Zonele neregulate așa cum sunt arătate în fig. 2.13. pot fi astfel localizate întrucât timpul de reîntoarcere pentru semnalele afectate poate fi scurtat când antena este deasupra defectelor urmărite.

Modelul obținut în timpul cercetărilor va fi influențat de unghiul de divergență al razei de orientarea suprafeței de la care reflecția se produce și de

viteză. O bară de oțel cilindrică, de exemplu, va furniza o reflecție hiperbolică, iar reflecția secundară datorită reverberațiilor se poate de asemenea interpreta.

Teoria propagării radarului este extrem de complexă și a fost descrisă în detaliu în literatură. Pentru un scop practic ecuația simplificată este:

$$\frac{3 \times 10^8}{\sqrt{\epsilon_r}}, \quad [\text{m/s}] \quad (2.8)$$

unde ϵ_r = permitivitate relativă a materialului prin care radiațiile trec.

ϵ_r variază de la 5,0 pentru un beton perfect uscat la 12,0 pentru un beton saturat după hidratare și a fost stabilit la valori de 1,0 pentru aer și 81 pentru apă la frecvențe relevante.

Alternarea semnalului și de aici adâncimea de penetrare, este determinată la o scară largă și de conductivitatea electrică care pentru beton este cunoscută ca fiind foarte afectat de umezeală. Unda radarului de 1 GHz, de obicei folosită pentru o inspecție amănunțită a betonului armat poate penetra realmente mai mult de 300 mm beton umed.

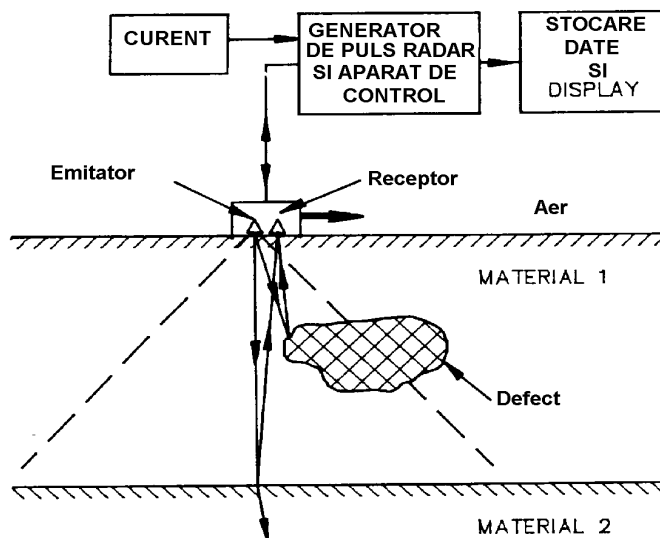


Fig.2.13. Reflecția radarului.

Adâncimile de penetrare cele mai mari pot fi obținute în betonul uscat sau folosind o frecvență joasă a radarului, în care caz o rezoluția redusă a detaliilor poate fi posibilă.

În timp ce ecuația simplificată (2.8) nu poate fi dedusă pentru aflarea adâncimii de penetrare a semnalului radarului, este necesar să se cunoască conductivitatea materialelor sau aceasta să fie măsurată. Împreună cu experiența practică a instrumentelor radarului, acestea pot fi folosite să determinăm particularitățile necunoscute făcând astfel posibilă detectarea lor.

Intensitatea reflecției de la o interfață este afectată de diferențele dintre conductivitățile celor două medii la fel de bine ca între permitivitățile lor.

Informațiile despre proprietățile electrice ale materialelor aparținând interfeței pot deriva din studii de polaritate, undă și tăria semnalului reflectat.

Stabilirea legilor reflecției și refracției pentru o undă luminoasă aplicată, până când ceva energie va fi propagată de-a lungul interfeței poate fi secvențial reflectată până în profunzimea suprafeței.

Conductorii electrice buni, și de asemenea metalele, vor asigura în particular o reflectare ușor de identificat, dar semnalul va fi transmis numai pe o adâncime mică.

Cele mai multe echipamente radar lucrează pe baza principiului în care o serie de impulsuri individuale ale undelor sunt generate într-o bandă de frecvență specifică fiind separate printr-o perioadă "moartă" la frecvențe de 50 KHz. Astfel a fost definit centrul nominal al frecvențelor în care valorile normale sunt între 500 MHz și 1 GHz pentru testarea betonului și care sunt de bază pentru analiză și interpretare. Selectarea frecvențelor adecvate depinde de adâncimea de penetrare și rezoluțiile de detaliu solicitate. Reflecția unui puls este arătată în fig.2.14. ilustrând schimbul de polaritate ce se întâmplă în reflecția semnalelor de la interfața, materialelor cu permitivitate relativ scăzută sau înaltă. Modul în care trasorul scannerului este produs este de asemenea arătat, cu benzi corespunzătoare vârfulor semnalelor. Un vârf puternic al suprafeței de reflecție va fi de asemenea prezent, adesea cu 3 lobi, în timp ce „zgomotele” redade de vârful pot de asemenea să apară.

Trasoarele pot fi albe sau negre sau folosesc diferite culori pentru a prezenta diferit polaritatea semnalului și intensitățile.

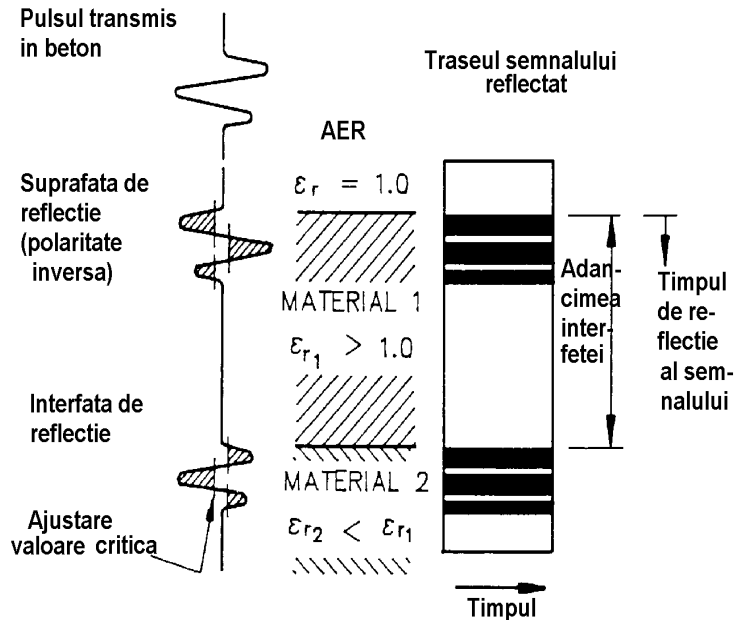


Fig. 2.14. Pulsul reflectat și redarea scanată.

2.5.6.1 Echipamentul radar

Componentele de bază arătate în fig.2.13, cuprind generatorul și unitatea de control, antenele (palpatoarele tranmițătoare, emițătoare și receptoare ale semnalelor și stocarea de date, procesarea și expunerea sistemului. Aspectele tehnice ale sistemelor generatorului și antenei sunt tehnici înalte și depășesc scopul acestei lucrări. Sistemul SIR G.S.S.I. american a fost în mare măsură folosit la această dată. Aceste domenii de la aparatură relativ simplă în care se încorporează graficele albe sau negre, la sisteme mult mai sofisticate și dezvoltate cum ar fi SIR10 și SIR2, în acestea se prezintă imagini color cu facilitarea intensificării semnalelor.

Alegerea sistemului depinde atât de complexitatea problemei cât și de nivelul amănuntelor ce se cer investigate. Domeniul antenelor interschimbabile este valabil pentru sistemul G.S.S.I. Antena de 1 GHz arătate în fig.2.15 este aproximativ de dimensiuni 160 x 105 mm și este potrivit pentru detalii structurale din cadastru, în timp ce frecvența scăzută a semnalelor este proporțională în mare parte.

Sistemele de control și etalonarea sistemelor nu sunt mobile, întrucât au de obicei baterii puternice și pot fi asimilate ca și micile camioane sau vehicule asemănătoare. Antenele pot fi așezate izolat folosind cabluri lungi, conectoare, sau pot fi remorcate sau montate pe vehicule. Montarea antenei pe oricare alt tip de vehicul, de exemplu la trenuri când străbat tunelurile, a fost de asemenea folosită.

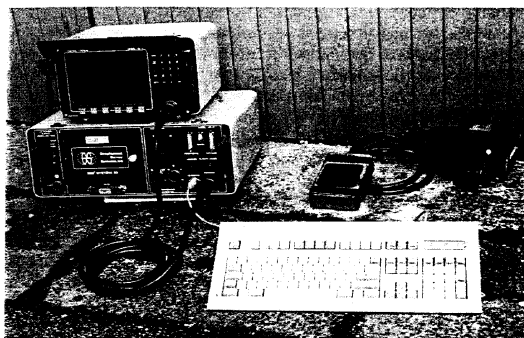


Fig.2.15. Echipamentul radar de 1 GHz

2.3.6.2. Aplicații în studiul structurii betonului. Scop și posibilități.

Cele mai înalte aplicații includ determinări ce privesc parametri importanți, cum ar fi grosimea elementelor, poziționarea barelor de armătură și canalelor de pretensionare cât și umiditatea. În aceste circumstanțe este foarte posibil să localizăm: porii, fisurile, starea și adâncimea umidității. Mărimea barelor de armătură și golurile mici sunt foarte dificil de depistat în timp ce pretențiile necesare estimării concentrației clorurii și detectării coroziunii armăturilor vor fi tratate cu grijă. Conform indicațiilor anterioare, abilitatea de a reda interfața între două materiale depinde în mare măsură de mărimea schimbării permitivității relative. Aceasta face ca de obicei să fie ușor să se descopere limitele între beton și apă precum și între beton și aer sau solul uscat. Unde limitele dintre interfețe nu sunt

clar definite, așa cum apar datorită efectului gradientului de umiditate dintre zonele umede și uscate din beton, atunci reflecția nu se produce. Diferențele proprietăților materialului nu vor putea fi detectate prin schimbul vitezei semnalului și atenuării.

Răspunsul puternic al barelor de armătură constituie viitorul determinării în situ. Semnalele reflectate de la elementele liniare cum ar fi conductele și barele sunt polarizate în măsură care materialul este sau nu conductiv. În cazul barelor metalice cel mai puternic semnal se va obține când planul de polarizare al antenei este paralel cu axa barei. Orientarea transductorului este de asemenea foarte importantă și are efect major asupra abilității de detectare sau un efect minim în cazul barelor de armătură.

Unde elementele reflectante sunt aproape de suprafață - semnalul reflectat se unește cu acestea, dar caracteristicile urmelor vor fi diferite: o altă problemă de suprafață a metalelor conductive localizate la o lungime de undă de suprafață (aproximativ 100 mm la 1 GHz pentru beton), este de asemenea o altă influență asupra caracteristicilor antenei, dar efectul este relativ minor față de alte incertitudini.

2.5.6.3. Limite

În multe situații practice, armăturile sunt la distanțe mici una de alta și aceasta poate pune probleme la identificarea barelor individuale la fel cu barele de la adâncimi mari. Abilitatea de a distinge barele individuale depinde atât de adâncime cât și de diametru, dar proprietățile betonului au o mică influență. La acoperire cu beton de ordinul de 50 mm rezoluția barelor separate nu este întotdeauna posibilă unde interspațiul este sub 150 mm. Estimarea dimensiunilor barei a fost găsită a fi nepractică în prezent, altfel decât în termeni comparativi, în timp ce adâncimea barei depinde de capacitatea de a evalua viteza semnalului. Estimarea grosimii elementelor este o aplicație bine pusă la punct a sistemului radar, dar precizia cu care aceasta poate fi obținută depinde, deasemeni, de valoarea vitezei semnalului. Conform celor relatate anterior acestea variază funcție de influența umezelii asupra „permitivității” relative a betonului și în practică sunt ambele necunoscute și variabile. În cazurile în care se folosește o etalonare cu carote extrase, erorile fizice în măsurarea urmelor sunt probabil conduse la erori de ordinul ± 5 mm, dar acestea vor fi de obicei mai mari în practică, în funcție de proprietățile materialului. Folosirea valorilor caracteristice pentru ϵ_r pentru beton (care de obicei se întâmplă în practică) vor conduce la erori mari în aprecierea adâncimilor. Este de asemenea cunoscut că la un beton proaspăt sunt posibile valori ridicate ale permitivității relative și conductivității, care vor fi prezentate pentru primele câteva luni de întărire.

2.5.6.4. Necesități pentru datele fundamentale.

Importanța cunoașterii proprietăților materialelor pentru interpretare a fost identificată mai sus. Din păcate date bazate pe studii sistematice controlate sunt limitate, conducând la programul experimental descris în lucrarea de față în care efectele unor parametri cheie au fost studiate. Aceste includ compoziția betonului, umezeala și testul de frecvență.

2.5.6.5. Aparatura folosită

Vederea și schema aparatului folosite în cercetare sunt prezentate în fig. 2.16 și fig. 2.17, construite pentru un beton cu agregate de 20 mm.

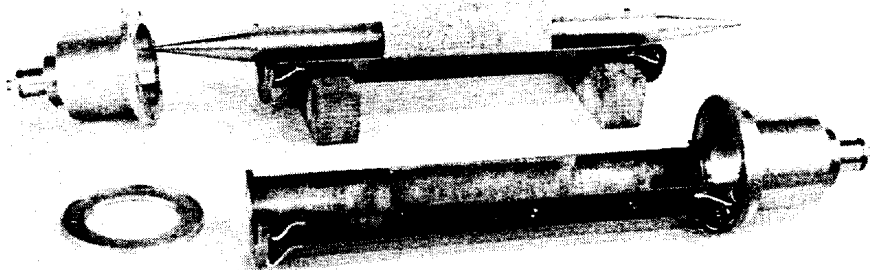


Fig.2.16 Aspectul transmițătorului.

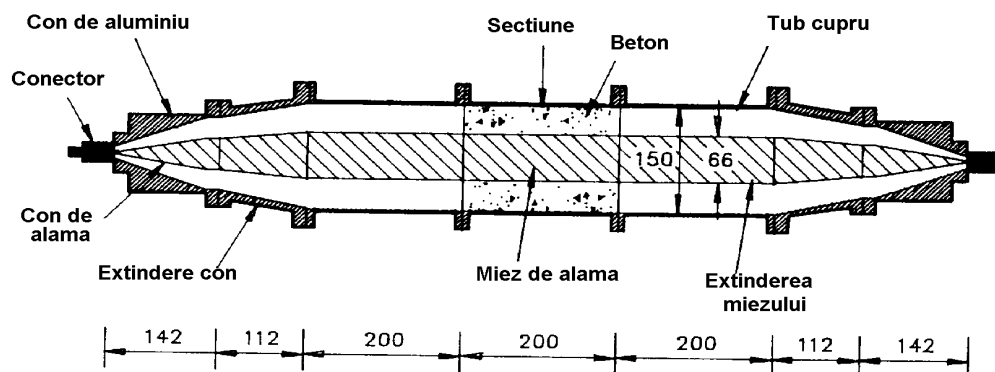


Fig.2.17. Secțiune pentru transmițător.

2.5.6.6. Studii experimentale și rezultate

Au fost folosite 14 epruvete cu diametru de 10 mm și 6 cu diametrul de 150 mm. Epruvetele folosite în studiul prezent au fost păstrate mai multe luni în condiții atmosferice de laborator. În ultima perioadă uscarea a fost controlată printr-un cuptor chiar la uscarea maximă din cuptor, conținutul de umiditate fiind calculat la fiecare etapă. Interpretarea rezultatelor liniei de transmisie a implicat folosirea computerului bazat atât pe scară logaritmică pentru permitivitate cât și cea liniară pentru conductivitate cu frecvențe variabile pe tot domeniul.

Eforturi considerabile au fost solicitate la calibrarea acestei proceduri ca să producă informații la sfârșitul testului, când frecvențele sunt ridicate. Epruvetele de beton încercate la compresiune la 28 zile au avut rezistențe cuprinse între 17 N/mm² la 60 N/mm². Au fost utilizate betoane cu ciment cu adaos de cenușă de termocentrală sau zgură de furnal. Alte epruvete au fost cu agregate ușoare naturale sau artificiale. Rezultatele caracteristice pentru un beton anume sunt

arățate în fig.2.15. din care se constată că o fluctuație semnificativă o are umiditatea pentru ambele caracteristici: permitivitatea relativă și conductivitatea relativă.

Pentru compararea diferitelor tipuri de amestecuri rezultatele obișnuite la o frecvență specifică de 1 GHz sunt desenate în fig.2.19 și fig. 2.20. Acestea arată diferențe majore între betoanele ușoare și betonul obișnuit cu rezistență de 60 N/mm².

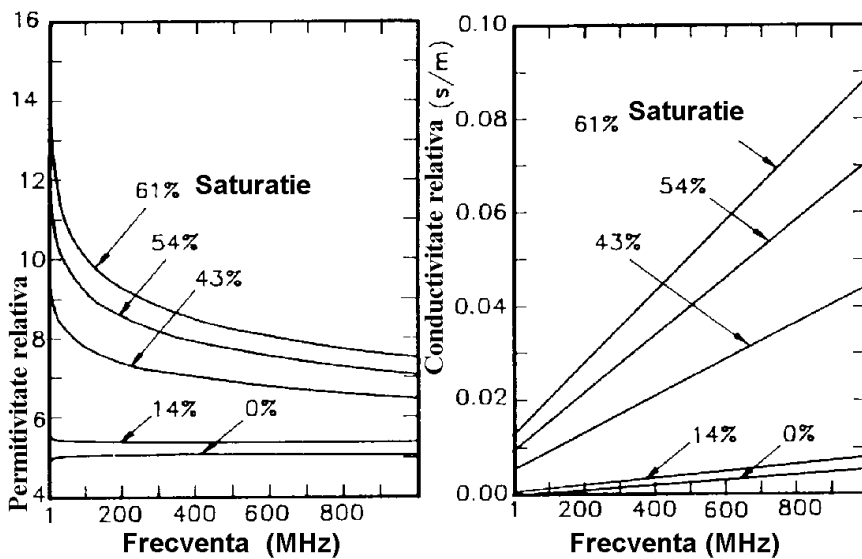


Fig.2.18. Permitivitatea și conductivitatea relativă pentru un beton de 60 N/mm².

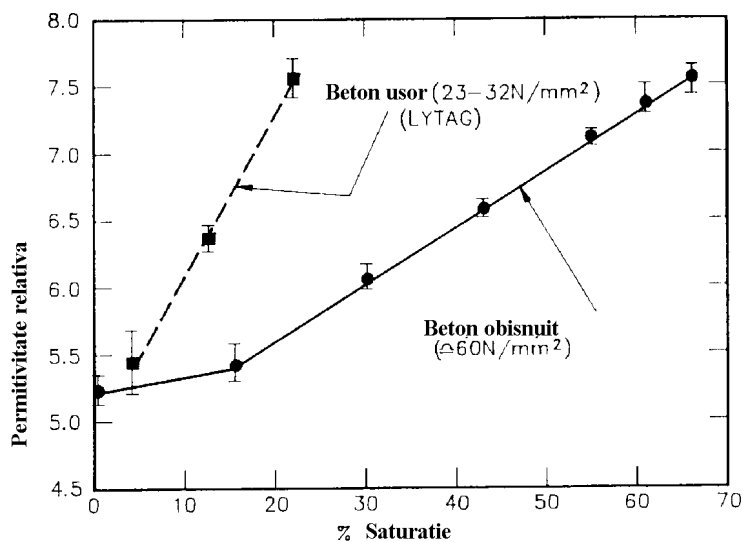


Fig.2.19. Permitivitatea relativă funcție de saturatie % la 16 Hz.

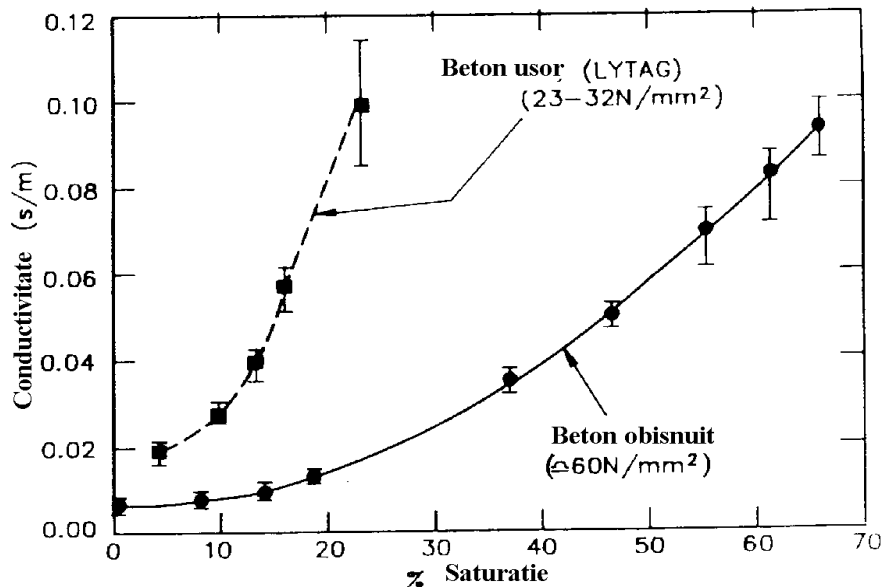
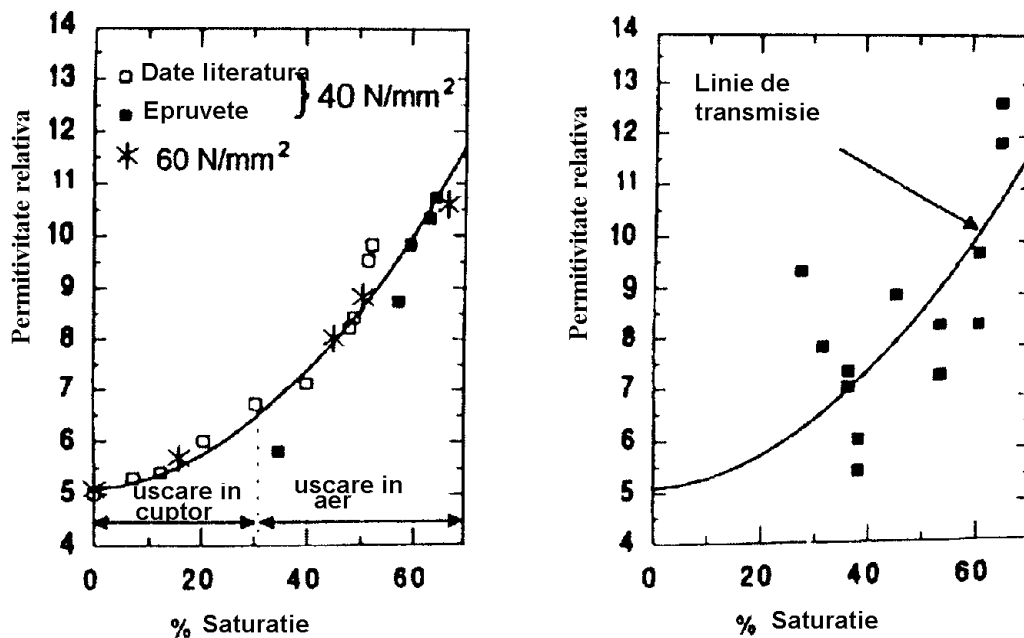


Fig.2.20. Conductivitatea funcție de saturație %.

Rezultatele pentru alte categorii de betoane ușoare cu nisip obișnuit se găsesc între cele două curbe din fig.2.19 și fig.2.20; betoanele cu cenușă și zgură este de așteptat să aibă curbele mai apropiate de betonul normal cu rezistențele de 60 N/mm^2 .

Studii anterioare ale proprietăților betonului prin folosirea radarului la frecvențe de 1 MHz la 1 GHz au fost de asemenea prezentate în literatură. Aceste rezultate sunt ilustrate în fig.21 a și b. În fig.21 b se observă împrăștieri mai mari datorită condițiilor de uscare ale epruvetei de placă care a fost folosită.

În fig.21 c, sunt prezentate rezultatele fiind folosită o transmisie modificată în domeniul 1 MHz la 1 GHz.



(a) Rezultate cu transmisie liniară

(b) Rezultate pe plăci

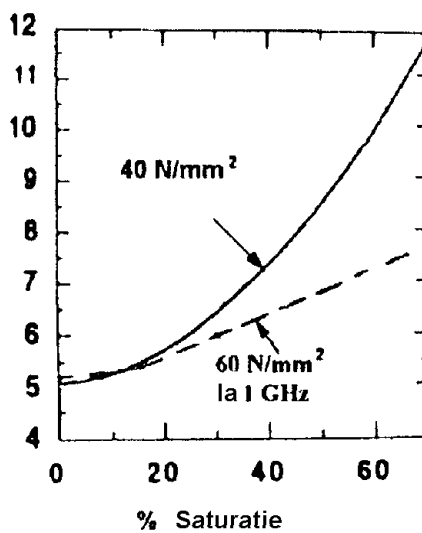


Fig. 2.21 Rezultate cu o transmisie liniară modificat la 1 GHz

2.5.6.7. Implicații ale rezultatelor și concluzii.

Transmisia liniară a demonstrat, printre altele, că permitivitatea relativă nu se schimbă mult pentru frecvențe de 500 MHz la 1 GHz, folosite curent la încercarea betonului. Umezeala confirmată ca un parametru dominant și betoanele confecționate cu agregate naturale diferă de cele confecționate cu agregate ușoare datorit și caracteristicilor diferite de absorbție. Cantitatea și calitatea cimentului pare să aibe o influență redusă.

Datorită caracteristicilor antenelor (transmițătoare și receptoare) este necesară o etalonare a aparatelor radar înainte ca aceasta să fie utilizate în situ, de asemenea sunt necesare noi determinări și precizări privind utilizarea radarului, metoda având multe limitări.

2.5.7 Studiul deformațiilor prin aplicarea câmpurilor de temperatură [30]

Efectul reacțiilor alcali-silica, care conduc la produse ce dezvoltă mari expansiuni în elementul de beton armat este mai puțin studiat la construcțiile existente. În lucrarea citată se modelează creșterea de volum de beton prin aplicarea câmpurilor de temperatură. Efectul asupra structurii a fost studiat la Liege (Belgia) prin folosirea unui cod SAFIR pentru calculator.

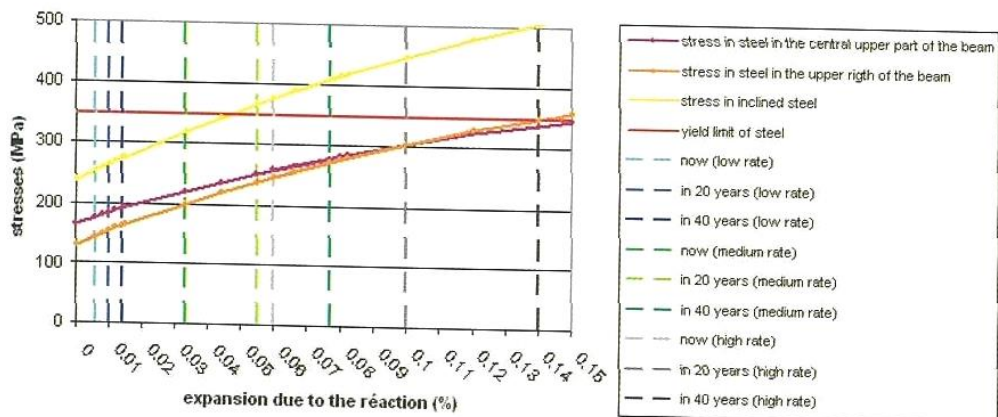


Fig. 2.22 .Evoluția stresului total în cea mai încărcată armătură

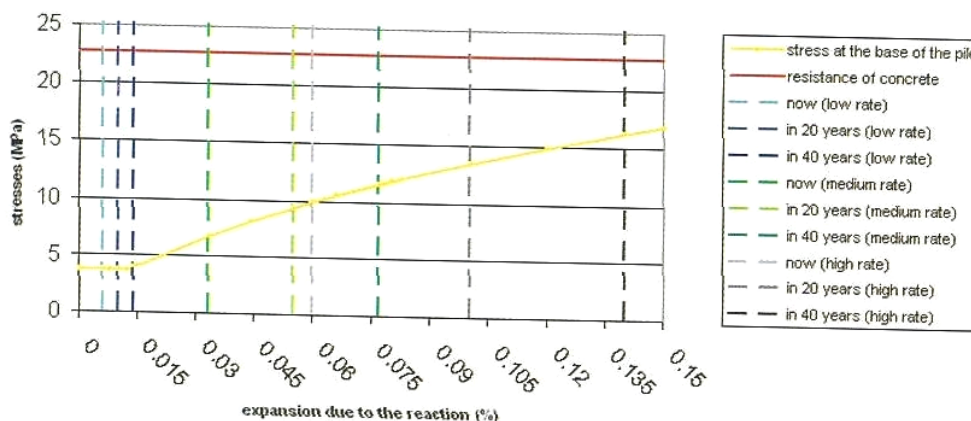


Fig. 2.23 Evoluția stresului total în beton

2.6. Analize chimice și fizice

2.6.1 Stabilirea adâncimii de carbonatare

Pentru stabilirea gradului de carbonatare al betonului se pot utiliza diferite metode și anume:

- *Pulverizarea unei soluții de feftaleină în alcool etilic* [31], [32], apariția unei colorații roșii pe suprafața betonului indică o valoare pH ridicată;
- *Determinarea concentrației ionilor de hidrogen (pH)* [31]: proba de beton, uscată la 105°C până la greutatea constantă, se introduce într-un vas conic cu apă distilată (în cantitate de 20 de ori mai mare decât proba de beton); vasul se închide, se agită, iar după 3 zile, soluția se filtrează și se determină pH-ul;
- *Tratarea probei de beton cu acid clorhidric*, care descopere carbonatul de calciu cu degajare de dioxid de carbon (metoda Tresenius -Klasen);
- *Dozarea cantitativă a CO₂ degajat prin absorbția* sa în tuburi ce conțin materiale absorbante; determinarea se poate face calitativ (apariția turburelii în tubul cu hidroxid de bariu) sau cantitativ (creșterea în greutatea a tuburilor cu materiale absorbante după absorbția CO₂).

2.6.2. Viteza de coroziune

- *Determinarea vitezei de coroziune* prin măsurarea potențialului electric [33]; această metodă este prezentată în A.S.T. M C 876-87. Harta potențialelor permite localizarea zonelor unde a început coroziunea;
- *Metoda impedanței* (prezentată în British Corrosion Journal 1980) permite stabilirea ratei de corodare a armăturilor; metoda mai necesită studii aprofundate;
- *Determinarea variației curentului datorită procesului de coroziune*, comparativ cu cel al unei bare intacte [34];
- *Determinarea vitezei de coroziune prin aprecieri teoretice*; în tabelul 2.6 se prezintă modul de influență a diferiților factori asupra vitezei de coroziune [15].

Tabelul 2.6

Factori de influență	Modul de influență asupra vitezei de coroziune	
	calitativ	cantitativ
Mediul ambiant interior	Nu se prezintă fenomene de coroziune	Neglijabil
Mediul ambiant exterior	Corodare moderată în condiții normale și rapidă, în medii industriale	$v_c = 0,04$ - normal $v_c = 0,10$ - industrial
Mediul ambiant accelerat	Ionii de clor din săruri accelerează viteza de coroziune	$v_c = 0,2...0,3$ sare dezgheț $v_c=0,6...1,8$ sol. persistente
Starea de fisurare	Fisurile au desprinderi mai mici de 0,15 mm nu influențează sensibil	-
Sratul de acoperire	Viteza de coroziune scade cu creșterea grosimii stratului de acoperire	$(v_c)_{10} = 1,15(v_c)_{20}$
Calitatea betonului	Betoanele de mărci inferioare conduc la coroziunea mai rapidă a armăturilor	$(v_c)_{B200} = 1,3(v_c)_{B300}$
Calitatea armăturii	Oțelul de înaltă rezistență corodează mai rapidă	-
Umiditatea	Umiditatea mai mare conduce la coroziune mai rapidă	$(v_c)_{U80} = 2,0(v_c)_{U70}$

2.6.3. Determinarea porozității betonului

- *Testul de permeabilitate al lui Schönling - Hilsdori* respectiv al lui Fig [32], [35]. În urma acestor determinări rezultă indicele de permeabilitate:

$$I_{perm} = (V / \Delta t) (\Delta p / (p_a - \Delta p / 2)) \quad (2.8)$$
- *Testul ISA*, standardizat în Anglia prin BS 1981 se bazează pe absorbția apei de către beton. S-a constatat o bună corelație între proprietățile structurale și indicele ISA stabilindu-se și o legătură între raportul apă - ciment, condițiile de mediu în decursul întăririi betonului și vârsta acestuia.

2.6.4. Metoda analizei termice diferențiale (DTA)

Această metodă pune în evidență carbonatul și hidroxidul de calciu și dozează cantitativ aceste componente (mg). Spațiul rezervat curbei termogravimetrice (TG) este împărțită în 100 de diviziuni; cunoscând valoarea curbei corespunzătoare celor 100 de diviziuni, se calculează variația de masă / % pentru o diviziune, într-un interval de temperatură. Metoda a fost testată și în țara noastră [36].

2.6.5. Metoda analizei spectrale în infraroșu (IR)

Se aplică pentru cercetarea structurii moleculelor și pentru analize calitative și cantitative. Metoda constă în iradierea probei și apoi, măsurarea absorbției razelor la trecerea prin substanță; se reprezintă grafic absorbția radiațiilor în funcție de frecvența, sau lungimea de undă. Fiecărei benzi din spectru IR corespunzându-i o grupă funcțională în molecula substanței, din cataloagele cu spectre de absorbție IR, respectiv cu frecvențele caracteristice grupelor funcționale, se poate determina calitativ și cantitativ prezența carbonatului respectiv hidroxidul de calciu. Si această metodă a fost testată în țară noastră [36].

2.6.6. Metode prin modificarea caracteristicilor epruvetelor

Epruvetelor se introduc în soluții de diferite concentrații urmărindu-se apoi modificările de greutate, lungime, volum, modul de elasticitate dinamic. Metoda a fost testată la Facultatea de Construcții Timișoara.

2.7. Proiectarea pentru durabilitate și monitorizarea construcțiilor

2.7. 1. Proiectarea pentru durabilitate

Un internațional de experți reprezentați de ACI, CEB, CEN, ISO și RIMEL a elaborat noi concepții de proiectare pentru durabilitate bazate pe munca anterioară în CEB.

Aceste concepții sunt sistematizate în diagrama din Fig.2.24.

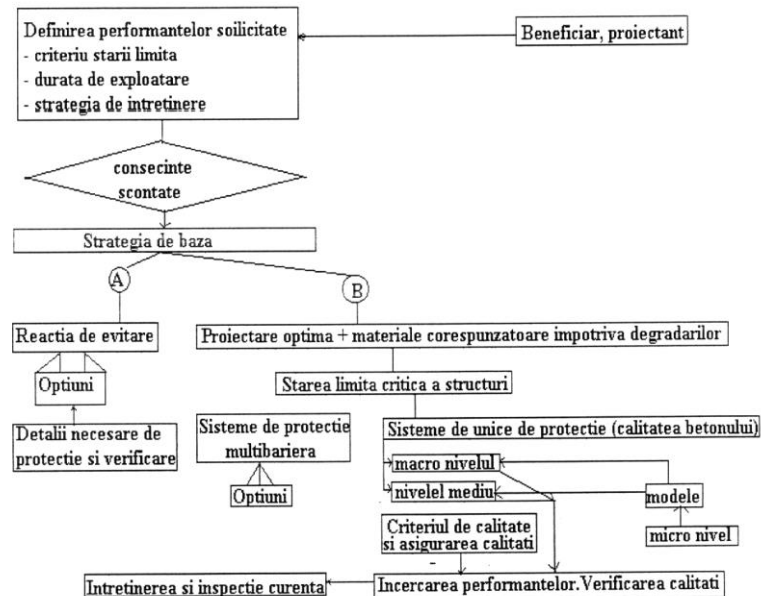


Fig. 2.24. Proiectarea pentru durabilitate

2.7.2. Monitorizarea și strategia de întreținere

Monitorizarea și strategia de întreținere este partea centrală a oricărei proiect de durabilitate și este nevoie să fie fixat și definit în detaliu fiecare amănunt privind fazele de proiectare. Tipul, valoarea și treptele monitorizării obișnuite depinde de severitatea tuturor acțiunilor de mediu, sensibilității structurii și în plus de consecințele ruperii și de durata de exploatare a structurii.

Performanța încercării și verificarea adevăratelor calități ale structurilor terminate ca și parte mai importantă a asigurării calității (siguranță) și controlul calității este punctul de pornire a oricărei proceduri de monitorizare și întreținere.

Jensen și Anderson au definit trei niveluri de monitorizare a structurii de performanță :

Nivelul minim: inspecție general-periodică fiind părți integrante ale sistemului managerial de întreținere.

Nivelul mediu: inspecție general periodică în combinații cu inspecții neperiodice și periodice, inspecții specializate utilizând încercări nedistructive și distructive toate fiind părți integrante ale sistemului managerial de întreținere.

Nivelul superior: sistemul de monitorizare a structurii de performanță se referă de asemenea la inspecții în timpul proiectării și realizării construcției, la inspecții speciale periodice și aperiodice utilizând determinări distructive și nedistructive și inspecția vizuală periodică toate concepute ca părți integrante sistemului managerial de întreținere.

2.7.3. Inspecția generală vizuală periodică

Acest tip de monitorizare este în mare măsură folosită în zilele noastre. Oricum este mai mult o înregistrare de defecte decât o reală monitorizare.

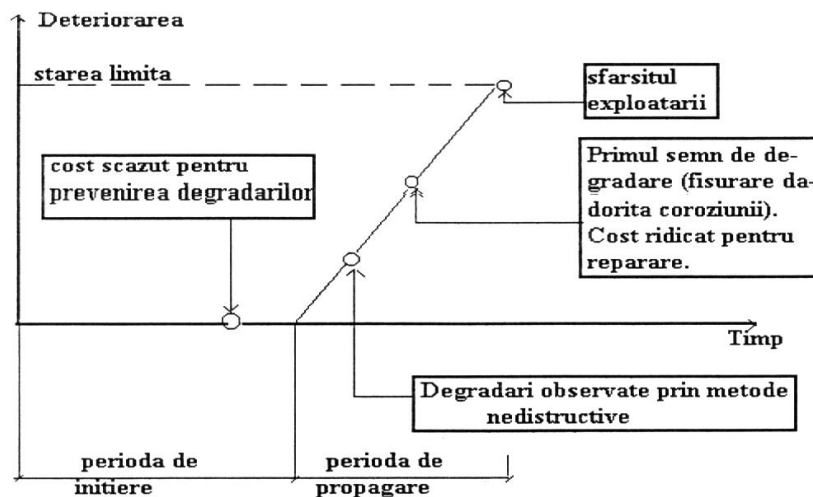


Fig. 2.25. Schema generală privind deteriorarea în timp.

Mecanismul de deteriorare în timp este prezentat în schema fig. 2.25.

Procesul de deteriorare „corodarea armăturilor” poate fi detectat numai prin inspecție vizuală, singura în ultima etapă, când se produc crăpături și spărturi.

Costul pentru reparații în aceste etape (stadii) ale pagubelor sunt extrem de mari comparativ cu cele prevenite de protecție, de stopare ale procesului inițial (carbonatarea sau penetrarea clorurilor în cazul coroziunii armăturilor) înaintarea începerii deteriorării

2.7.4. Inspecție specială utilizând determinările distructive și nedistructive

Testele nedistructive (NDT), de obicei operante la suprafața betonului , pot detecta oricare deteriorări înainte de a începe degradările vizuale. De aceea măsurile de reparații pot fi făcute înainte ca integrarea structurii să fie atinsă de fisuri și exfolieri ale betonului. Adăugând, la aceste teste distructive (DT) care pot fi permanente (penetrarea clorului, conținut de umiditate) pentru a obține o imagine mai bună asupra întregii situații. Oricum toate NDT și DT se caracterizează printr-o anumită nesiguranță în diagnostic deoarece precizia de măsurare este limitată fiind combinat cu lipsa de cunoaștere a biografiei betonului precum și posibilități foarte limitate de prezicere a deteriorărilor pe viitor cu nivele diferite de întreținere a construcției.

2.7.5. Continuarea monitorizării structurii de rezistență cu senzori implementați

Cel mai înalt nivel de monitorizare este obținut prin aplicare de senzori în timpul proceselor de construcție, monitorizând astfel continuu comportarea structurii.

Rezultatele obținute prin folosirea acestui sistem sunt:

- se pot înregistra variațiile eforturilor în timp;
- fibrele optice ale senzorilor înregistrează deformațiile și deplasările;
- celula de coroziune înregistrează înaintarea frontului de depasivare;
- senzori de umezeală monitorizează conductivitatea betonului și / sau eficiența unor măsuri de protecție.

Avantajele evidente ale acestei tehnici de înregistrare sunt acelea că modificările în timp ale structurilor sunt continuu monitorizate iar măsurile preventive de protecție și reparare se pot lua la un cost mai scăzut înainte ca degradările reale să se producă și integritatea structurii să fie afectată. În plus, o scădere a performanțelor viitoare ale structurii, posibilă în orice timp, poate stipula deciziile de intervenție la timpul potrivit.

2.7.6. Necesarul și costul eficace pentru nivelele de monitorizare

După cum s-a menționat mai devreme, nivelele potrivite de monitorizare (jos, mediu, înalte) depind de tipul de structură și condițiile predominante agresive ale mediului. Pentru majoritatea structurilor obișnuite existente în climatul de mediu moderat, potrivit proiectării pentru durabilitate și luând în considerare o calitate înaltă a execuției inclusă în sistemul de asigurare a calității și verificate de procedurile de control sunt suficiente să asigure durabilitatea și să minimalizeze costurile de reparații.

Un nivel mediu de monitorizare Jensen și Andersen este suficient pentru acest tip de structură.

Pe de altă parte în cazurile unor condiții noi mai severe de mediu pentru durata de exploatare a unor structuri sensibile în comportare (consecințe severe ale ruperii datorită durabilității) un nivel înalt de monitorizare este cel mai avantajos din punct de vedere al costului (fig.2.26.).

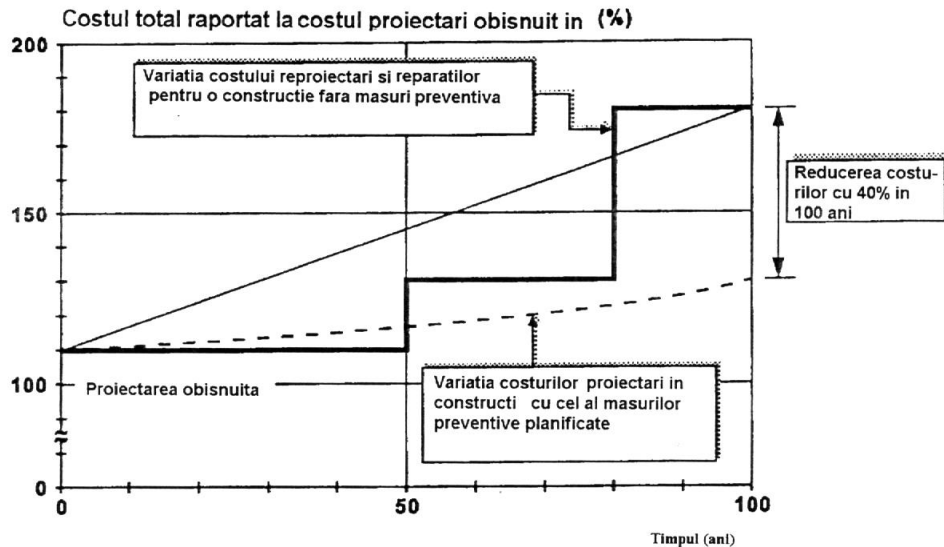


Fig.2.26. Costul total al proiectării duratei de exploatare (10% din costuri pentru o proiectare obișnuită) în combinație cu performanțele structurale.

Pentru aceste tipuri de structură protecția multibarieră a sistemului reprezintă strategii de apărare potrivite împotriva mediilor agresive iar instalarea senzorilor face parte din aceste strategii. Ca de exemplu se pot menționa structurile care au senzori pentru coroziune și umiditate.

2.7.7. Senzorii macrocelulei pentru coroziune

Modul de lucru al macrocelulei alcătuită dintr-o piesă de oțel obișnuit (anodul) și a unui metal nobile (catodul) este arătată în fig. 2.27. În betonul fără cloruri și betonul necarbonat, ambii electrozi sunt protejați împotriva coroziunii datorită alcalinității betonului. Curenții electrice între doi electrozi este ușor neglijabil în aceste condiții . Dacă totuși conținutul critic de cloride este atins, sau dacă valoarea pH-ului betonului scade datorită carbonatului, atunci suprafața anodului nu mai este mult timp protejată împotriva coroziunii, în timp ce catodul rămâne pasiv. Suprafața de separare între arile active anodice și catodice conduce la migrarea electronilor între oțel obișnuit și catodul pasiv și poate fi cu ușurință măsurată printr-un cablu exterior conectat, folosind cea mai joasă rezistență a ampermetrului.

Fig 2.27. arată rezultatele măsurătorii curentului electric (demonstrații în laborator) între anodul de oțel și catodul inoxidabil, în două betoane cu diferite rapoarte apă/ciment.

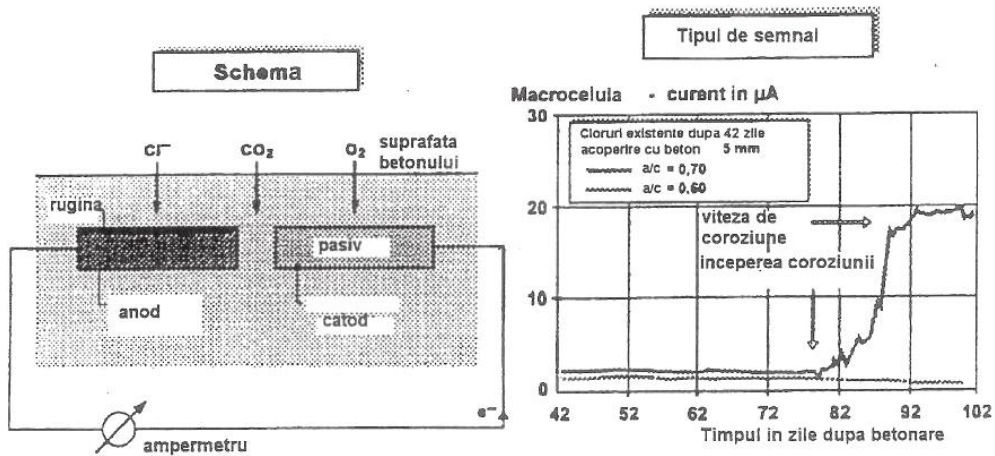


Fig. 2.27. Schema de principiu a senzorului cu macrocelă pentru coroziune.

Macrocelulele au fost înglobate în beton cu o acoperire de numai 5 mm pentru a iniția coroziunea prin aplicarea de soluție de clor pe suprafața betonului pentru o perioadă scurtă de timp.

Rezultatele măsurătorii curentului în macrocelă arată că nivelul critic de clorură atins la adâncimea de 5 mm pentru o epruvetă A/C = 0.7 este în jurul datei de 80 de zile după turnarea betonului. Aceasta cauzează o sporire semnifiantă a curentului în macrocelule în timp ce epruveta cu A/C mai mic și cu o rezistență mai mare la difuzarea clorurii rămâne pasivă.

Sistemul de senzori folosit este schițat în fig . 2.28

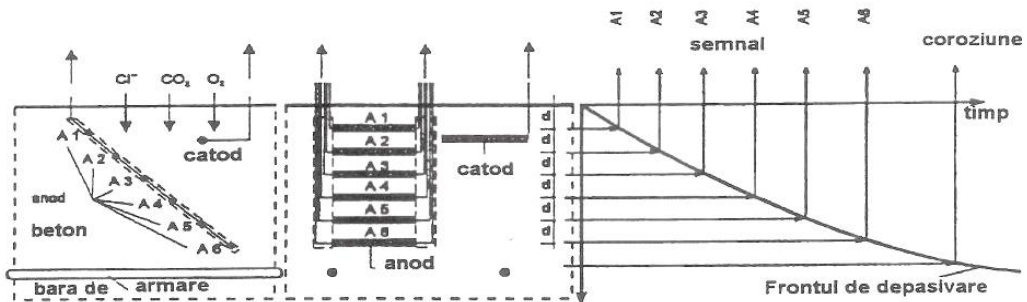


Fig 2.28. Schema senzorului de coroziune punând în evidență înaintarea frontului de depasivare.

În interiorul unui element de senzor sunt instalați în mod normal 6 anodi singuri, senzorul fiind plasat între suprafața betonului și armătură cu o distanță de 5 mm unul față de altul. În funcție de frontul de depasivare (de ex: conținutul critic de cloruri pentru un beton dat sau prin carbonatare) care a atins anodul atunci

curentul de coroziune poate fi măsurat când anodul este cuplat cu un catod încastrat conținând un metal nobil. În timp, anozii de la diferite niveluri sunt activați furnizând informații asupra înaintării frontului de carbonatare.

Așezarea sistemului de senzori permite pe lângă citirea curentului și alte informații generale privind riscul la care este expusă structura, cum ar fi:

- măsurătorile potențialului dintre anozii sau armuri și catodi dau informații privind coroziunea;
- măsurările similare ale temperaturii prin senzori permite o mai largă interpretare a curentului citit;
- anozii pot fi folosiți ca electrozi pentru măsurătorile de rezistență la diferite straturi de acoperire cu beton.

Acest tip de citire poate fi folosit de exemplu la măsurarea eficienței acoperirilor de protecție, care implică apa să pătrundă în beton.

Avantajul metodei comparativ de exemplu cu extragerea de probe este acela că se urmărește în mod direct nivelul clorurilor. Prin măsurători privind conținutul de cloruri și măsurare a frontului de depasivare se pot lua măsuri de protecție înainte ca acest front să atingă armăturile. O privire detaliată a sistemului senzorial (partea anodică) este arătată în fig. 2.29.

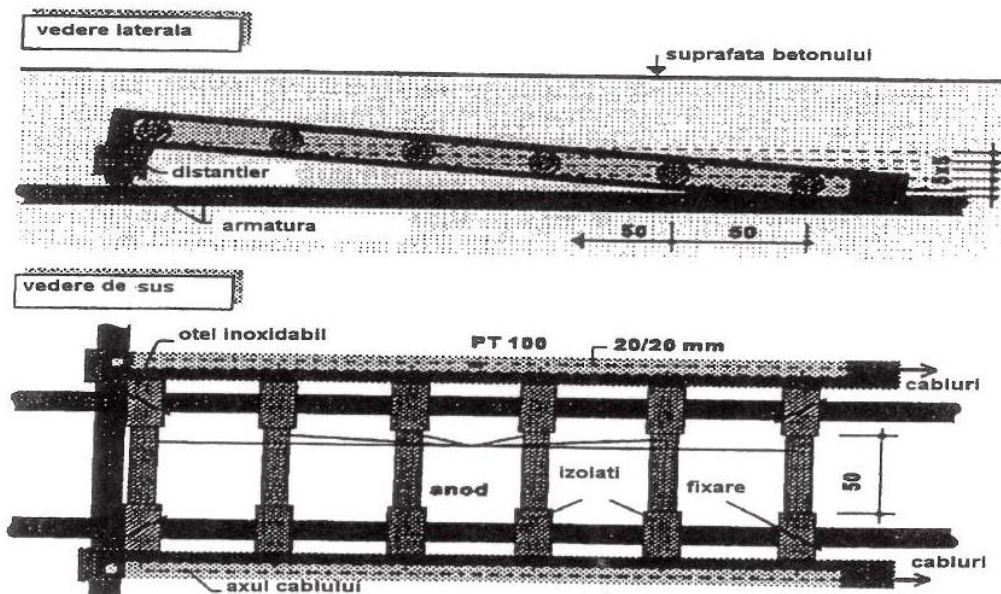


Fig 2.29. Proiectarea unui set de cercetare cu 6 anozii

2.7.8 Descrierea senzorilor

După depasivare viteza de coroziune a armăturilor depinde în special de umezeala existentă în beton. Betonul relativ uscat are o mare rezistență electrolitică ducând astfel la o rată neglijabilă de coroziune. Așa numiții electrozi cu inele multiple încastrați în beton pot măsura rezistența electrolitului dintre un set de inele din metale prețioase .

Inelele sunt conectate cu cabluri aranjate în interiorul electrozilor astfel încât nu influențează betonul în jurul lor. Interspațiile dintre electrozi sunt umplute cu rășină epoxidică în forme special realizate. Versiunea geometrică optimizată a senzorilor au diametrul de 20 mm și 9 inele de oțel inoxidabil asigurând 8 puncte de măsurare. Grosimea fiecărui inel este de 2.5 mm și ele mai au 2.5 mm separat, ajungând la 5 mm. Reprezentarea inelelor este arătată în fig. 2.25.

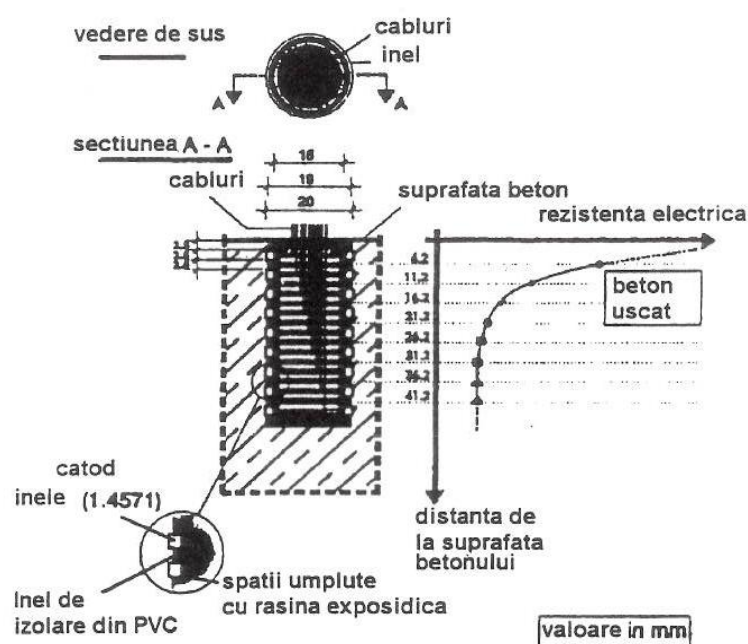


Fig.2.30 Reprezentarea schematică a unui electrod cu inele concentrice și diagrama calitativă de măsurare a valorilor într-un beton uscat.

Electrozii în inele sunt încastrați în beton în așa fel încât inelul superior este la distanță de 2.5 mm de suprafața betonului, adică grosimea stratului materialului neconductor. Acesta definește poziția celorlalte nivele.

Rezistența electrolică dintre inelele inoxidabile alăturate poate fi măsurată folosind un ohmmetru corespunzător.

Profilul de umiditate este dedus din datele măsurate.

Fig. 2.30. arată rezultatele calitative și reprezintă rezistența electrolică din interiorul betonului de acoperire.

Instalând acest tip de senzori, cantitatea apei existente în beton sau la suprafața betonului pot fi urmărite. Senzorii pot fi implantați în structurile noi sau în structurile existente în timpul lucrilor de reparație.

2.7.9. Măsurarea rezistenței

Fig. 2.31. arată rezultatele măsurării rezistenței electrolice folosind electrozi cu inele pentru un test cu epruvete făcute cu ciment portland obișnuit ($C = 300 \text{ Kg} / \text{m}^3$) la vârsta între 20 și 400 de zile după preparare. Epruvetele au fost

păstrate 2 zile în apă cu 100 % umiditate și ulterior la 20° C și 80 % umiditate relativă.

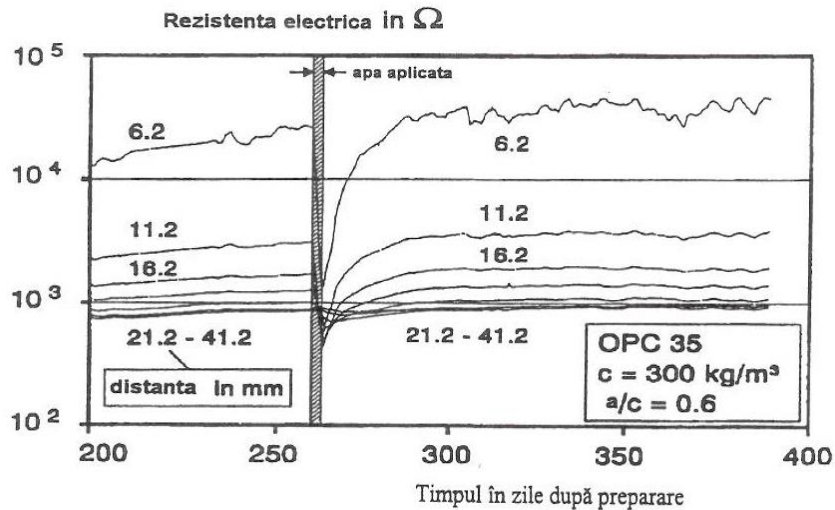


Fig. 2.31. Efectele uscării și umezirii asupra rezistenței electrolitice a betonului dependentă de distanța de la suprafața betonului.

Rezultatul din fig.2.31. arată un lucru clar: înainte de aplicarea apei, rezistența electrolitică scade cu distanța indicată în fig. 2.30 de la suprafața betonului. Acest lucru depinde, în principal de corelația adâncimea – uscare.

La o vârstă aproximativ de 260 de zile, suprafața epruvetei a fost umezită pe o perioadă de 3 zile. Umezeala a cauzat scăderea rezistenței electrolitice la viteze diferite și cantități diferite; imediat după umezire se observă o pronunțată scădere a rezistenței electrolitice la o distanță de 6.2 mm de suprafața betonului, în timp ce rezistența în zonele mai adânci s-a schimbat mai încet și mult mai semnificativ.

După ce umezirea a încetat, uscarea stratului de acoperire cu beton duce la creșterea imediată a rezistenței, în timp ce la diferite adâncimi (mai jos de 21 mm) valoarea minimă a rezistenței nu e atinsă. Aceasta poate fi atribuită întârzierii mișcării apei în beton.

2.7.10 Experimentarea eficienței sistemelor de protecție a suprafețelor

Dintre 12 suprafețe ale sistemului de protecție existent au fost alese pentru experimentul de laborator. Sistemul examinat a fost deja transferat testelor de bază la Institutul Cercetării Materialelor de Construcții Aachen și a fost admis în catalogul din Germania.

După 600 de zile de la preparare, epruvetele au fost învelite cu sisteme de protecție alese. Pentru verificarea protecției epruvetele au fost umezite cu 30 mm apă, aplicată la suprafața betonului după o lună.

Raportul dintre rezistența electrolitică măsurată și cea dinainte de umezire este procedeul cel mai folosit pentru evaluarea practică a protecției de suprafață.

Aceasta se face prin analizarea modificărilor survenite în distribuția rezistențelor după ce s-a umezit epruveta.

Fig.2.32. arată raportul (al distribuției rezistenței în timpul umezției pentru suprafețe protejate cu acroleți SPS2, polimeri SPS 5 și o combinație bazată pe rășină epoxidică poliuretanică SPS11 . Epruvetele acoperite cu SPS 2 arată numai o ușoară scădere a rezistenței datorită apei trecute în comparație cu epruvetele neprotejate. Aceasta înseamnă că SPS2 este insuficient să reducă apa conținută în beton. SPS 5 arată o creștere distinctă în procesul de protecție, o scădere ușoară în rezistență este oricând evidentă la adâncimea de 6.2 mm. Acest sistem este, de asemenea, neindicat împotriva atacului intensiv al apei. S-au constatat o fisurare și o exfoliere produsă în straturile suprafețelor ceea ce rămân de examinat în continuare.

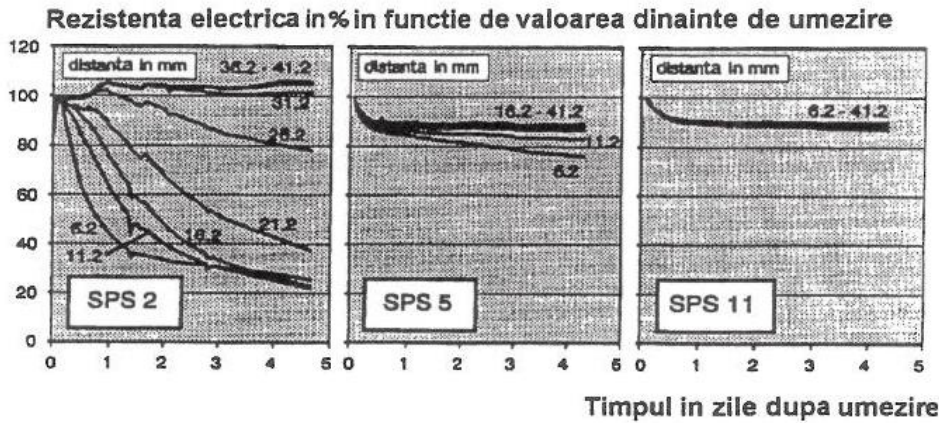


Fig. 2.32 Influența umezirii asupra rezistenței electrolitice a epruvetelor de beton acoperite cu diferite tipuri de sisteme de protecție ale suprafețelor.

Cu SPS 11, de asemenea folosit pentru poduri, nu sunt modificări semnificative de rezistență în diferite zone datorită umezării; doar o scădere inițială cu 10% a fost observată. Scăderea inițială a rezistenței găsită de asemenea și cu SPS 5, poate fi explicată prin obținerea efectelor datorită diferenței de temperatură între epruvetă și apă.

2.7.11. Concluzii

- inspecția și monitorizarea sunt indispensabile pentru protecția și producerea pagubelor;
- instalarea senzorilor pentru monitorizare este o parte integrantă a oricărei cercetări la durabilitate și e necesar să fie introdus în sistemul general;
- senzorii de coroziune introduși în părțile sensibile ale structurii cu condiții severe de mediu merită de asemenea a fi monitorizate pentru studiul perioadei de inițiere a procesului de coroziune;
- electrozii cu inele multiple sunt corespunzatori măsurării umezelii în beton.

Capitolul 3

REABILITAREA CONSTRUCȚIILOR DIN BETON : PROCEDEE ȘI TEHNOLOGII UTILIZATE

3.1 Reabilitarea structurilor de beton folosind sistemul fibrelor de carbon

3.1.1. Reabilitarea coloanelor și grinziilor folosind sistemul CFRP (Fabrica de bere Timișoreana) [37]

Fabrica de bere Timișoreana este o structură în cadre din beton armat cu cinci nivele și un turn de nouă etaje fig.3.1, Structura a fost analizată și reabilitată.

În urma analizei structurale s-a constatat că elementele compromise sunt coloanele și grinziile din beton armat.

Primele analize s-au efectuat în 1960, au fost efectuate în conformitate cu normele românești, norme de proiectare, ce au fost inadecvate în funcție de gradul de seismicitate admis. Pe de altă parte, s-a observat fisuri înclinate în special la grinzi și o corodare a armăturilor.



Fig.3.1 Fabrica de bere Timișoreana

Consolidarea realizată în 2003 s-a făcut la mai multe grinzi și la una din coloane, caracterizate printr-o slăbire a armăturilor longitudinale (la coloană) și

slăbire a armăturilor din grinzi și de asemenea a etrierilor. Soluția adoptată în acest proiect a fost folosirea fibrelor de carbon polimerice compozite (CFRP), soluții ilustrate în fig.3.2 (fig. 3.2 - a - coloane; fig. 3.2 - b - grinzi) și fig. 3.3 (fig. 3.3 - a - coloană; fig.3.3 - b - grinzi).

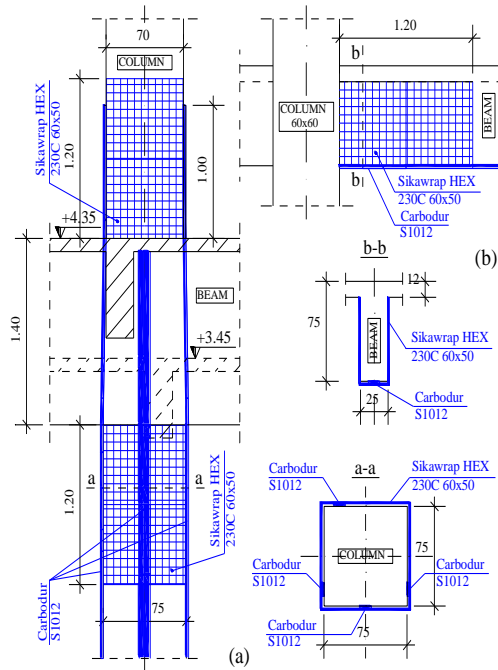


Fig.3.2 CFRP reabilitarea de coloană și grinzi



Fig.3.3 a CFRP –reabilitarea la coloană



Fig.3.3 b CFRP reabilitarea la grinzi

3.1.2 Reabilitarea silozurilor folosind tehnica –CFRP (Fabrica de bere "Timișoreana")

Celulele silozurilor din beton armat din fig. 3.4 (fabrica de bere "Timișoreana") au avut zone unde betonul de acoperire a fost dizlocat și armăturile au fost puternic corodate așa cum se observă în fig.3.4.

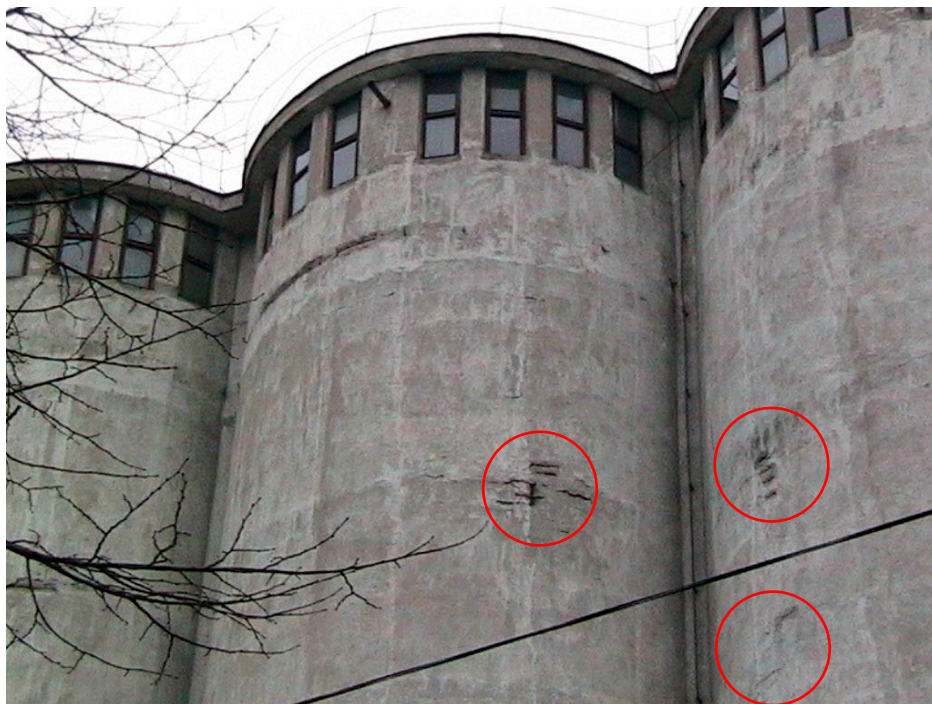


Fig. 3.4: Coroziunea armăturilor la silozuri

Sunt prezentate evaluarea și reabilitarea pentru un grup de silozuri deținute de către Compania SAB Miller Brewery "Timișoreana", precum și pentru o clădire de birouri. Silozurile au fost construite 40 de ani în urmă și sunt înalte de 28 m și au un diametru de 7.30 m.

Inspekția inițială a silozurilor (1999) a relevat zone mari (ale celulelor circulare) unde acoperirea cu beton a fost dislocată și deasemenea s-a constatat corозиuna armăturilor circulare. In urma evaluării și inspekției din 2004 a silozurilor s-au pus accent și pe alte părți vulnerabile cum ar fi: infrastructura și a platforma de taxare.

Infrastructura silozurilor constă dintr-o serie de fundații pânlie, stâlpi și grinzi.

Principalele pagube sunt datorate infiltrării apei și de asemenea datorită excesului de umiditate din interiorul fiecărei celule (partea de jos), a provocat importante dislocări ale betonului de acoperire și de asemenea a dus la coroziunea armăturilor coloanelor

Consolidarea celulelor silozurilor s-a făcut folosindu-se benzi de CFRP ce au fost montate în zona afectată (fig.3.5). Benzile de SikaWRAP hexazecimal -230C au fost plasate pe cea mai afectată arie adică în zona cu elevația de + 3,20...+13,20 m, în exteriorul celulei. Această soluție e mai avantajoasă decât montarea armăturilor cu tiranți .

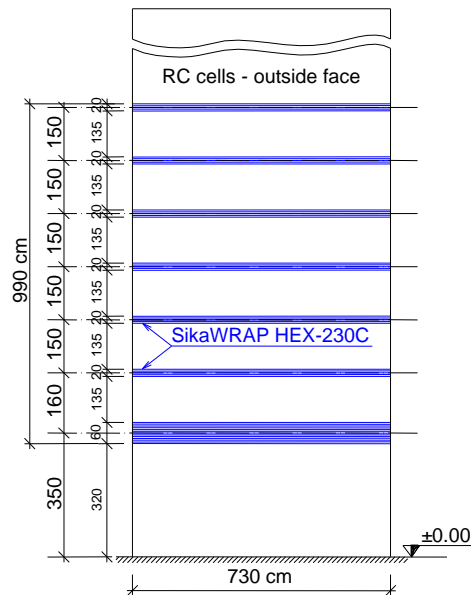


Fig. 3.5. Consolidarea pereților celulelor folosind CFRP

Principalele idei care apar de la acest studiu sunt prezentate pe scurt mai jos:

- consolidarea soluțiilor bazate pe sistemele CFRP au unele avantaje tehnice importante și economice: consolidarea presupune o tehnologie simplă și repararea se face într-o scurtă perioadă de timp; rezistența la medii agresive; comportament în condiții de siguranță în cadrul acțiunii seismice; cost redus de reabilitare;
- experimentele făcute s-au concentrat pe structuri în cadre de beton armat și-n urma lor s-a constatat următoarele aspecte în ce privește folosirea sistemului CFRP la consolidarea structurii: creșterea capacității portante până la 13% ;
- consolidarea CFRP aplicată la coloane și grinzile unei structuri existente a fost realizată cu ușurință, reabilitarea se caracterizează prin costuri mici. Greutatea proprie reprezintă un alt avantaj al sistemului ales.

3.1.3 Consolidarea grinzilor la fabrica Guban folosind tehnica – CFRP [38]

Soluțiile de consolidare analizate au fost aplicate pe o clădire existentă de patru etaje, fabrica GUBAN, construită în 1940. Structura constă din: cadru vertical interior din beton armat și pereți de rezistență cu perimetrul exterior din zidărie de cărămidă; pardoseli orizontale din beton armat cu grinzi principale și secundare. Cerința proprietarului a fost de a construi încă două etaje.

Fabrica a fost evaluată și reabilitată. Principalele probleme au reprezentat daunele locale al unor elemente structurale și slăbirea armăturii din coloane și grinzi pentru amplexarea acțiunii seismice din prezent.

În urma expertizei făcută la fabrica Guban (fig. 3.6) s-a constatat o degradare la grinziile principale, stâlpi și pardoseală. Soluțiile de reabilitare pentru stâlpi și pardoseală sunt prezentate în subcap. 6.4.1. În fig. 3.7 se observă degradările la stâlpi.



Fig. 3.6 Fabrica Guban

În fig. 3.8 se poate observa degradările la grinzi și ca soluție s-a adoptat sistemul cu fibre polimere de carbon compozite (CFRP) ce au fost montate în zona afectată este prezentată și 3.9 (longitudinal și transversal). De asemenea acest sistem s-a folosit și la reabilitarea planșeului.



Fig.3.7 Corodarea armăturilor



Fig. 3.8 Degradarea grinzilor



Fig. 3.9 Consolidarea grinziiilor

3.2. Reabilitarea structurilor cu profile metalice

3.2.1. Blocul Dorobanți – Timișoara [39]

O clădire destinată birourilor a fost construită acum 20 de ani, având un etaj subteran și cinci etaje deasupra nivelului solului, a fost de asemenea evaluată

în scopul de a se adăuga încă două etaje. Structura de rezistență este din cadre beton armat.

În urma analizei structurale la acțiuni verticale seismice s-a constatat vulnerabilitatea structurală: clasa redusă de beton în stâlpi; pentru situația propusă (cu două etaje extra), eforturile de compresiune în stâlpi au fost mai mari decât capacitatea portantă a betonului armat.

Soluțiile consolidării pentru coloane au fost concepute în funcție de daunele aduse clădirilor, evaluarea și analiza structurală s-a făcut în scopul de a obține avantaje tehnice și economice.

În fig. 3.10 se prezintă o vedere generală a clădirii de birouri și locuințe și aspecte ale consolidării coloanelor pe întreaga înălțime a construcției.

Detalii privind consolidarea coloanelor din beton armat cu profile din oțel, sunt prezentate în fig. 3.11. Această soluție are un cost mai mic decât folosirea consolidării cu CFRP. Pe de altă parte, profilele metalice au un comportament mult mai bun la flambaj față de tehnica de consolidare cu benzi CFRP.



Fig. 3.10 Reabilitarea stâlpilor

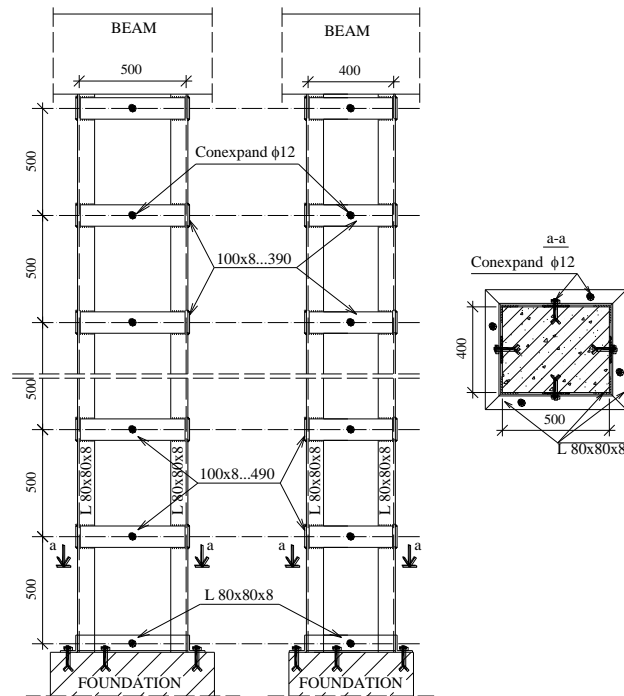


Fig.3.11 Consolidarea cu profile metalice

3.3. Consolidarea folosind beton armat

3.3.1. Consolidarea Structurii "Palace" [40]

Structura "Palace" (fig.3.12) este o clădire de dimensiuni mari (subterane, etaj, parter - restaurant, 3 etaje - apartamente, garsoniere, acoperiș), construite înainte de 1900 cu o structură compusă: din zidărie și structură în cadre din beton armat (fig.3.13). Inițial structura a fost integral din zidărie dar, mai târziu parterul a fost schimbat: unele ziduri de cărămidă de rezistență au fost tăiate și s-au construit două cadre longitudinale din beton armat, pentru a susține toate sarcinile verticale. Datorită acestei operațiuni arhitecturale structura a devenit mai vulnerabilă la acțiuni seismice: pe direcție transversală cea mai mare parte din parter a devenit instabilă la acțiuni orizontale din cauza unor coloane cu articulație la ambele capete (peretele de zidărie suportă de la primul etaj și subteran). Alte vulnerabilități ale clădirii constă din:

- valorile globale laterale de rigiditate în lungul celor două axe principale sunt diferite;
- lipsa de rosturi seismice necesare pentru a împărți clădirea – au diferite caracteristici dinamice.



Fig. 3.12: Clădirea "Palace"



Fig. 3.13: Cadre longitudinale de beton armat

În urma analizei statice și dinamice s-a tras concluzia că raportul seismic R dintre valorile reale stări ultime moment încovoietor (M_{cap}) și moment încovoietor necesar (M_{nec}), a fost foarte scăzut pentru coloane. Datorită acestui fapt, clădirea a fost caracterizată cu un risc ridicat de colaps la acțiuni seismice și din acest motiv s-a impus o reabilitare structurală.

În conformitate cu analiza structurală, a fost aleasă consolidarea parterului cu scopul de a obține avantaje tehnice și economice:

- comportamentul în condiții de siguranță la acțiuni seismice;
- ușoară schimbare de rigiditate în ansamblu structural;
- tehnologie de consolidare ușor de instalat, precum și reducerea timpului alocat consolidării (decembrie 2004 - iunie 2006).

Consolidarea s-a efectuat la următoarele elemente structurale:

- consolidarea cu un strat de protecție de beton armat (7 cm pe fiecare parte) a pereților de zidărie de la subsolul clădirii;
- consolidarea cu beton armat la un etaj folosindu-se profile de oțel (HEB 220) în două direcții;
- consolidarea a jumătate din coloanele existente (60x60 cm coloane acoperite cu un strat de beton armat coloana având dimensiunea finală de 90x90cm – fig.3.14) și turnarea a noi grinzi transversale de beton armat pentru a crea noi cadre transversale;
- consolidarea prin cămășuire a grinzilor longitudinale existente realizată cu un strat de protecție de beton armat;
- reabilitarea unor elemente structurale care prezintă armături corodate.



Fig. 3.14 Consolidarea coloanelor și a stâlpilor

3.3.2. Consolidarea stâlpilor arhitecturali folosind beton armat și utilizarea cofrajelor moderne la cămășuirea stâlpilor [41]

În cele mai multe cazuri cămășuirea stâlpilor de beton este impusă nu neapărat datorită degradării avansate ci datorită schimbării funcționalității clădirii la noile încărcări sau din considerente arhitecturale, schimbarea formei stâlpului de beton (fig. 3.15 fig. 3.16 și fig. 3.17) sau chiar pentru o suprafață finisată a betonului (extrem de rar). Sunt două cazuri de reabilitare a coloanelor din punct de vedere al instalării cofrajelor pentru stâlpii de beton. Primul caz, ușor de reabilitat, este când nu avem planșeu. Problemele apar la existența planșelui (al doilea caz).

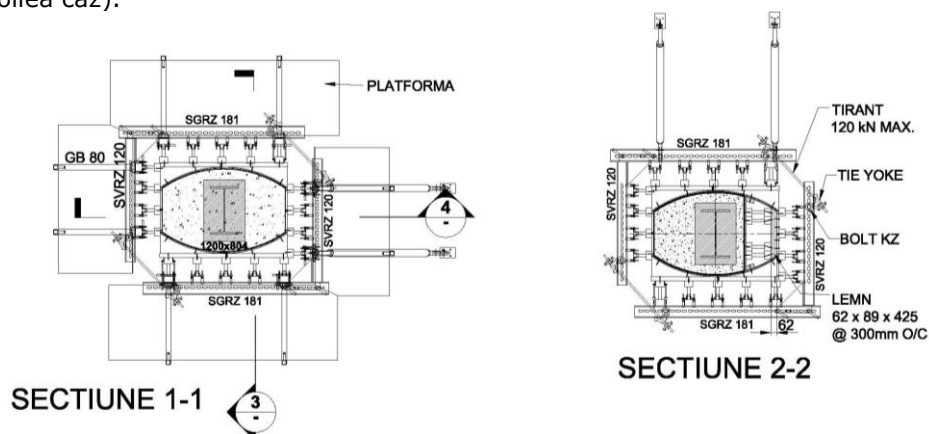


Fig.3.15 Secțiunea 1-1 și 2-2 în plan în cazul „remodelării” unei structuri („Vario”)

În cazul prezentat mai jos pentru o mai bună conlucrare între betonul vechi și cămășuirea cerută s-a făcut o tratare a suprafeței (pentru o aderență mai bună) prin sablare cu nisip. Armăturile longitudinale au fost conectate de coloana existentă prin tiranți ce au jucat rolul și de conectori.

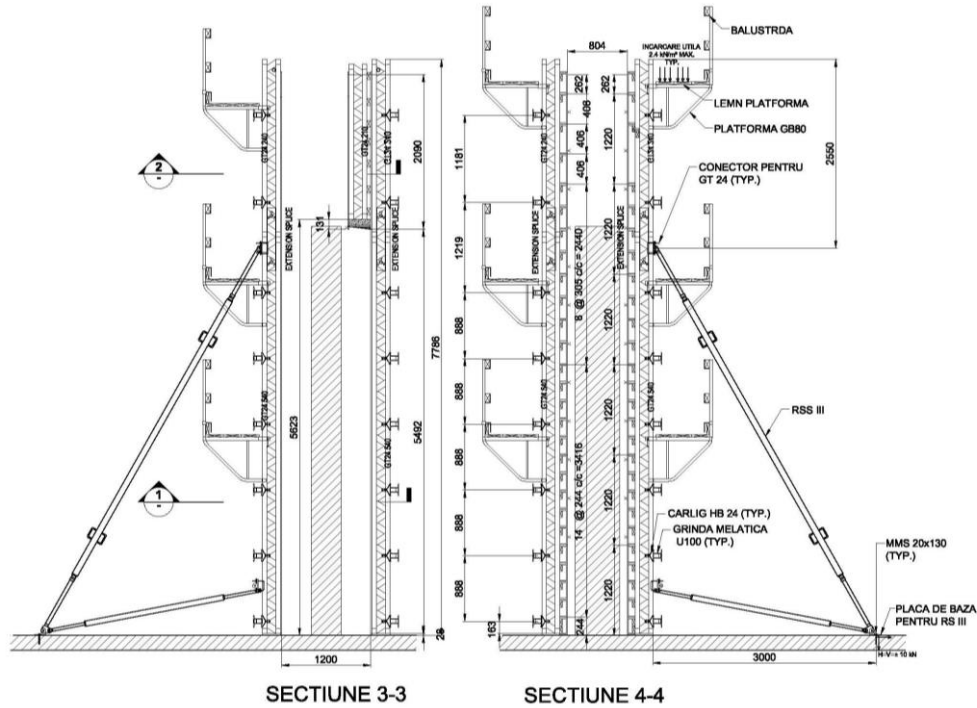


Fig. 3.16 Secțiune stâlp (rebetonare)

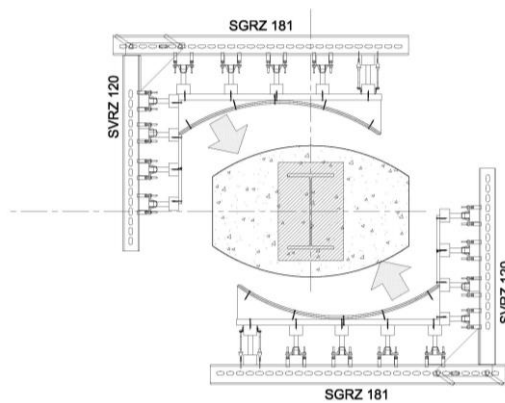


Fig. 3.17 Instalarea cofrajului

3.3.3. Reabilitarea podului Glen Williams (folosind beton armat)[42]

Podul are o deschidere de 32 m și lățime de 11.6 m și a fost construit în 1965. Prima reabilitare a podului s-a făcut în jurul anului 1980. Ca soluție s-a trecut la decopertarea stratului de beton compromis și înlocuirea cu un strat de beton de 75 mm. În timp, datorită corodării s-a impus o nouă reabilitare, lucrările de reabilitare realizându-se în 2008.

Investigarea s-a făcut la grinzile de metal ce susțin planșeul de beton armat, la cele două picioare de pod, parapeteți și de asemenea la planșeul de beton armat ce susține carosabilul (fig. 3.18, fig.3.19 , fig. 3.20 , fig. 3.21, fig. 3.22 și fig. 3.23).



Fig. 3.18



Fig. 3.19



Fig.3.20



Fig.3.21

În urma investigațiilor s-a constatat depasivarea armăturilor în planșeul de beton armat în proporție de 55.4 % (158m²) din suprafața totală. În partea de jos a planșeului s-au constatat decalcificeri, fisuri în stratul de acoperire și în unele

locuri lipsa parțială a stratului de beton de acoperire, armăturile fiind expuse direct procesului de corodare (fig. 3.31).



Fig.3.22



Fig.3.23

S-au prezentat trei soluții de reabilitare primele două soluții reprezentând soluții de reabilitare parțială adică înlocuirea betonului depasivat, curățirea armăturilor și protejarea acestora (fig.3.24 și fig.3.25). Dezavantajele celor două soluții au constat în faptul că după reabilitarea parțială se necesită în continuare mentenanța podului ce reprezintă costuri suplimentare în timp.

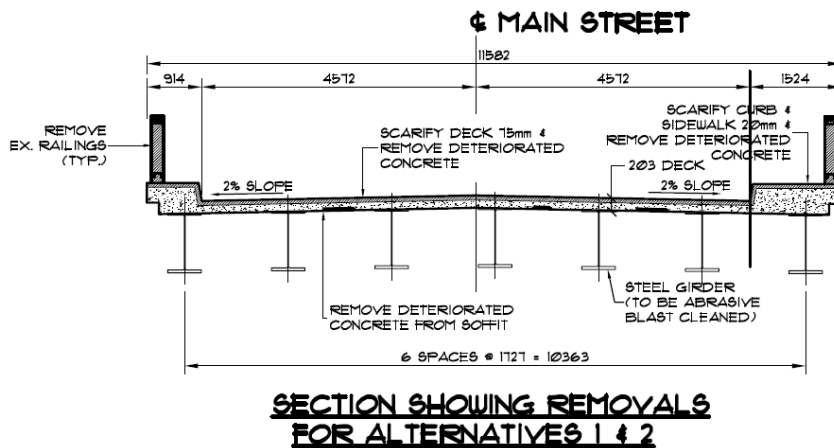


Fig. 3.24 Decopertarea stratului de beton compromis

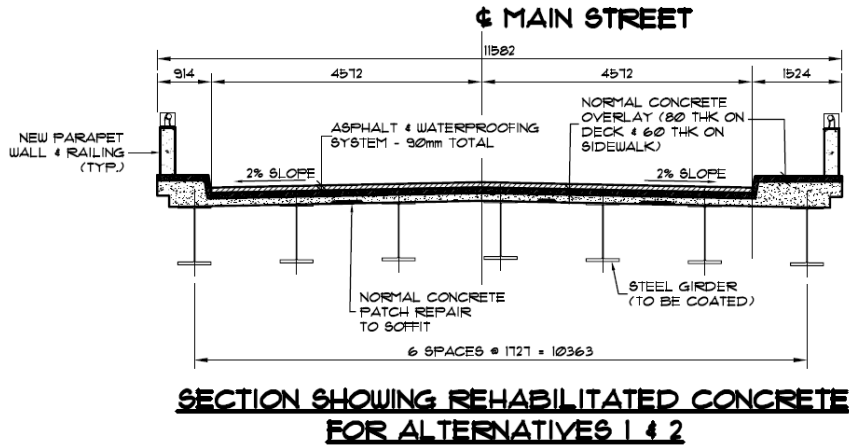


Fig. 3.25 Reabilitarea planșului de beton

În fig. 3.26 și fig. 3.27 sunt prezentate procedurile de reabilitare a capătului de pod.

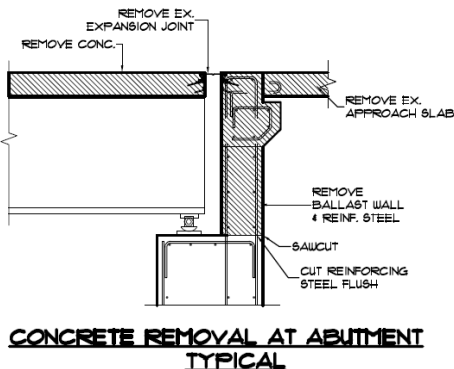


Fig. 3.26

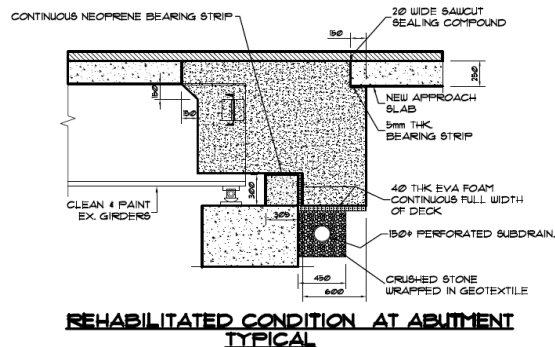


Fig.3.27

S-a decis în final la reabilitarea completă a planșului podului și a parapetilor afectați, adică reconstrucția unui nou planșeu de beton cu armături protejate. Chiar dacă soluția aleasă a fost mai costisitoare din punct de vedere financiar, în timp, soluția se va dovedi mai puțin scumpă (fig. 3.28 și fig.3.29).

S-au aplicat proceduri de reabilitare la grinzile metalice de susținere acestea nefiind înlocuite. S-au confecționat cofraje între grinzile de metal (fig.3.29). Legătura dintre grinzile metalice și noua structură de beton armat s-a făcut prin intermediul unor buloane metalice (conectori metalici sudați de grinda de metal).

Chiar dacă în urma procesului de dislocarea a planșului, o mică parte din conectorii metalici au fost ușor afectați (2%) acest lucru nu a afectat legătura dintre structura metalică și noua structură de beton armat (fig. 3.29, fig.3.30 și fig. 3.31).



Fig. 3.28



Fig.3.29



Fig.3.30



Fig.3.31

Mai jos sunt prezentate aspecte ale punerii în operă a planșului (fig. 3.32 și fig.3.33) și a balustradei.



Fig. 3.32



Fig. 3.33

3.3.4 Cămășuire fundații folosind betonul armat (Centrala termică CT1) [contract 100/2984 faza 1 DDE] [43]

Consolidarea structurii de rezistență a halei (CT1) a fost necesară datorită schimbării funcționale prin amenajarea unei noi centrale termice.

Construcția, tip hală parter cu două deschideri de 7.5 m și opt travee de 4.1 m este executată din stâlpi prefabricați de beton armat, grinzi de acoperiș prefabricate și fâșii de acoperiș cu goluri prefabricate. Clădirea se încadrează în categoria „C” de importanță normală (conf. H.G. 766/1997- anexa 3) și în clasa III de importanța conf. P 100/92.

Fundațiile sunt continui pentru ziduri și izolate pentru stâlpi.

În urma verificării s-a recomandat pentru aducerea la parametrii funcționali prin cămășuirea tuturor stâlpilor începând de la soclu de fundație până la cota +0.55 m.

Pentru execuția consolidărilor la stâlpii de beton armat s-a decopertat o suprafață de pardoseală în zona fiecărui stâlp până la nivelul soclului de fundație. Pe aceasta s-a turnat un cuzinet de beton de 25 cm înălțime prins cu ancore prezon pentru construcții speciale. Barele care cămășuiesc stâlpii se ancorează în acest cuzinet.

Cu armătura din stâlpii existenți și în urma consolidării stâlpilor, gradul de asigurare a construcției la solicitările seismice este mai mare decât $R_{min} - 0.5$.

În fig. 3.34 și fig. 3.35 sunt prezentate soluțiile de cămășuire a fundației tip „C2” și „C4” iar în fig.3.36 secțiunile aferente fundației tip „C2” și „C4”.

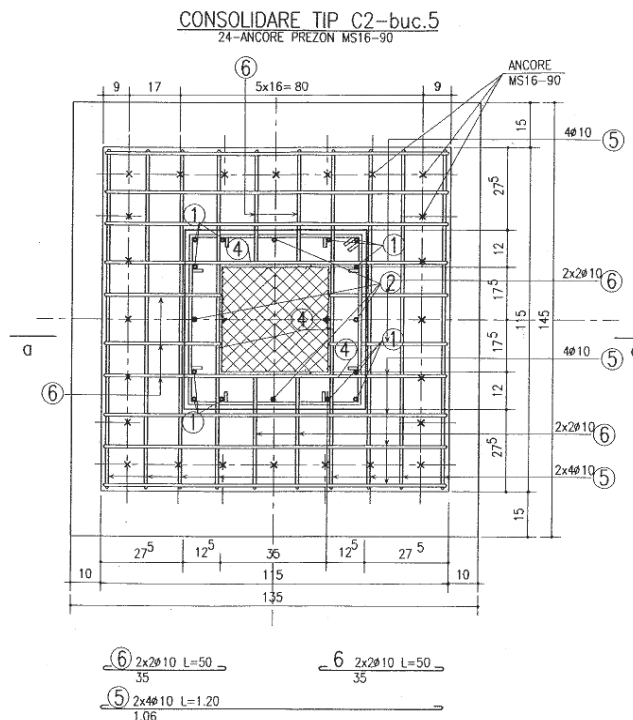


Fig.3.34

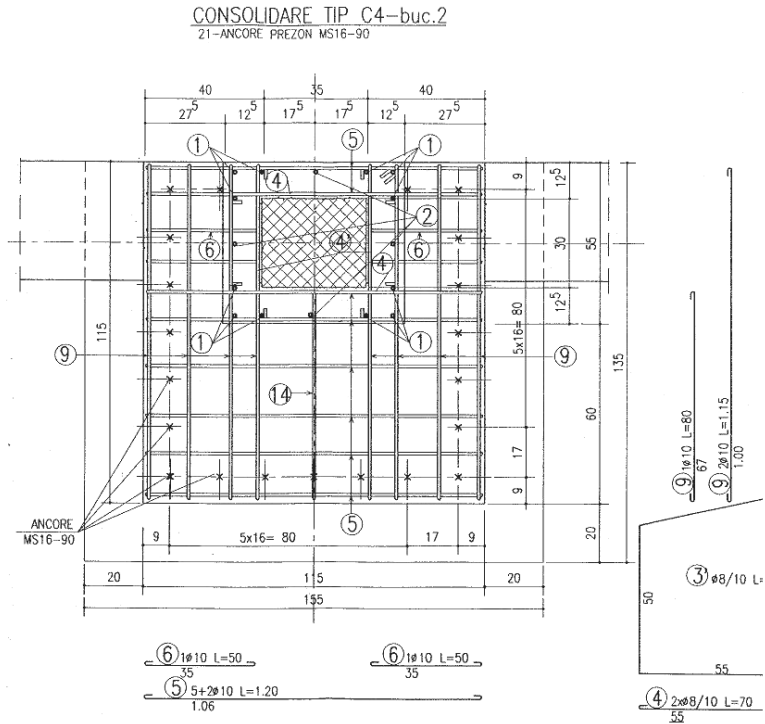


Fig.3.35

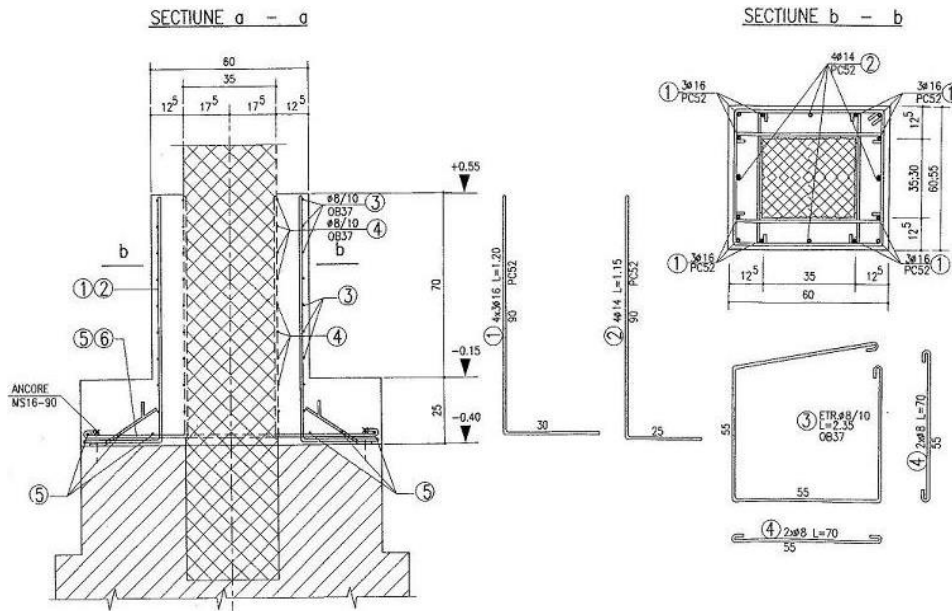


Fig.3.36

Consolidarea fundației a presupus următoarele operațiuni:

- desfacerea pardoselii halei și dezvelirea soclului de fundare;
- buciardarea stâlpului pe toate fețele (pe înălțimea de 95 cm) ;
- curățirea zonei de praf;
- montarea ancorelor prezon;
- armarea cuzinetului și manșonarea stâlpului.
- cofrarea și turnarea betonului.

3.3.5 Consolidarea fundațiilor și pereților portanți folosind betonul armat (Centrala termică CT3)[44]

Centrala termică a fost realizată în 1960, structura de rezistență este mixtă, alcătuită din zidărie portantă pe contur și stâlpi de beton armat de 30x40 cm, în axul longitudinal central. Planșeul acoperișului este din beton armat monolit iar fundațiile sunt continue pentru ziduri și izolate pentru stâlpi.

În urma încercărilor nedestructive la elementele de beton armat ale structurii de rezistență clasa de beton variază între Bc 10 (B 150) și Bc 7.5 (B100). Din examinarea vizuală a clădirii s-a observat că zidăria portantă din frontoane prezintă porțiuni cu crăpături și fisuri atât la cărămizi cât și la fundația de beton simplu.

Avându-se în vedere Normativul P100/92 precum și cerința tehnologică de mărire a golurilor din pereți exteriori a fost necesară consolidarea pereților portanți prin introducerea stâlpișorilor din beton armat, stâlpișori ce au rolul de a susține și suportii metalici pe care reazemă conductele termice.

Consolidarea s-a făcut în două faze, consolidarea fundației și consolidarea pereților portanți.

În prima etapă s-a trecut la consolidarea fundațiilor, subturnarea fundațiilor în zona de trecere a conductelor subterane precum și injectarea fisurilor la fundații. Operațiile de execuție a fiecărei fundații pentru stâlpișori au constat în:

- execuția săpăturii;
- spargerea fundației existente din beton simplu, pe lățimea cuzinetului, până la cota -0.58;
- spargerea zidăriei existente pe înălțimea de 1 m peste nivelul superior al cuzinetului(pentru a asigura execuția ulterioară a stâlpului);
- buciardarea suprafeței ce va fi în contact cu fundația nouă;
- curățarea și suflarea suprafeței zidăriei și a betonului la care s-a intervenit;
- udarea cu apă până la saturare a suprafeței betonului mai sus precizată;
- compactarea fundului săpăturii;
- după zvântarea suprafeței betonului existent, turnarea betonului simplu;
- montarea cofrajului și a armăturii în cuzinet, urmate de turnarea betonului.

Consolidarea pereților portanți (etapa a doua) s-a făcut prin consolidarea cu stâlpișori de beton armat (fig.3.37), introducerea buiandrugilor metalici la noile goluri tehnologice, tencuirea și injectarea zidăriei crăpate și fisurate. Ca faze enumerăm:

- practicarea găurilor în placă de beton armat de la acoperiș, cu păstrarea armăturii la poziție;
- spargerea zidăriei existente pentru a permite încastrarea stâlpișorului de beton armat; de asemenea se creează și strepi pe o adâncime de 10 cm la câte trei rânduri de cărămidă;
- curățarea și suflarea zidăriei precum și a betonului armat ce intră în contact cu betonul nou din stâlpișor;

- montarea cofrajului și armăturii din stâlpișori;
- udarea cu apă până la saturare a suprafeței zidăriei desfăcute precum și a betonului buciardat;
- după zvântare s-a turnat betonul din stâlp până la nivelul plăcii de beton armat a acoperișului.

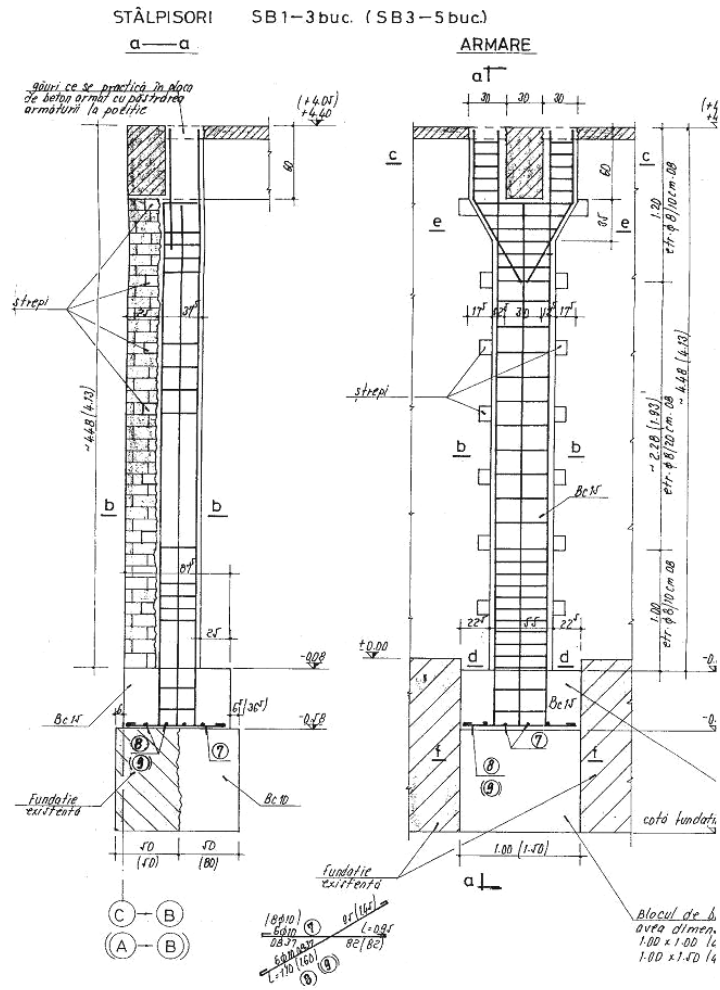


Fig. 3.37

CONTRIBUȚII LA UTILIZAREA UNOR METODE DE APRECIERE A DURABILITĂȚII [45]

4.1 Introducere

Între numeroasele structuri examinate și prezentate în bună parte în prezentul referat cele mai multe au avut deteriorări, mai mult sau mai puțin importante, ale părților componente datorită coroziunii armăturilor ca factor esențial de degradare.

Lucrările analizate și care sunt ilustrate în referat au un caracter divers, dovedind atât prezența aproape nelimitată a coroziunii armăturilor cât și mecanismelor identice care se produc, indiferent de tipul structurii: clădiri civile-administrative, construcții industriale, poduri și castele de apă.

Metodele de investigare a construcțiilor luate în studiu au fost:

- experimentale-determinări nedistructive pentru aprecierea rezistenței betonului și analize chimice pentru determinarea adâncimii de carbonatare a betonului;
- teoretice pentru determinarea adâncimii de carbonatare și a coroziunii armăturilor.

La paragraful următor al lucrării sunt reluate câteva considerații teoretice cu privire la carbonatarea betonului, coroziunea armăturilor și determinările nedistructive pentru a se facilita interpretarea rezultatelor prezentate la paragraful de verificare experimentale.

4.2 Testări privind durabilitatea structurilor

4.2.1 . Studii privind expertiza la anexa T.S. de la „UNIO SATU MARE” [46]

a) Descrierea construcției

Anexa socială la o hală pentru fabricarea componentelor hidraulice de la „UNIO SATU MARE” este o clădire P+2E, având o deschidere de 6,0 m cu 11 travee de 6,0 m și două de 3,0 m pentru golul caselor de scară , situate la extremitățile clădirii.

Elementele structurilor de rezistență se compun din:

- zidărie verticală de rezistență de 25 și respective 30 cm grosime alcatuită din blocuri de beton;
- elementele planșeelor constând din: fâșii cu goluri prefabricate F 50.6 cu deschideri de 6 m; fâșii monolite cu deschiderile 6 m și lățimi variabile în funcție de necesitățile de ordin tehnologic; perechi de grinzi monolite, care în traveele curente au dimensiuni 30X50 cm și deschideri de 6,0 m, rezeamă pe zidărie verticală de rezistență. Conform proiectului, la executarea elementelor monolite de beton armat s-au folosit B170 și oțel OL 38. În afara elementelor principale ale planșeelor mai există și alte câteva elemente de

rezistență din beton armat, cum ar fi grinzile de podest, buiandrugii, etc.

Construcția a fost proiectată în anul 1967 și dată în exploatare în 1970.

b) Descrierea degradărilor

Din observațiile vizuale s-au constatat degradări ale elementelor de rezistență la planșeele de peste parter, nivelul I și II între anexele 6, 7 și 8. Spațiile din traveele respective sunt destinate unor grupuri sanitare: dușuri și vestiare. Aceste grupuri au fost folosite de către muncitorii celor 2-3 schimburi pentru igiena zilnică, rezultând o mare umiditate pe durata de 30-60 minute la intervale de circa 8 ore. Ca urmare a folosirii acestor spații de peste 20 ani au rezultat următoarele degradări ale elementelor de rezistență.

Perechile de grinzi monolite, notate în proiect cu G1, din traveele A 6- B6, A7-B7 și A8-B8 de la nivelul I au următoarele degradări:

- stratul de acoperire dislocat pe porțiuni mari, coroziune aproape completă a etrierilor și adâncimii de coroziune însemnate ale armăturilor longitudinale de rezistență în zonele respective;
- fisuri paralele cu armăturile longitudinale în alte zone ale grinzilor, care dovedesc că procesul de coroziune a început și în acele zone.

În general, starea grinzilor este destul de critică, rezerva de rezistență, rezerva de rezistență fiind minimă.

Fâșiile monolite au de asemenea zone foarte extinse cu corodarea armăturilor. Astfel, barele de repartie \emptyset 6/25, dispuse la partea inferioară sunt aproape complet corodate pe zone foarte mari. De asemenea, armăturile de rezistență au zone corodate în profunzime pe porțiuni de placă foarte extinse. Se apreciază că și aceste elemente au o rezervă de rezistență minimă.

Fâșiile prefabricate au unele exfolieri ale betonului, dar acestea nu sunt pe porțiuni prea extinse. În consecință, se apreciază că rezerva de rezistență a acestor elemente este neatinsă, fiind necesare numai măsuri de consolidare.

c) Determinări experimentale asupra elementelor de rezistență ale planșeelor

Incerări nedistructive privind rezistența elementelor

Punerea în evidența a caracteristicilor mecanice (rezistenței) betonului din grinzile planșeului s-a făcut prin determinări nedistructive – metoda sclerometrului și metoda ultrasonică de impuls. Au fost testate grinzile tip G1 din anexele A7-B7 și A8-B8. Interpretarea rezultatelor, pentru fiecare grindă în parte, s-a făcut conform prevederilor normativului C 26-85. Valorile medii ale rezistențelor sunt prezentate în tabelul 4.1.

Față de marca propusă prin proiect B 170 (17 N/mm²) se constată că s-au obținut rezistențe apropiate prin determinările nedistructive efectuate. În privința împrăstierii rezultatelor, acestea sunt în limite normale: grinda G1 din axul A7- B7 are rezistențe care variază între 15,3 N/mm² (secțiunea III, punctele 2-2) și 21,9 N/mm² (secțiunea V, punctele 2-2), iar grinda G1 din axele A8-B8 are 16,1 N/mm² (secțiunea II, punctele 1-1) și 19,6 N/mm² secțiunea V, punctele 1-1).

Tabelul 4.1
Valorile rezistențelor determinate nedestructiv, în N/mm²

Grinda G1 din axul						Valori medii
	I	II	III	IV	V	
A8 – B8	16,7	16,6	18,6	16,7	18,7	17,46
A7 – B7	19,3	16,6	15,9	16,1	21,0	17,78

Media generala = 19,62 N/mm²

Determinări experimentale privind starea de coroziune a armăturilor

Pentru constatarea stării de conservare și a gradului de siguranța ale elementelor de rezistență de la planșeele anexei T.S. au fost efectuate determinări experimentale și aprecieri teoretice privind carbonatarea betonului și coroziunea armăturilor.

Determinări experimentale privind stadiul de carbonatare a betonului

Aceste determinări au fost efectuate în scopul verificării adâncimii de pătrundere în grinzile cercetate a bioxidului de carbon. În acest scop au fost efectuate sfredeliri, pe diferite adâncimi, cu ajutorul unui burghiu electric având diametrul de 10 mm, într-o secțiune a grinzii G1. Betonul rezultat prin sfredeliri a fost colectat de pe fiecare 10 mm și păstrat în cutiuțe etanșe până la efectuarea testului. Testul folosit are la bază indicatorul fenolftaleină, folosit curent pe plan mondial pentru determinile în situ. Rezultatele testelor efectuate sunt prezentate în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2

Elementul	Adâncimea (mm)	Testul cu fenolftaleină	PH-ul aproximat	Observații
G1	0-10	incolor	8-9	Beton carbonat
A7-A8	10-20	incolor	8-9	Beton carbonat
A8-B8	20-30	incolor	~9	Beton carbonat
	30-40	incolor	~9	Beton carbonat

Din tabelul 4.2 se constată că betonul în grinzile de tip G1 este carbonatat pe o adâncime de cel puțin 40 mm, adică toate armăturile (de rezistență și etrieri) sunt într-o zonă cu beton care nu le asigură caracterul pasiv împotriva fenomenului de coroziune.

d) Concluzii privind situația gradului de siguranță al structurilor cercetate

Studiile teoretice și cercetările experimentale efectuate în vederea expertizării Anexei T.S., S 210 de la „Unio Satu Mare” au permis să fie stabilite următoarele concluzii: din observațiile preliminare s-a constatat că în grupurile sanitare, situate între anexele 6,7 și 8 elemente de rezistență ale planșeului dintre nivelurile I și II prezintă degradări constând din zone cu armăturile decopertate și corodate în profunzime, iar pe alte zone există fisuri vizibile care atestă începutul coroziunii armăturilor. Astfel de degradări s-au constatat atât la grinzile de rezistență de tip G1 cât și la fâșiile monolite.

Încercările nedistructive, efectuate prin metodele sclerometrului și ultrasonică de impuls, au arătat că după 23 de ani de exploatare, betonul neexfoliat are rezistența medie de 17,62 N/mm² adică atât cât a fost prevăzut în proiectul de execuție (B170).

Determinările experimentale privind carbonatarea betonului într-o grindă de tip G1, efectuate prin testul de fenolftaleină, au arătat că betonul este carbonatat pe adâncimi mai mari de 40 mm, adică carbonatarea este prezentă în betonul care se găsește în jurul armăturilor.

Prin aplicarea relației teoretice (C. Bob) de stabiliri a adâncimi de carbonatare a betonului s-au obținut valori comparabile cu cele stabilite prin testul cu fenolftaleină. Rezultă că în toate elementele planșeelor de beton armat, de la toate nivelurile și traveele, procesul de carbonatare a depășit adâncimi de circa 40 mm, armăturile fiind depasivate.

Coroziunea armăturilor s-a produs numai în grupurile sanitare (dușuri și vestiare) întrucât aici au existat factori care produc procesul electrotehnic de coroziune: apa (vapori de apă) și oxigenul. În spații închise și uscate procesul de coroziune nu se produce.

Cum gradul de coroziune a armăturilor din griziile G1 și fâșiile monolite, situate în încăperi cu umiditate ridicată, este foarte avansat, concluzia finală a expertizei este aceea a remedierii, eventual consolidării, acestor elemente de rezistență.

4.2.2. Studii și determinări experimentale la clădirea CET Reșița[47]

a) Introducere

Motivul efectuării studiilor și determinărilor experimentale îl constituie constatarea degradării unor elemente de rezistență ale clădirii CET Reșița. Descrierea în detaliu a degradărilor, obținută în urma observațiilor vizuale și a fotografiilor, este prezentată în " Expertiza și R.K. la CET Reșița" întocmită de S.C. "CASE" – S.A. Reșița; de asemenea sunt prezentate planșele cuprinzând: plan de încadrare în zonă, plan de situație, secțiuni transversale, secțiuni orizontale, fațade și plan învelitori. Memoriul tehnic, întocmit în conformitate cu P100/92, punctul 11.1.10, mai cuprinde și descrierea construcției din punct de vedere arhitectural, funcțional și structural precum și un istoric al acestuia.

Prezenta lucrare cuprinde pe lângă încercările nedistructive – E2a (P 100/92 – punctul 11.4) și studii și determinări experimentale privind starea de conservare a armăturilor în elementele de beton armat. De asemenea sunt prezentate concluziile privind cauzele degradării și recomandări pentru exploatarea în continuare a clădirii.

b) Determinări experimentale

Determinările experimentale au avut drept scop stabilirea atât caracteristicilor mecanice ale betonului din unele elemente de rezistență, cât și starea de durabilitate a acestora. În acest scop au fost efectuate determinări nedistructive și teste privind starea de conservare a armăturilor din elementele cercetate.

c) Incercări nedistructive

Punerea în evidență a caracteristicilor mecanice (rezistențele) ale betonului s-a făcut prin determinări nedistructive:

- metoda sclerometrului,
- metoda ultrasonică de impuls
- metoda combinată de impuls și metoda combinată.

Interpretarea rezultatelor obținute în urma încercărilor s-a făcut în conformitate cu Normativul C26/85 și cu prevederile completărilor la Normativ, publicate în Buletinul Construcțiilor nr. 2/1987.

Sinteza rezultatelor este prezentată în tabelul 4.3. Din datele prezentate se constată următoarele:

- rezistențele la compresiune ale betonului, determinate prin cele trei metode nedistructive, sunt superioare, mărcii prescrise prin proiect, care a fost B 170 cu excepția nervurii longitudinale de la Cazanul nr.6 ;
- conform completărilor la Normativul C26/85, valorile minime R_{min} și medii R_{med} ale rezistențelor determinate nedistructiv trebuie să îndeplinească condițiile (precum marca prevăzută R_b): $R_{min}/R_b \geq 0,67$ și $R_{med}/R_b \geq 0,72$ – condiții care arată că numai betonul din nervura longitudinală a chesonului de la acoperișul cazanului nr. 6 nu este corespunzător;
- împrăștierea relativ mari ale rezultatelor obținute se datorează atât limitelor specifice ale acestor metode cât și condițiilor dificile de efectuare a determinărilor (cote ale punctelor măsurate foarte mari și temperaturi ridicate ale atmosferei deasupra cazanelor).

Bioxidul de carbon este prezentat în mediul înconjurător (0,03%). În acest scop au fost efectuate sfredeliri, pe diferite adâncimi cu ajutorul unui burghiu electric. Betonul rezultat prin sfredeliri a fost colectat de pe fiecare 10 mm și păstrat în cutiuțe până la efectuarea testului. Testul folosit are la bază următorii indicatori: fenolftaleină, universal și universal Merck. Rezultatele testelor efectuate sunt prezentate în tabelul 4.4., constatându-se că betonul este carbonat pe o adâncime de 10-20 mm.

d) Concluzii. Propuneri privind exploatarea clădirii CET Reșița

Pe baza studiilor și determinărilor experimentale efectuate asupra unor elemente de rezistență ale acoperișului clădirii CET Reșița se pot stabili următoarele:

- din observațiile vizuale s-a constatat că au apărut unele degradări numai la elementele de rezistență ale acoperișului din zonele aferente Cazanului nr. 1 și Cazanului nr. 6, elemente asupra cărora au fost efectuate studii și determinări experimentale;

- calitatea betonului din elementele cercetate, stabilită prin determinări nedistructive, s-a constatat a fi la majoritatea elementelor corespunzătoare, rezistența la compresiune depășind cu mult marca se beton prescrisă prin proiectul de execuție. Face excepție de la această constatare o nervură longitudinală a unui cheson de acoperiș la care rezistența minimă raportată la rezistența prevăzută prin proiect este sub valoarea prescrisă de "Completările la Normativul C26/85";
- determinările experimentale și calculele teoretice au aratat că betonul din elementele cercetate este carbonatat pe adâncimi care depășesc 20 mm.
Având în vedere dimensiunile elementelor de acoperiș studiate – chesoanele tip II 241 x 49x 10 pentru sala Cazan nr. 1 și asemănător pentru sala Cazan nr. 6 – se stabilește concluzia că armăturile din placă și nervurile chesoanelor nu mai au stratul de protecție, care le face pasive la procesul electrochimic de coroziune; în condițiile unei umidități corespunzătoare, permanentă sau temporară caracterizată printr-o umiditate relativă $RH > 60\%$, procesul de coroziune este posibil.
 - coroziunea unei armături de rezistență din elementele de beton armat s-a produs numai la placa și nervurile chesoanelor care alcătuiesc placa de acoperiș de la Cazanul nr.6. Acest fenomen nu s-a produs, sensibil, nici la armăturile chesoanelor și nici la profilele metalice I 24 care alcătuiesc structura de rezistență a acoperișului de la Cazanul nr. 1 cu toate că se află în exploatare de circa 30 de ani (din relatările celor care urmăresc procesul tehnologic la CET a rezultat că nu a existat o activitate de protecție, în timp a profilelor I 24).
Cauzele care au condus la această situație diferențiată au fost:
 - la acoperișul aferent Cazanului nr.1 cu o vechime de circa 30 ani, umiditatea posibilă dată de prezența vaporilor de apă, a avut o permanență relativ redusă și nu a creat condițiile de coroziune a metalelor.
 - acoperișul aferent Cazanului nr. 6, cu o vechime de circa 40 ani, are un principiu de funcționare diferit, posibilitatea existenței unor cantități mai mari de vapori de apă fiind dată de: eliminări substanțiale de vapori în condițiile de funcționare specifice Cazanului nr. 6, pierderi mai mari la căderi accidentale când aburul se elimină în cantități sensibile la tavan, distanța cazan – acoperiș de 2 m este mai mică decât la Cazanul nr. 1 la care această distanță este de circa 3 m .
Pentru exploatarea în continuare a clădirii se recomandă următoarele:
 - înlocuirea chesoanelor de acoperiș de la Cazanul nr.6 la care se constată început de coroziune a armăturilor (inclusiv chesonul cu betonul necorespunzător);
 - remedierea degradărilor locale ale grinzilor transversale de beton armat, de la Cazanul nr. 6 care se apreciază că mai au o durabilitate suficientă datorită stratului de acoperire mai mare și care face ca atât carbonatarea cât și procesul de coroziune propriu zisă să fie mai lent decât în cazul chesoanelor;
 - identificarea și remedierea tuturor degradărilor existente la elementele de rezistență ale clădirii CET Reșița;
 - eliminarea pentru protecția structurii de rezistență a degradărilor în interiorul clădirii de vapori de apă rezultați din funcționarea normală sau din avarie.

Rezultatele determinărilor distructive

Tabel 4.3

Elementul		Sclerometru, $c_t=0.933$			Ultrasunete $c_t=1.20$					Combi- nată $c_t=1,10$	R_{min}/R_b
		η	R_c daN/c m^2	R_c^{med} daN/c m^2	t μS	l cm	v m/s	R_c daN/ cm^2	R_c^{med} daN/c m^2		
Cazanul nr.1	Placă cheson	37,05*	293		-	-	-	-	-	-	>1
	Nervură transversală	43,5	425	377	12,1	5,52	4562	392			>1
		39,0	329		10,6	5,11	4820	510	510	492	
					10,5	5,25	5000	628			
Nervură longitudinală	31,5	205		-	-	-	-	-	-	>1	
Cazanul nr.6	Placă cheson	30,45*	196		-	-	-	-	-	-	>1
	Nervură transversală	36,4	285	252	12,5	6,45	5160	628			>1
		32,4	219		13,2	6,9	5227	628	512	396	
					14,9	6,25	4197	281			
	Nervură longitudinală	22,5	97		-	-	-	-	-	-	0,57<0, 67
Grindă transversală	45,88 42,	476 401	438,5	52 54,1	21,5 21,5	4135 3974	266 219	242,5	367	>1	

* valorile corectate pentru poziția verticală $\alpha = +90^\circ$

Tabel 4.4.

Rezultatele determinărilor privind carbonatarea betonului.

Elementul		Adâncimea (mm)	fenolftaleină		Universal		Universal Merck (M ₁ sau M ₂)		Stare beton
			culoare	pH	culoare	pH	culoare	pH	
Cazanul nr1	Placă cheson	0-5	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-violet	10	carbonatat
		5-10	slab roz	> 8,2	roșu-violet	10	roșu-violet	10,5	slab carbonatat
		10-20	slab roz	> 8,2	violet	11	violet	11	- / -
		20-23	slab roz	> 8,2	violet	11	violet	11	- / -
	Nervură transversală cheson	0-10	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-cărămiz.	9,5	carbonatat
		0-10	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-cărămiz.	9,5	- / -
		10-15	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-cărămiz.	9,5	- / -
		10-20	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-violet	10	- / -
Cazanul nr6	Nervură transversală cheson	0-10	incolor	< 8,2	galben-verde	7,5	verde	7,5	- / -
		10-20	incolor	< 8,2	galben-verde	7,5	verde	7,5	- / -
		0-10	incolor	< 8,2	roșu	9,5	verde-albastru	9,0	- / -
	Nervură transversală	0-10	incolor	< 8,2	galben-verde	7,5	verde	7,5	- / -
		10-20	incolor	< 8,2	roșu-violet	10	roșu-violet	10	- / -
		20-25	slab roz	> 8,2	roșu-violet	10	roșu-cărămiz.	10	slab carbontat

Merck M₁ - roșu, Merck M₂ - roșu,

Se recomandă, de asemenea verificări periodice ale elementelor structurii de rezistență și efectuarea unei expertize tehnice după circa 8-10 ani.

Tabelul 4.5.
Adâncimea de carbonatare în mm

ELEMENTUL		TEORETIC	EXPERIMENTAL
Cazanul nr.1	Placă cheson	33,65	>20
	Nervură transversală cheson	20,04	>20
Cazanul nr.6	Nervură transversală cheson	28,74	>20
	Grindă transversală	31,0	20-25

4.2.3 Centrala CET Timișoara [48]

a) Descrierea construcției (a planșeului investigat)

Clădirea "sala cazane 6,7,8" de la CET Timișoara, centrala este o construcție de tip hala industrială, având ca sistem structural - zidărie portantă verticală și planșee cu alcătuiți diverse. Datorită procesului tehnologic, inițial a fost prevăzută cu un subsol tehnic variind pe lungimea halei de la 4 m (lângă cazanul 7) la 0,8 m (boilere).

Perioada de execuție a clădirii, respectiv a plăcii luate în studiu, a fost înainte de anul 1940, aproximativ în anul 1907.

Suprafața totală a construcției este de 642 m² având înălțimea de 11 m.

Planșeul investigat este parte componentă a clădirii "sala cazane 6,7 ,8" făcând legătura dintre subsol și parter. Planșeul are o grosime de aproximativ 20 cm (ea variind în secțiune verticală și orizontală în funcție de defectele apărute pe parcursul anilor și de schimbarea destinației inițiale) suprafața acesteia fiind de 575 m². Acoperișul este realizat din elemente prefabricate de tip fagure (concav).

În secțiune orizontală planșeul are dimensiunile de 18,20 x 31,60 m.

Destinația planșeului este de a asigura în bune condiții realizarea fluxului tehnologic necesar pentru desfășurarea activității la cazanele 6,7 și 8.

Datorită încărcărilor mari ale cazanelor 6,7 și 8, a celor două boilere și de asemenea a ventilatoarelor, s-au prevăzut fundații proprii pentru preluarea încărcărilor utilajelor.

Sistemul de rezemare al planșeului este asigurat atât prin ziduri cât și prin stâlpi, astfel:

- la fâșia F1 (2,5 m - 31,60 m) structura orizontală de rezistență constă din: grinzi longitudinale din profile metalice 114, grinzi transversale 111 care reazemă la un capăt pe zidul lateral iar la celalalt pe grinzile longitudinale; bolțisoare de zidărie care reazemă pe grinzile transversale profilele 111;

- la fâșia F2 sub forma de L în jurul Cazanului 7 există ziduri de cărămidă pe care reazemă transversal profilele I12 iar închiderea orizontală este realizată

dintr-o placă de beton armat pe două direcții;

În zona centrală a halei există, în sens transversal al acesteia, un canal cu lățimea de 1 m a cărei structură de rezistență constă din: ziduri din cărămidă; bolțișoare de cărămidă ce reazemă pe zidurile canalului. Un canal asemănător ca și cel precedent este dispus în lungul clădirii pe partea halei TGI.

Datorită unor pereți transversali și umplerii spațiilor dintre aceștia (realizată cu zgură) nu s-a putut inspecta tot sistemul de rezemare al planșeului.

De menționat faptul ca planșeul peste subsol este realizat dintr-un sistem de bolți peste care s-a turnat o șapă de egalizare de aproximativ 5 cm și cu strat de uzură de 1 cm grosime. Datorită denivelării inițiale a planșeului, realizat din sistemul de bolți, grosimea stratului de egalizare variază în secțiune.

b) Descrierea defectelor

Din observațiile vizuale făcute de colectivul INCERC cât și din unele determinări experimentale s-au constatat următoarele defecte importante ale structurii investigate :

- distrugere locală a bolțișoarelor de cărămidă în zonele A1 și A2 (planșa nr.3) pe o suprafață de aproximativ 2 m² care au fost umplute cu zgură peste care s-a turnat beton;
- distrugerea locală a bolțișoarelor de cărămidă în zona A3 pe o suprafață de circa 1 m², zona la care distrugerea fiind recentă nu a fost reparată;
- profilele metalice I, elemente de rezistență pentru bolțișoare și plăcile de beton și grinzile sunt puternic corodate pe circa 1-3 mm (fig.4.1 și fig.4.2);
- fisuri în stratul de uzură ;
- fisuri la stâlpul din zidărie de cărămidă S3;
- denivelările la placă pot fi atribuite deformațiilor bolțișoarelor de zidărie;
- inexistența unor canale de evacuare a apei provenită accidental din procesul tehnologic;
- străpungeri de placă datorită procesului tehnologic



Fig. 4.1



Fig. 4.2

c) Rezultatele investigațiilor efectuate

În conformitate cu tema program, investigarea plăcii s-a făcut în concordanță cu prevederile din "Ghid pentru inspectare și diagnosticare

privind durabilitatea construcțiilor din beton armat și beton precomprimat", indicativ C244-93. cu scopul de a se constata starea actuală a plăcii de la Sala cazane nr. 6,7 și 8. S-a efectuat o inspectare extinsă a plăcii prin:

- examinare vizuală;
- efectuarea de fotografii;
- încercări nedistructive (sclerometru și betonoscop);
- extrageri de carote.

Pentru aprecierea calității și rezistenței betonului din placă, s-au făcut încercări nedistructive prin metoda sclerometrului cu recul și prin metoda ultrasonică de impuls. S-a utilizat pentru aceste încercări cu sclerometru Schmidt tip N și un betonoscop tip" TICO "produs de firma PROCEQ S.A. Elvetia.

Încercările nedistructive s-au efectuat în zonele de acces, în condiții de siguranță. Prelucrarea datelor obținute, s-a făcut prin metoda combinată conform normativului C26-85.

Valorile înregistrate la încercări și rezultatele obținute prin prelucrarea lor sunt prezentate în tabelul 4.6.

Tabel 4.6

Nr crt.	Proba	Dist. (cm)	Timp (μS)	Viteza		Indice recul		Indice de recul	Vite- ză	Metoda combinată		
				Ind.	Med.	Ind.	Med.	$C_t=0.81$ R_c daN/cm ²	$C_t=0.81$ R_c daN/cm ²	R_c^{est}	Q	R_c^{est}
1	I	15	59	2542	2396	22,24,26	23.5	93.1	77.4	59	1.06	62.5
		45	200	2250		25,23,21						
2	II	15	56	2678	2371	22,20,21	21.6	76	77.4	53		56.2
		45	218	2064		24,21,22						
3	III	15	44,8	3348	3368	28,30,27	29.3	154	121	110		116.6
		45	132,8	3388		32,21,30						
4	IV	26	119	2184	2504	23,25	23,3	90	77,4	59		62.5
		50	177	2824		21,24,25						

Datele prezentate în tabelul 4.6. arată că rezistența betonului cercetat este cu totul insuficientă pentru un element de beton armat, component al unei structuri de rezistență.

Datorită faptului că nu s-a avut acces la subsol pe toată suprafața (respectiv pe toată lățimea de 18,20 m), s-au făcut trei extrageri de carote în diferite zone ale plăcii pentru a vedea din ce materiale este executată placa și pentru a face încercări la presa pentru determinarea rezistenței betonului pe aceste carote. La execuția acestor trei carote s-a constatat că:

- prima extragere a avut loc în zona dintre cele două boilere și s-a extras o carotă din beton $h = 20$ cm iar dedesubtul plăcii se afla material de umplură (zgură, balast). La extragerea carotei, datorită betonului slab aceasta s-a rupt în două ;
- extragerea celei de-a doua carote s-a realizat în zona din apropierea locului unde s-a produs o distrugere locală, carota din materialul de planșeu este alcătuită din beton cu $h_b = 6$ cm și cărămidă cu $h = 6$ cm. Dedesubtul plăcii se afla tot un material de umplură. La extragerea probei din caroteză epruveta s-a desfăcut în bucăți; extragerea celei de a treia carote a avut loc în

zona Cazanului 7, carota extrasă fiind din cărămidă de șamotă. Dedesubtul carotei se afla un canal de evacuate a gazelor arse de la Cazanele 7 și 8.

Datorită stării necorespunzătoare a epruvetelor obținute prin carotare, acestea nu au mai fost încercate pentru determinarea rezistențelor.

d) Concluzii și propuneri

Din analiza rezultatelor obținute prin investigațiile efectuate, s-au formulat următoarele concluzii și propuneri:

- planșeul analizat se caracterizează prin aceea că structura de rezistență a fost realizată în diverse perioade de timp, rezultând soluții combinate din punct de vedere al realizării lor;
- perioada de exploatare apreciată la circa 85 de ani și-a pus puternic amprenta asupra caracteristicilor de rezistență și durabilitate ale elementelor componente ale planșeului; astfel se constată atât o puternică coroziune a profilelor metalice care nu au fost protejate de-a lungul anilor, cât și o sensibilă degradare a bolților de cărămidă; de asemenea armătura de rezistență din plăcile de beton armat ale planșeului prezintă însemnate zone de dislocare a stratului de acoperire și de coroziune a oțelului;
- datorită imposibilității accesului, la data expertizării planșeului nu au fost făcute investigații complete asupra zidurilor și stâlpilor de zidărie și ale fundațiilor acestora; de asemenea nu au putut fi stabilite toate dimensiunile elementelor verticale și orizontale cât și posibilitatea existenței unor ziduri suplimentare sub placa planșeului cercetat;
- materialele existente în planșeu (beton, mortar, cărămidă) sunt de o calitate inferioară, constatare făcută atât prin măsurători nedistructive, cât și prin observarea și cercetarea carotelor extrase;
- observațiile vizuale au scos în evidență atât prezența unor fisuri (placă și stâlpi) cât și denivelări sensibile ale plăcii;

În baza concluziilor de mai sus se propun următoarele :

- în situația în care acest planșeu nu își schimbă destinația el poate fi exploatat în continuare cu condiția nesolicitării sale cu încărcări utile suplimentare și cea privind întreținerea elementelor de rezistență (curățirea și vopsirea grinzilor metalice, repararea plăcilor de beton armat cu armătură corodată, refacerea bolțișoarelor de cărămidă);
- în situația utilizării acestui planșeu cu acțiuni variabile provenind prin depozitarea unor materiale și utilaje este absolut necesară reabilitarea acestui planșeu; colectivul de expertiză concepe reabilitarea prin înlăturarea planșeului existent (bolțișoare de cărămidă, plăcile de beton armat, grinzile metalice), cercetarea atât a zidurilor și stâlpilor de cărămidă cât și a fundațiilor acestora, proiectarea și realizarea unui planșeu nou din beton armat.

4.2.4 Castelul de apă – S.C. "UNIO" S.A. SATU MARE [49]

a) INTRODUCERE

Motivul efectuării expertizei îl constituie constatarea degradării unor elemente ale castelului de apă de 500 m³, din beton armat.

La întocmirea raportului de expertiză au avut în vedere prevederile Normativului P100-92 pct. 11.1.10 cu privire la conținut.

Clasa de importanță a construcției, conform tabelului 5.1. din Normativul P100 este II, iar grupa de construcții este D3. Zona seismică de calcul este E. Conform tabelului 11.1 expertiza construcției avariate este condiționată de avarii ale sistemului structural provocate de coroziune, iar conform punctului 11.1.5 expertiza construcțiilor existente are ca scop:

- evaluarea nivelului de protecție la încărcări gravitaționale, la acțiuni seismice și la alte acțiuni semnificative;
- fundamentarea și propunerea soluției de consolidare.

În baza contractului s-a stabilit expertizarea rezervorului de apă și al acoperișului, ceea ce face obiectul prezentului referat. Colectivul de autori a mai verificat, în mod facultativ și alte elemente de rezistență ale castelului.

b) Descrierea degradărilor și a factorilor de degradare

Din observațiile vizuale efectuate asupra structurii de rezistență a castelului de apă de 500 m³ de la „S.C.UNIO S.A. –SATU MARE” s-au constatat următoarele:

- fisuri între inelul de bază și tencuiala de protecție a termoizolației care au deschideri variabile de 2-10 cm fiind existente pe aproape întregul perimetru al rezervorului;
- fisuri neregulate, de deschideri mai mici, dispuse pe întreaga suprafață exterioară;
- pete neregulate de umezeală, existente cu preponderență la partea inferioară a peretelui și pe aproape toată cricumferința rezervorului.

Prezența fisurilor a fost cauzată în timp, atât de acțiunea variațiilor de temperatură cât și de contracțiile inițiale de uscare; este posibil ca anumite fisuri în tencuială să fi apărut și datorită deformațiilor diferențiale sub efort ale diferitelor elemente de rezistență (inelul de bază, peretele rezervorului, cupola). Pe de altă parte nu este exclusă nici posibilitatea cedării în timp, datorită coroziunii la rețelei de vergele de oțel care susțin termoizolația.

Hidroizolația acoperișului are primul strat parțial degradat, dar în general este corespunzătoare și nu permite infiltrații în cupola rezervorului.

Observațiile din interiorul rezervorului, golit în acest scop, au permis să se constate următoarele:

- pe întreaga suprafață interioară a cupolei tronconice se constată o corodare puternică a unei mari părți a armăturii dispuse după meridian; pe anumite porțiuni corodarea a atins peste 50% din aria secțiunii transversale a armăturilor;
- fundul și peretele rezervorului, în contact permanent cu apa, nu prezintă semne de degradare; suprafața acestor elemente este netedă, compactă cu aspect "sticlos".

c) Incercări nedistructive

Punerea în evidență a caracteristicilor mecanice (rezistențele) ale betonului din elementele structurale importante s-a făcut prin determinări nedistructive – metoda ultrasonică de impuls și metoda sclerometrului. Amplasarea zonelor și punctelor de încercare și detalii privind rezultatele determinărilor sunt prezentate în tabelul 4.7. Din datele prezentate se constată că atât în placa de acoperiș cât și în turnul castelului clasa de beton este superioară celei prevăzute prin proiect: B350 (Bc 30) pentru placa de acoperiș față de B 300 prevăzut în proiect și B300 (Bc25) față de B250 (Bc20) pentru turn.

Tabelul 4.7.
Rezultatele încercărilor nedistructive

Zona	Valorile rezistențelor în N/mm ² , determinate cu		
	ultrasunete	sclerometru	Val. medii
I	36,3	36,4	36,35
II	34,8	35,5	35,15
III	34,6	30,1	32,35
IV	39,0	-	39,0
V	36,2	-	36,2
VI	35,0	-	35,0
Val.medie	36,0	34,0	35,67
A	-	32,8	-
B	-	31,9	-
C	-	36,4	-
D	-	31,9	-
Val.medie	-	33,3	-

e) Derminările experimentale privind stadiul de carbonatare a betonului

Acestea au fost efectuate în scopul testării adâncimii de pătrundere în elementele cercetate a bioxidului de carbon. Bioxidul de carbon este prezent în mediul înconjurător (0,03%); în acest scop au fost efectuate sfredeliri, pe diferite adâncimi, cu ajutorul unui burghiu electric diametrul de 10 mm, în două zone (I și VI) ale plăcii tronconice de acoperiș. Betonul rezultat prin sfredelire a fost colectat de pe fiecare 10 mm și păstrat în cutiuțe etanșe până la efectuarea testului. Testul folosit are la bază următorii indicatori: fenolftaleină, Universal A, Universal B. Rezultatele testelor efectuate sunt prezentate în tabelul 4.8., constatându-se că betonul este carbonatat pe o adâncime de 10-20 mm.

Rezultatele testelor privind stadiul carbonatării betonului la "Castelul de apă"

Tabelul 4.8.

Elementul	Adâncimea	Testul cu						Observații
		fenolftaleină		Universal A		Universal B		
		culoarea	PH-ul	culoarea	PH-ul	culoarea	PH-ul	
Zona I	0-10	roz	>8,2	Violet albastru	9-12	Violet albastru	9-10	Beton slab carbonatat
	10-20	roz	>8,2	Violet închis	10	Violet	10	Beton necarbonatat
	20-30	Roz- □nchis	>8,2	Violet închis	10	Violet	10	- / -
Zona V	0-10	incolor	<8,2	Verde galben	7,0	Galben verzui	7,0	Beton carbonatat
	10-20	incolor	<8,2	Verde galben	7,0-7,5	Galben verzui	7,0-7,5	- / -
	20-30	incolor roz	<8,2	Verde	8,0	Verde	8,0	Beton slab carbonatat

4.2.5. Shell gas România – stația de îmbuteliere butan Timișoara [50]

S-a făcut expertizarea corpului rezervorului, picioarele de sprijin, vasului de purjare apă și infrastructura de beton armat (contract 3505) .

S-a făcut numerotarea stâlpilor conform fig.4. 3. In continuare s-a executat:

- trasarea punctelor de încercare a betonului torcretat (conf. ANEXEI Nr.1), cu ajutorul unei nivele cu bula de aer gradată;
- curățirea suprafețelor de încercare cu ajutorul unor pietre de polizor, în punctele trasate pe o suprafața circulară cu diametru de 5 - 6 cm;
- trasarea din nou a punctelor de încercare (sect. A-A fig. 4.5) și efectuarea măsurătorilor lungimilor de încercare cu ajutorul unui șubler special, cu deschiderea de 110 cm și precizia de ± 1 mm.

După efecuaarea acestor lucrări pregătitoare s-a trecut la efectuarea măsurătorilor nedistructive propriu-zise. Ca aparatură de control s-a folosit betonoscop pentru încercarea nedistructivă a betonului cu ultrasunete N. 2704 și sclerometru cu banda de înregistrare a indicelui de recul, nr.8.

Rezistențele betonului la compresiune obținute în zona torcretată a betonului în uma efectuării și interpretării rezultatelor, duc la următoarele concluzii:

- betonul aplicat ulterior prin torcretare este omogen;
- rezistențele betonului la compresiune obținute în urma efectuării încercărilor corespund mărcii prescrise B 400 (Clasei Bc.30); betonul torcretat prezintă siguranță în exploatare.

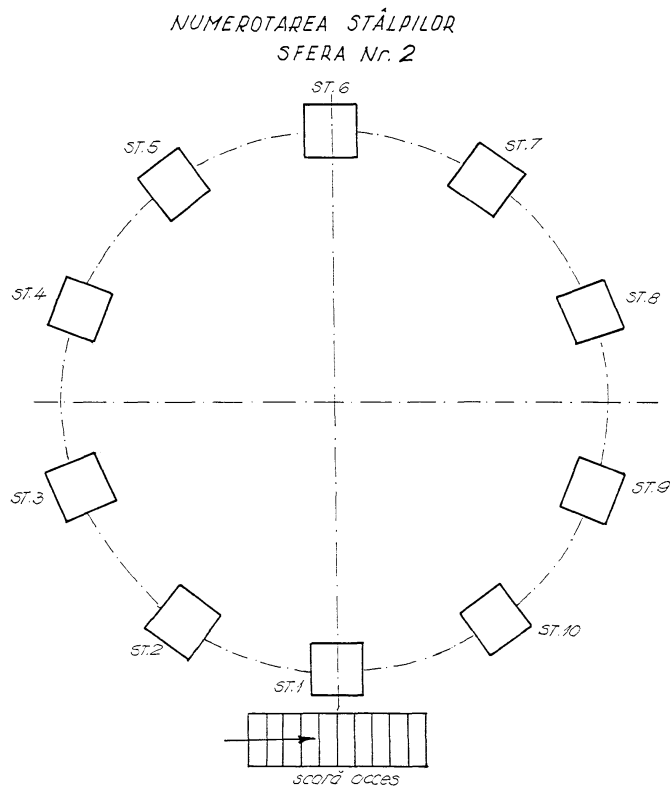


Fig .4. 3 Dispunerea stâlpilor în plan

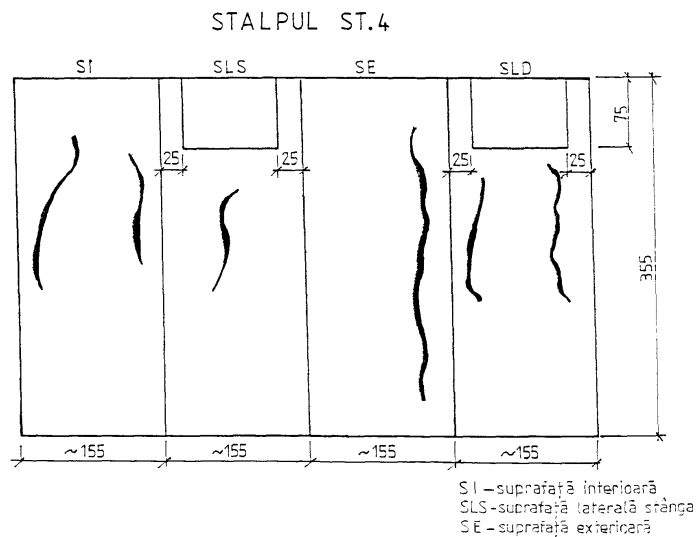


Fig .4.4 Elevația stâlpului desfășurată

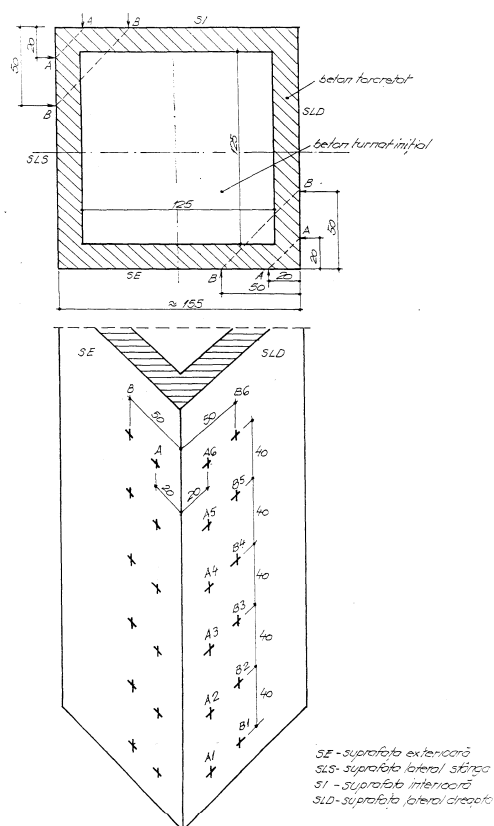


Fig .4.5 Amplasarea punctelor de încercare pe stâlp

In tabelul 4.9 de mai jos sunt prezentate determinări cu ajutorul ultrasunetelor la stâlpul 4.

Tabel 4.9

Stâlpul și Secț.	Pct.	Lung. ζ (cm)	Citiri N (μS)	Viteza V= ζ/N	Coef. de influență (C _t)	Rezistența edie la compres. (daN/cm ²)	Observ.
Sect. B-B ext.	B1	70.0	161	4390	1.56	432	Betonul prezintă siguranță în exploatare
	B2	68.8	159	4330		405	
	B3	67.8	155	4370		423	
	B4	68.2	157	4340		409	
	B5	68.0	156	4360		418	
Sect. B-B int.	B1	71.8	164	4380	427		
	B2	71.6	163	4390	432		
	B3	71.2	163	4370	423		
	B4	71.2	162	4395	434		
	B5	71.6	164	4365	421		

În fig.4. 4 sunt arătate zonele de decalcifiere pe suprafețele desfășurate ale stâlpilor.

Ca soluție se propune curățirea acestor zone de decalcifiere a betonului de pe stâlpi prin procedee mecanice, precum și urmărirea în timp a suprafeței stâlpilor din aceste zone.

Stabilirea stării de carbonatare a betonului s-a făcut cu fenoftaleină, Universal 1 și 2. S-a ales stâlpul nr. ST 4 (dintre cei 10 stâlpi ce alcătuiesc structura de rezistență) a primului rezervor sferic de 1000 m³).

Calculul teoretic al adâncimii de carbonatare (C. Bob)

$$\text{Stâlp ST4 : } \bar{x} = \frac{150 \cdot 1.2 \cdot 0.5 \cdot 1}{51.8} \sqrt{18} = 7.37 \text{ mm}$$

$$\text{Grinda 10 : } \bar{x} = \frac{150 \cdot 1.2 \cdot 0.5 \cdot 1}{42.2} \sqrt{20} = 9.53 \text{ mm}$$

a) Concluzii

Teoretic carbonatarea s-a produs pe o adâncime de 3.7 mm la stâlpi și de 9.53 mm la grinda inelară. Experimental nu s-a constatat carbonatare pe zona cu adâncimea de 0-10 mm întrucât atât stâlpii cât și grinda inelară au fost protejați în timp, prin vopsire ceea ce a reprezentat o bună protecție împotriva carbonatării.

Armăturile având un strat de acoperire de circa 29 mm pentru stâlpi consolidați și 20 mm pentru grinda inelară, au suprafețe pasive la acțiunea procesului de coroziune electrochimică.

Tabel 4.10

Nr crt.	Denumirea	Adâncimea	Valori pH		
			fenoftaleină	Universal 1	Universal 2
1	Stâlp nr. ST4	0-10		10	10,5
2		10-20		10	10,75
3		20-30		10,5	11
4	Stâlp fisura nr ST4	0-10		9	9
5		10-20		10	10,5
6		20-30		10,5	10,5
7		30-40		>>9	11
8	Grinda 10-1	0-10	>9	10	10,5
9		10-20	11	11	
10		20-30	11	11	
		30-40	11,5	11,5	

La analiza celui de-al doilea rezervor s-au recoltat trei probe din stâlpi ST1 și ST2 și din grinda inelară din zonele cuprinse între stâlpi ST1 –ST2. Pentru pregătirea probelor în vederea testării s-au efectuat următoarele operații:

- majorarea probei foarte fin ;
- umezirea cu apă distilată (până la obținerea apei în exces) și omogenizarea amestecului;

- aplicarea hârtiei indicator (trei tipuri de hârtie) și citirea pH-ului pe partea opusă a hârtiei, după un timp de aproximativ 2-3 min.

Tabel 4.11

Nr crt.	Denumirea	Adâncimea	Valori pH
1	Stâlp nr. ST1	0-10	12-12,5
2		10-20	12-12,5
3		20-30	12
4		30-40	12-12,5
5		40-50	12-12,5
6	Stâlp nr. ST2	0-10	12,5
7		10-20	12-12,5
8		20-30	12-12,5
9		30-40	12-12,5
10		40-50	12-12,5
11	G 1-2	0-10	10-10,5
12		10-20	11,5
13		20-30	12-12,5
14		30-40	12
15		40-50	11-11,5

$$\text{Stâlp ST1 : } \bar{x} = \frac{150 \cdot 1.2 \cdot 0.5 \cdot 1}{49,76} \sqrt{24} = 8,9 \text{ mm}$$

$$\text{Stâlp ST2 : } \bar{x} = \frac{150 \cdot 1.2 \cdot 0.5 \cdot 1}{51,26} \sqrt{24} = 8,6 \text{ mm}$$

$$\text{Grinda inelară ST1 -ST2 : } \bar{x} = \frac{150 \cdot 1.2 \cdot 0.5 \cdot 1}{33,1} \sqrt{24} = 13,3 \text{ mm}$$

Teoretic carbonatarea s-a produs pe o adâncime de 8,9 mm la stâlpi și de 13,3 mm la grinda inelară. Experimental s-a constatat carbonatare la grinda inelară, între ST1 și ST2, pe adâncimea de 0-20 mm.

Față de situația existentă cu patru ani în urmă s-a constatat o creștere a procesului de carbonatare de la 11,35 mm la 13,3 mm în urma calculelor teoretice, respectiv pe cale experimentală s-a ajuns la valoarea de 20 mm.

Având în vedere faptul că frontul de carbonatare a depășit nivelul inferior și lateral al armăturilor, procesul de coroziune a început, lucru constatat și din observațiile vizuale.

4.2.6 Sala de fierbere a fabricii de bere "Timișoreana" [51]

a) Introducere

Această structură este realizată din beton armat turnat monolit .

Structura orizontală de rezistență a acestei hale - figura 4.6 - este un planșeu din beton armat monolit cu două deschideri de 7,50m (A - B - C) și patru travee, trei de 7,50m (1 - 2 - 3 - 4) și una de 5,50m (4 - 5). Planșeul este format din placă, grinzi secundare (pe direcția longitudinală) și grinzi principale (pe direcția transversală).

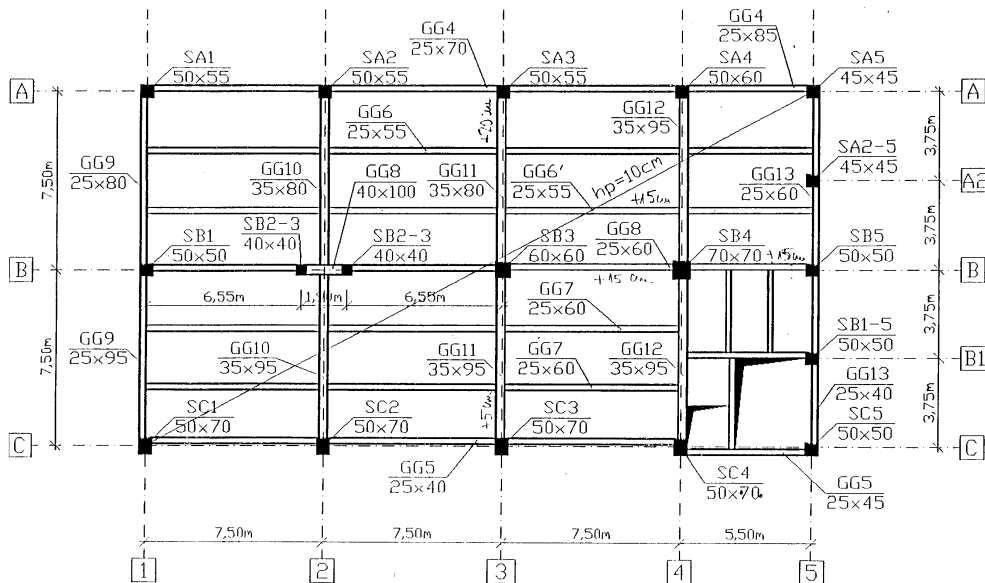


Fig. 4.6. Planșeu cola +10,80m - plan cofraj.

Structura verticală de rezistență este realizată în soluția cadre de beton armat monolit dispuse pe direcție transversală și longitudinală.

Hala de fierbere prezintă cinci nivele, P+ 4 E, pe care s-au dispus cazane (cota +4,40m și +6,50m), rezervoare cu apă (cota +14,60m), alte utilaje. La cota +6,50m este prevăzut un planșeu parțial (deschidere A - B, traveele 1 - 2 - 3). De asemenea la cota +2,95m există un alt planșeu parțial (deschiderile A - A1 - A3, traveele 1 - 2 - 3). În plus există o structură de susținere a cazanelor de filtrare de la cota +6,50 m, structura realizată din grinzi metalice orizontale (cota +5,25m) rezemate pe stâlpi de beton ce descarcă direct în fundații.

Hala de fierbere are prevăzut un turn parțial, având o deschidere (axele B - C) și două travee (axele 3 - 4 - 5), realizat din considerente tehnologice cu opt nivele, P+ 4 E, turn prevăzut cu casa scârilor, lift și utilaje specifice.

Toată această alcătuire a fost realizată conform procesului tehnologic de producție aferent halei de fierbere.

b) Descrierea degradărilor

Observațiile vizuale, efectuate în mai multe etape de către colectivul de expertizare, au scos în evidență degradări locale evidente și deosebit de periculoase pentru elementele cercetate dar și pentru întreaga structură a halei de fierbere.

Cele trei tipuri de elemente degradate se caracterizează prin următoarele defecte apărute în timpul exploatării halei:

1.) Grinzile secundare deteriorate sunt nervura G6 și grinda longitudinală QG8 de la cota +10,80m.

Nervura GG6' este elementul cel mai afectat al structurii. Din fig.4.7 și fig.4.8 se constată: exfolierea completă a betonului de pe porțiunea centrală, corodarea completă a etrierilor la partea inferioară (5 perechi de etrieri) și corodarea sensibilă a celor cinci armături longitudinale de rezistență dintre care două sunt deja rupte. Această nervură are complet afectată capacitatea portantă în zona centrală și deci nu se mai poate conta pe capacitatea ei de rezistență.

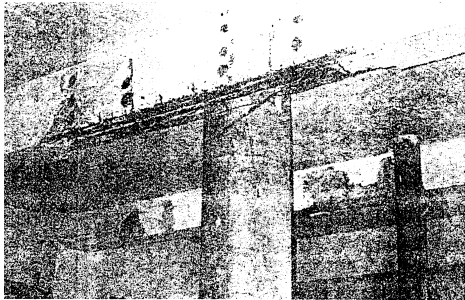


Fig. 4.7

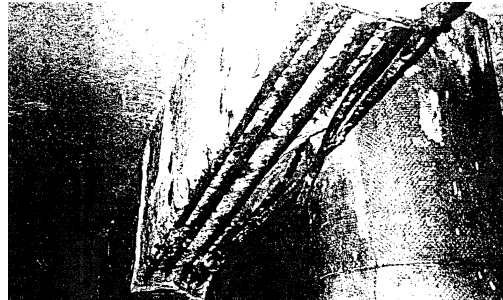


Fig. 4.8

Grinda longitudinală GG8 este, de asemenea, foarte afectată. Se observă:

- exfolierea completă a betonului de pe porțiunea centrală ;
- corodarea completă a trei perechi de etrieri ;
- corodarea sensibilă a armăturilor longitudinale de rezistență.

Capacitatea portantă a grinzii este, de asemenea, puternic afectată și prin aceea ca se constată fisuri orizontale pe fețele laterale deasupra armăturilor corodate.

2.) Grinda principală GG11 de la cota +10,80m este puternic afectată prin:

- exfolierea betonului în apropierea reazemului ;
- coroziunea puternică a etrierilor și armăturilor longitudinale în aceeași zonă ;
- apariția unor fisuri înclinate în apropierea legăturilor cu stâlpul ;
- beton degradat în aceeași zonă.

Având în vedere rolul acestei grinzi în structură cât și apariția degradărilor în zona periculoasă a zonei plastice potențiate se apreciază ca rezerva de rezistență a acestei grinzi este sub orice limită admisă.

3.) Stâlpul SB3 între cotele +6,50m și +10,80m, are un început de degradare cu consecințe periculoase în zona de susținere a grinzilor, deci în secțiunea cu solicitări maxime (momente încovoietoare). Degradările sunt observate prin:

- fisuri paralele cu armăturile verticale de rezistență ;
- exfolierea betonului ;
- corodarea unor armături verticale, mai vizibil în unul dintre colțurile stâlpului.

Cauzele care au condus la apariția acestor defecte locale ale unor elemente de rezistență sunt datorate acțiunii ionilor de clor care au rezultat din

soluțiile de sare ce au existat, o anumită perioadă, pe planșeul respectiv (cota +10,80m).

c) Determinări experimentale

Determinări nedistructive privind rezistența betonului.

Pentru aceste determinări s-au folosit metoda sclerometrului cu recul, metoda ultrasonic de impuls și combinația acestora.

1) Metoda sclerometrului cu recul

Prin metoda sclerometrului cu recul au fost făcute măsurători pe principalele elemente de rezistență ale structurii din zona degradată. Valorile experimentale înregistrate sunt prelucrate și trecute în tabelul 4.12. și tabelul 4.13.

La prelucrarea acestor date sau utilizat coeficienții dați în Normativul pentru încercarea betonului prin metode nedistructive-Indicativ C26/85.

2) Metoda ultrasonică de impuls

La folosirea acestor metode au fost respectate, de asemenea, prevederile Normativului C26/85. Măsurătorile au fost făcute în aceleași puncte și secțiuni ca și la Metoda sclerometrului cu recul.

Înainte de fiecare determinare a fost verificată corecta utilizare a aparatului prin măsurători pe bara metalică etalon. Valorile experimentale înregistrate sunt prelucrate și trecute în tabelul 4. 12. și tabelul 4.13.

3) Metoda combinată

Cu valorile obținute pentru indicele de recul și viteza ultrasunetelor, s-a stabilit rezistența betonului în diverse secțiuni ale elementelor cercetate prin utilizarea tabelelor și coeficienților date în normativul C26/85.

Rezultatele calculelor efectuate sunt prezentate în tabelul 4.12. și tabelul 4.13.

Această metodă a fost luată ca bază pentru stabilirea concluziilor privind calitatea betonului folosit în elementele de rezistență cercetate ale structurii.

Calculul coeficienților folosiți s-a făcut cu ajutorul Normativului C26/85.

Biografia betonului:-beton:B170(Bc 15);ciment: II/A - S32,5R vârsta betonului $t_c = 30$ ani; dozajul de ciment: 314 kg/m^3 ; $d_{\max} = 31 \text{ mm}$; agregat silicios de râu; fracțiunea 0-1 mm: 19 %;

Grinzi transversale și stâlpi

Tabel 4.12

Element	Secț	Sclerometru C = 0.853		Ultrasunete C = 1.350		Combinată C = -1.056
		N	R _c [N/mm ²]	V [m/s]	R _c [N/mm ²]	R _c [N/mm ²]
GG11 Gr. transv. Desch. B-C	1-1	42.9	37.4	3804	20.2	29
	2-2	44	38.5	3523	14.7	22.7
	3-3	43.4	38.4	3750	19.1	26.4
	4-4	40.1	32.0	3840	21.1	25.3
	5-5	39.8	31.5	3661	15.6	20.6
	6-6	41.3	34.2	3482	14.2	18.2
	7-7	41.4	34.4	3495	14.5	18.8
GI25 Gr. transv. Desch. B-C	1-1	34.8	23.4			
	2-2	39.4	30.8			
	3-3	37.5	27.5			
GG11 Gr. transv. Desch. A-B	1-1	39	30.1			
	2-2	41.3	34.2			
	3-3	39.4	30.8	3302	11.7	16.1
	4-4	41.7	35.0	3750	19.4	25.3
	5-5	42	35.5	3615	16.2	22.5
	6-6	43.5	38.7	3564	15.6	22.1
	7-7			3357	15.3	
	8-8			3730	19.0	
GF12 Gr. transv. Desch. A-B	1-1	39.5	31.0			
	2-2	42.2	36.0	4117	28.9	34.4
Stâlp SC3 cota: +4.4 - +10.80	1-1	41	33.7	3713	18.4	24
	2-2	43.9	40.0	4425	39	42.8
Stâlp SB3 cota: +4.4 - +10.8	1-1	39.7	31.3	4081	28.0	31.0
Stâlp SB3 cota: +0.0 - +4.4	1-1	36.5	26.0	3651	17.1	18.3
Stâlp SB3 cota: +0.0 - +4.4	2-2	32.5	20.0			

Grinzii longitudinale

Tabel 4.13

Element	Secț	Sclerometru C = 0.853		Ultrasunete C = 1.350		Combinată C = -1.056
		N	R _c [N/mm ²]	V [m/s]	R _c [N/mm ²]	R _c [N/mm ²]
GG6 Traveea 3-4	1-1	42.3	36.2	4021	26.0	31.6
	2-2	41.9	35.4	4063	27.2	32.7
	3-3	40.3	32.4			
	4-4	40.1	32.0			
GG6	1-1	42.8	37.2	3698	18.2	25.3
	2-2	45.6	40.5	3993	25.3	35.9
	3-3	42	35.5	4032	26.3	32.3
	4-4	42.8	37.2	4053	26.8	33.7
	5-5	39.3	30.6	3816	20.5	24.2
	6-6	39.6	31.2	3806	20.2	24.5
	7-7	43	37.8	3903	22.5	26.7
	8-8	43.2	38.2	3959	24.1	32.1
GG7	1-1	41	33.7	3749	19.1	24.4
	2-2	40.8	33.3	3731	18.8	24.2
	3-3	41.4	34.4	3947	23.9	29.8
	4-4	41.8	35.3	3886	22.2	27.7
GI 8 Traveea 3-4	1-1	38.6	29.4	3768	19.7	22.2
GI	3-3	32.6	20.1	3048	9.05	10.2
	4-4	38.4	29.01			
GF1 Traveea 3-4	1-1	40.2	32.2	3525	15.0	20.0

d) Concluzii

În baza studiilor, determinărilor experimentale și calculelor efectuate de către colectivul de elaborare se pot desprinde următoarele concluzii:

- degradările observate la grinzile GG6', GG8 și GG11 și stâlpul SB3 prin corodarea puternică a armăturii de rezistență se datorează penetrării ionilor de clor din soluțiile de sare care au existat, la un moment dat, pe planșeul respectiv. Măsurile de protejare a elementelor de planșeu, prin vopsire periodic, au făcut ca procesul de carbonatare să nu fie extins pe adâncimi prea mari în elementele de beton armat ;
- măsurătorile nedistructive, efectuate asupra mai multor elemente de rezistență din vecinătatea zonelor degradate (parter, etajul 1 și etajul 2) au arătat o împrăștiere relativ mare a rezultatelor, dar din analiza valorilor obținute se constată că betonul este acceptabil din punct de vedere al rezistențelor minime realizate.

4.2.7. Podul peste râul Bega pe PE DJ 682, KM 0 + 415 în Orașul Făget [51]

a) Introducere

Determinările privind podul peste râul Bega din orașul Făget, de pe DJ 682, Km 0+415 au fost efectuate de către colectiv în baza comenzii emisă de către S.C.AJPECC SRL TIMISOARA. Solicitarea privind determinările a fost făcută de către beneficiar întrucât podul menționat prezintă grave defecțiuni la structura de rezistență.

La data elaborării determinărilor de expertiză beneficiarul nu a dispus de documetația privind proiectul de execuție al podului. Singurul element cunoscut a fost anul de execuție al podului 1936-38.

Colectivul de elaborare a efectuat atât determinări în situ pe elementele de rezistență ale podului, cât și încercări de laborator pe anumite epruvete din beton extrase din lucrare.

b) Descrierea construcției și a degradărilor

Podul din orașul Făget, expertizat de colectivul de cercetare, are două deschideri de 26 m fiecare fiind alcătuit din următoarele elemente din beton armat :

- câte două grinzi principale cu zăbrele pentru fiecare deschidere, constituite din talpa inferioară dreapta, talpa superioară sub fomă de arc,
- șapte montanți și șase diagonale;
- grinzi transversale (antretoaze);
- placa (tablier) monolită.

Grinzile principale sunt simplu rezernate pe culee-pila, iar cele transversale sunt încastrate (parțial) în grinzile longitudinale.

Din observațiile vizuale făcute la fața locului au fost constatate următoarele degradări mai importante:

- la toți montanții (cu execuția celor marginali) s-a constatat un început de coroziune a armăturii în noduri și dislocarea stratului de beton de acoperire;
- același fenomen de început de coroziune a armăturilor cu dislocarea betonului de acoperire s-a constatat și la arcul (talpa superioară) de beton armat pe porțiunea dintre nodurile 7-9;
- măsurătorile efectuate asupra unor armături dezvelite au arătat că reducerea diametrului la barele corodate este foarte mare, astfel circa 4 mm la un diametru de 28 și circa 2 mm la armături cu 22 și 24 mm ;

Starea generală a tălpii inferioare și antretoazelor este corespunzătoare, fenomene de coroziune și dislocare a betonului din stratul de acoperire nefiind observate până la această data.

Metodele de investigare pentru evaluarea capacității de rezistență a elementelor componente ale podului au fost:

- deteminarea stării de carbonatare a betonului pe beton extras din lucrare;
- încercări nedistructive prin folosirea metodei sclerometrului cu recul;
- metoda ultrasonică de impuls și metoda combinată;
- încercări distructive pe epruvele de beton obținute din elementele podului.

c) Determinarea stării de carbonatare a betonului

În scopul aprecierii gradului de conservare a armăturilor din grinzile longitudinale s-au făcut determinări pentru stabilirea carbonatării betonului. Cu ajutorul unui burghiu au fost extrase probe de beton pe adâncimi care au crescut progresiv din 10 în 10 mm până la o adâncime totală de 40 mm; s-au extras probele de beton în vederea analizei chimice din talpa superioară la poziția 1.

Pentru această analiză s-au utilizat următoarele teste: fenolftaleină, Universal 1 și Universal 2. Pentru testele cu fenolftaleina, Universal 1 și Universal 2, analiza a fost efectuată pe praful de beton extras din grinzi, iar pentru analiza cu indicativ pH determinarea a fost pe suspensie apoasă a prafului de beton.

Rezultatele acestor determinări sunt prezentate în tabelul 4.14. Din aceste rezultate se constată următoarele: carbonatarea betonului s-a produs pe o adâncime de 40 mm.

Aceste valori, experimentale și teoretice, arată că frontul de carbonatare a depășit armăturile de rezistență, acestea fiind depasivate și deci "expuse" procesului de coroziune electrochimică. Aceasta a putut să se producă, vizibil până în prezent, în zonele cu strat de acoperire mai redus sau în cele unde calitatea betonului a fost mai slabă (vezi nodurile fermei). Se poate aprecia că elementele întinse-montanți și diagonale "lucrează", în continuare, ca elemente din bare metalice (armăturile) care nu mai sunt deloc protejate împotriva fenomenului de coroziune și în plus au pe anumite porțiuni o arie efectivă cu mult diminuată.

d) Determinări nedistructive privind rezistența betonului

1) Metoda sclerometrului cu recul.

Prin metoda sclerometrului cu recul au fost făcute măsurători pe principalele elemente de rezistență ale fermei. Valorile experimentale înregistrate sunt înscrise în tabelele 4.15.

La prelucrarea acestor date s-au utilizat coeficienții dați în Normativul pentru încercarea betonului prin metode nedistructive-Indicativ C26-85. În aprecierea acestor coeficienți, din lipsa de date privind biografia betonului, s-au utilizat atât observațiile vizuale efectuate pe pod și pe probele extrase cât și experiența în domeniu a colectivului. Pentru efectuarea calculelor, ale căror rezultate sunt prezentate în tabelul 4.15 au fost respectate următoarele prevederi din normativ:

- eliminarea valorilor extrase
- corectarea valorilor indicilor de recul în funcție de unghiul pe care sclerometrul l-a avut în timpul măsurătorii față de orizontală.

2) Determinări distructive pe epruvetele de beton.

Pentru aprecierea pe cale distructivă a calității betonului din elementele degradate au fost aduse la laborator mai multe bucăți dislocate ale stratului de acoperire. În cadrul laboratorului din aceste bucăți au fost obținute 5 epruvete având dimensiunile medii ale secțiunilor de rupere de $4 \times 4 = 16$ cm. Pentru a asigura planeitatea și paralelismul fețelor supuse încercării, cu 5 zile înainte de încercarea acestor epruvete s-a procedat la acoperirea lor cu mortar de ciment, în conformitate cu normele în vigoare. Încercarea epruvetelor s-a făcut cu o presă hidraulică de 40 tone.

Rezultatele determinărilor distructive sunt prezentate în tabelul 4.17 în care se constată o împrăștiere acceptabilă a rezultatelor având în vedere faptul că fiecare epruveta a fost obținută din diverse bucăți iar prelucrarea epruvetelor a întâmpinat anumite dificultăți pentru aducerea lor la forma cât mai paralelipipedică.

Comparând rezultatele distructive pe epruvete obținute din lucrare cu cele nedistructive se constată că cele mai apropiate sunt valorile obținute prin metoda sclerometrului cu cele rezultate prin metodele distructive.

Revenind la datele prezentate în tabelul 4.15 privind aprecierea claselor de beton se precizează că în urma determinărilor distructive, luând în considerare media cea mai probabilă de 32.76 N/mm², se apreciază că rezistența caracteristică a betonului din podul studiat se poate lua 25 N/mm² adică o clasă de beton Bc 25.

e) Concluzii

Principala concluzie desprinsă din studiul prezentat este aceea că procesul de coroziune a armăturilor din elementele de rezistență este în desfășurare efectivă, gradul de siguranță al acestor elemente fiind puternic diminuat. Această concluzie este valabilă, în special pentru elementele solicitate la întindere și cu semne de degradare-montanții.

Rezistențele la compresiune ale betonului, determinate prin metode nedistructive și distructive pe epruvete rezultate din elementele de rezistență ale podului arată o calitate foarte bună a betonului din zonele cercetate. Aprecierea clasei de beton și a rezistenței caracteristice pe baza rezistenței medii la compresiune conform metodei combinate sunt prezentate în tabelele 4.15 și 4.16.

Determinările distructive pe epruvete rezultate din betonul dislocat din elementele de rezistență ale podului arată valori mai apropiate de datele obținute prin aplicarea metodei sclerometrului. Ca o consecință a acestei concluzii s-a stabilit ca rezistența caracteristică a betonului la compresiune este de 25 N/mm², adică o clasă Bc 25.

În urma studiului prezentat, se recomandă consolidarea urgentă a elementelor de rezistență ale podului, în speță cele supuse la întindere și întindere cu încovoiere, folosirea în starea actuală a podului prezentând un real pericol. Consolidarea se va realiza pe baza unui proiect întocmit de un colectiv specializat.

Tabel 4.14.

Nr. Crt.	Poziția	Adâncimea	Testul cu					
			fenolftaleină		Universal 1		Universal 2	
			culoarea	PH-ul	culoarea	PH-ul	culoarea	PH-ul
1	1	0-10	roz	>9	Violet albastru	9.5	Violet	9
2	1	10-20	Slab roz	< 9	Verde albastru	9	Violet deschis	8.3
3	1	20-30	Slab roz	>9	Verde albastru	9	Violet deschis	8.3
4	1	30-40	Slab roz	< 9	Verde albastru	9	Violet deschis	8.3

Rezistența la compresiune a betonului din grinzile podului

Tabelul 4.15

Grinda	Element	Poziție	Metoda sclerometrului cu recul $C_t = 0.836$			Metoda ultrasonică de impuls			Metoda combinată $C_t = 1.015$		
			n_{med}	R_c (N/mm ²)		V(m/s)	R_c (N/mm ²)		$R_{c,ref}$ (N/mm ²)		R_b (N/mm ²)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I - stânga	Talpa superioară	1	38.75	29.18	29.52	5154.6	>66.57	>66.57	45	45.67	45.41
		4	39.2	29.86		5050.5	>66.57		44.5	45.16	
	Talpa inferioară	10	42.6	36.11	36.11	5102	>66.57	>66.57	49	49.73	49.73
	montanți	2	39.4	30.21	28.07	4838.7	56.36	>62.68	42.5	43.13	43.38
		5	39	29.51		5172.4	>66.57		45.5	46.18	
		7	38	27.83		4918	61.23		42	42.63	
		9	36	24.74		5000	>66.57		41	41.61	
	diagonale	3	39	30.56	27.20	4918	61.23	56.48	44	44.66	40.76
		6	37.8	27.52		4761.9	51.87		39	39.58	
		8	35.2	23.54		4838.7	56.36		37.5	38.06	
II - stânga	Talpa superioară	1	37.6	27.20	26.88	5050.5	>66.57	>66.57	43	43.64	43.89
		4	37.2	26.56		5102	>66.57		43.5	44.15	
	Talpa inferioară	10	43.9	38.98	38.98	4950.5	63.26	63.26	50	50.75	50.75
	montanți	2	37.8	27.52	28.08	4615.4	44.52	52.50	37	37.55	40.25
		5	36	24.74		4687.5	47.92		36.5	37.04	
		7	38.8	29.17		4838.7	56.36		41	41.61	
		9	39.8	30.91		4918	61.23		44	44.66	
	diagonale	3	37.4	26.88	28.98	4918	61.23	54.99	41	41.61	41.78
		6	38.8	29.17		4761.9	51.87		40.5	41.10	
		8	39.8	30.91		4761.9	51.87		42	42.63	

Rezistența la compresiune a betonului din grinzile podului

tabelul 4.16

Grinda	Element	Poziție	Metoda sclerometrului cu recul $C_t = 0.836$			Metoda ultrasonică de impuls			Metoda combinată $C_t = 1.015$		
			n_{med}	R_c (N/mm ²)		V(m/s)	R_c (N/mm ²)		$R_{c,ref}$ (N/mm ²)	R_b (N/mm ²)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I - dreapta	Talpa superioară	1	40.2	31.61	30.05	4902	60.21	>63.39	44	44.66	44.15
		4	38.4	28.50		5050.5	>66.57		43	43.64	
	Talpa inferioară	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	montanți	2	39.2	29.86	29.14	5172.4	>66.57	>63.9	45.5	46.18	45.92
		5	40.2	31.61		5454.5	>66.57		52	52.78	
		7	38.6	28.84		4918	61.23		42.5	43.13	
		9	37	26.25		4918	61.23		41	41.61	
	diagonale	3	39.2	29.86	28.76	4918	61.23	>61.39	43	43.64	43.30
		6	39.2	29.86		5084.7	>66.57		45	45.67	
		8	37.2	26.56		4838.7	56.36		40	40.6	
II - dreapta	Talpa superioară	1	38	27.83	29.89	5102.0	>66.57	>66.57	44	44.66	47.19
		4	40.4	31.96		5319.1	>66.57		49	49.73	
	Talpa inferioară	10	-	-	-	-	-	-	-	-	
	montanți	2	37.6	27.20	27.21	4918	61.23	61.34	41	41.61	41.99
		5	36.8	25.94		5000	66.57		42	42.63	
		7	37.6	27.20		4918	61.23		41	41.61	
		9	38.4	28.50		4838.7	56.36		41.5	42.12	
	diagonale	3	40.2	31.61	27.94	5263.2	>66.57	>64.79	49	49.73	44.99
		6	37.4	26.88		4918	61.23		41	41.61	
		8	36.4	25.34		5172.4	>66.57		43	43.64	

Tabelul 4.17

Epruveta	Forța de rupere	Rezistența la compresiune N/mm ²	
	daN	R _c	R _{cm,ed}
1	4300	26.87	27.22 32.76
2	4725	29.53	
3	1700	10.62	
4	6700	41.87	

4.3. Concluzii generale

Sintetizând datele prezentate în capitolul 4 privind starea de conservare armăturilor din elemente de beton armat ale diverselor structuri cercetate se poate aprecia că modelul cantitativ, prezentat mai sus, este în concordanță cu măsurătorile experimentale efectuate. Astfel, în tabelul 4.18. sunt sistematizate câteva date ale construcțiilor expertizate: vârsta structurii și rezistențele la compresiune determinate prin metode nedistructive; adâncimea de carbonatare sau/și penetrarea ionilor de clor stabilite prin modelul teoretic și rezultatele din măsurătorile experimentale și în ultimul rând concluzii privind coroziunea armăturilor.

Aprecierea stării de conservare a armăturilor

Tabel 4.18.

Structura de beton		Caracteristici		Adâncimea de carbonatare		Structura armăturilor
Tip	Elemente	Vârsta ani	Rezistență N/mm ²	Teor.	Exp.	
Clădiri administrative	Grindă de beton armat	23	17.6	48.99	40-50	Carbonatare
	Fâșii de beton armat		15.3	56.42	50	Carbonatare
Clădiri industriale	Stâlpi	30	15.0	32.85	-	
	Grindă precomprimată	18	30.0	10.60	5-10	Necorodată
	Grindă sec.	40	39.6	23.95	>20	Corodate
	Grindă transversală	40	36.7	25.85	20-25	Corodate
Castel apa	Acoperiș conic	30	36	11.41	10.15	Corodate
Stație imbut. 1996	Stâlp	18	51.8	7.37	5-10	Necorodată
	Grindă	18	42.2	9.53	5-10	Necorodată
Stație imbut. 2000	Stâlp	24	49.76	7.37	5-10	Carbonatare
	Grindă	24	33.1	9.53	10-20	Carbonatare
Poduri	grinzi	60	15.1	33.50	30-40	Carbonatare

Din studiul prezentat se desprind următoarele:

a) Expertizarea unei construcții de beton armat presupune, în plus față de metodele de investigare prevăzute în Normativul P100-92, procedee specifice

privind nivelul stării de conservare a acestor structuri. În acest fel, din rezultatele metodelor de evaluare calitativă și cantitativă se vor desprinde deciziile de intervenție cele mai adecvate din punct de vedere tehnic.

b) Adâncimea de carbonatare și /sau penetrarea ionilor de clor în elementele de beton armat și beton precomprimat poate fi apreciată atât teoretic cât și experimental.

c) Modelul teoretic prezentat, bazat pe o formulă de calcul originală, este foarte util la expertizarea construcțiilor existente fiind, în același timp, ușor de folosit. Rezistența la compresiune a betonului, folosit în formulă este obținută din determinările nedistructive care se fac în mod curent la cercetarea unei structuri.

d) Metoda experimentală folosită pentru stabilirea adâncimii de carbonatare este relativ ușor de aplicat și nu necesită instrumente și proceduri laborioase.

e) Din compararea metodei teoretice cu determinările se constată că a fost obținută o bună concordanță, ceea ce conduce la concluzia că în cazurile în care nu se pot face teste, modelul teoretic este suficient pentru a aprecia starea de conservare a armăturilor în beton.

Cercetările viitoare, materializate atât prin studii teoretice cât și prin determinări experimentale vor putea să consacre metodele prezentate în lucrare dar și să scoată în evidență existența unor limite și necesitatea diversificării sau modificărilor.

4.4. EVALUAREA COROZIUNII ARMĂTURILOR

Pe baza studiilor din literatură, autorul, sub îndrumarea conducătorului de doctorat, propune următoarea interpretare a coroziunii armăturilor. Se stabilește dreapta de regresie a forței din barele de armătură în funcție de procentul de coroziune.

În conformitate cu fig.4.9 se pot scrie relațiile de mai jos:

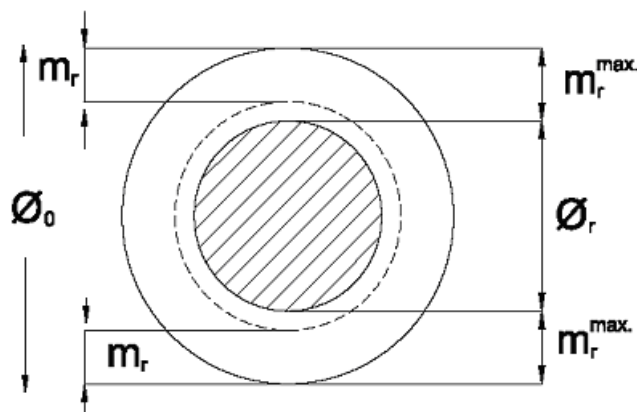


Fig.4.9

Pentru adâncimea de coroziune se admite o corelație liniară cu viteza de coroziune și timpul de acțiune. În conformitate cu fig.4.9 se poate scrie relația de mai jos:

$$m_r = v_o t \quad (1)$$

în care :

m_r - este adâncimea de coroziune a armăturii (mm);

v_o - viteza de coroziune (aproximativ 0,1 mm/an);

t - timpul de acțiune .

Se scrie raportul dintre aria de oțel rămasă necorodată și cea inițială la timpul t :

$$\left(\frac{A_r}{A_0} \right) = \left(\frac{\frac{\pi \phi_r^2}{4}}{\frac{\pi \phi_0^2}{4}} \right) \text{ deci} \quad (2)$$

$$\left(\frac{\phi_r}{\phi_0} \right)^2 = \left(\frac{A_r}{A_0} \right) \quad (3)$$

$$\text{și deci } C_{cor} = 1 - \left(\frac{A_r}{A_0} \right) \text{ sau } \% C_{cor} = \left[1 - \left(\frac{A_r}{A_0} \right) \right] \cdot 100 \quad (4)$$

În care A_r - aria de oțel rămasă necorodată

A_0 - aria inițială a barei de oțel

C_{cor} - coeficientul de coroziune

Din practica studiului proceselor de coroziune s-a stabilit [C.Bob-64] că pentru a se atinge starea limită a capacității portante a unei secțiuni de beton armat aria de armătură necorodată trebuie să fie $A_r = 0,5A_0$ de unde rezultă că porțiunea corodată maximă este de :

$$A_r = \frac{\pi \phi_r^2}{4}$$

$$A_0 = \frac{\pi \phi_0^2}{4}$$

$$\left(\frac{\phi_r}{\phi_0} \right)^2 = 0.5$$

$$m_r^{\max} = \Phi_0 - \Phi_r \rightarrow$$

$$m_r^{\max}=0,146 \Phi_0 \text{ sau } \Phi_r=0,708 \Phi_0 \quad (5)$$

Aplicarea formulei (5) pentru două diametre de armătură, dă rezultatele :

$$t_{cr} = \frac{m_r^{\max}}{v_0} = \frac{0.146\phi_0}{v_0} \quad (6)$$

$$t_r = \frac{m_r}{v_0} = \frac{\phi_0 - \phi_r}{2v_0} \quad (7)$$

$$\Delta t = t_r - t_{cr} = \frac{0.354\phi_0 - 0.5\phi_r}{v_0} \quad (8)$$

Δt - intervalul de timp rămas la dispoziție până când coroziunea va afecta jumătate din ariile armăturilor prezentate

$$v_0 = 0,10 \text{ mm/an} \rightarrow$$

$$t_{cr} = \frac{0.146\phi_0}{v_0} = 1.46\phi_0$$

$$m_r^{\max} = 0,146\phi_0$$

$$\phi_r = 0,708\phi_0$$

$$m_r^{\max} = 3,65 \quad (\phi_0 = 25)$$

$$m_r^{\max} = 2,92 \quad (\phi_0 = 20)$$

Pentru diametrele prezentate în tabelul 4.19 rezultă la $\Phi_0=25$ mm, $m_r^{\max}=3,6$ mm; $\Phi_r=22$ mm, $m_r^{\max}=3,21$ mm; $\Phi_r=20$ mm, $m_r^{\max}=2,92$ mm. Din ambele date se poate calcula intervalul de timp rămas la dispoziție până când coroziunea va afecta jumătate din ariile armăturilor prezentate, adică atingerea stării limită a capacității portante (tab.4.19). De precizat că pentru acest calcul s-a folosit relația (1):

Se apreciază faptul că valorile limită adoptate mai sus sunt foarte largi, chiar prea curajoase. În literatura tehnică străină de specialitate limita maximă a procesului de distrugere a armăturilor este de $m_r^{\max} = 0,5$ mm ceea ce atestă că în cazul studiat aceasta a fost de mult atinsă la toate armăturile cercetate cu excepția stâlpului SC2 cu armătura $\Phi_0 = 20$ mm.

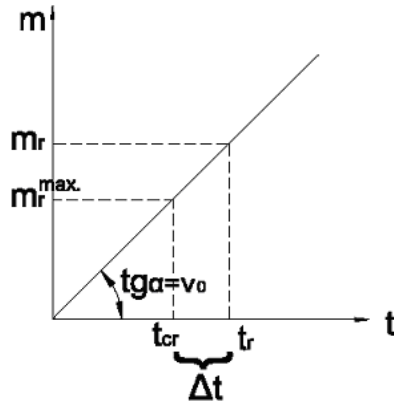


Fig. 4.10

În funcție de aria (diametrul) de armătură corodată A_r (Φ_r) se poate aprecia timpul, în ani, la care s-a atins sau depășit coeficientul minim de siguranță $A_r = 0.5 A_0$ conform relațiilor (fig. 4.10):

Forța la curgere (rupere) într-o bară de oțel este :

$$N_y = A_0 \sigma_y, \quad (9)$$

$$N_y^r = A_r \sigma_y, \quad (10)$$

A_0 – aria armăturii inițiale

A_r – aria armăturii rămase

σ_y – efortul unitar de curgere, care nu depinde de gradul de coroziune, ci numai de calitatea oțelului din armătură

$$\frac{N_y^r}{N_y} = \frac{A_r \sigma_y}{A_0 \sigma_y} = \frac{A_r}{A_0} (1 - C_{cor}) \quad (11)$$

Din relația (3) rezultă :

$$N_y^r = (1 - C_{cor}) A_0 \sigma_y = (1 - C_{cor}) N_y \quad (12)$$

Relație ce reprezintă dreapta de regresie a forței din barele de armură corodată .

Pentru exemplificarea acestei teorii s-au folosit informațiile culese în urma exepertizei la sala de fierbere a fabricii de bere Timișoreana.

Pentru aplicarea teoriei de mai sus și evaluarea gradului de coroziune a armăturilor de rezistență din unele elemente ale structurii studiate au fost descoperite câteva bare la care s-a măsurat diametrul de armatură neafectat de coroziune la data efectuării măsurărilor. Rezultatele acestor măsuratori sunt prezentate în tabelul 4.19., considerându-se că față de diametrul initial, diametrul a scăzut cu valori cuprinse denotă atingerea limitei inferioare și chiar pierderea capacității portante.

Tab. 4.19

Etaj	Element	Caracteristica armăturii							
		Initial		Actuală			$\Delta\Phi$ (%)	ΔA (%)	Δt (ani)
		Φ_0 (mm)	A_0 (cm ²)	Φ_r (mm)	A_r (cm ²)	A_r/A_0 (%)			
II	SA2	25	4,91	17	2,27	0,46	32	53,8	3,5
	SA3	25	4,91	20	3,14	0,63	20	36	-11,5
	SC1	25	4,91	20,5	3,30	0,67	18	32,8	-14
IV	SC2	25	4,91	22	3,80	0,71	12	22,6	-21,5
		25	4,91	21	3,46	0,70	16	29,5	-16,5
		20	3,14	19,5	2,98	0,95	2,5	3,1	-26,7
	GA2-B2	22	3,80	20	3,14	0,82	9,1	17,4	-22,1
	GA3-B3	22	3,80	19	2,83	0,74	13,6	25,5	-17,1

Cu datele din fig. 4.11 se presupune că s-a atins starea limită atunci când $A_r = 05 A_0$ ceea ce duce la :

$$\%C_{cor} = 50 \% ; N_{y,r} = 0.5 N_{y,0}$$

$$\Phi_{cor} = 0.707 \Phi_{nom} ; m_r = 0.146 \Phi_{nom}$$

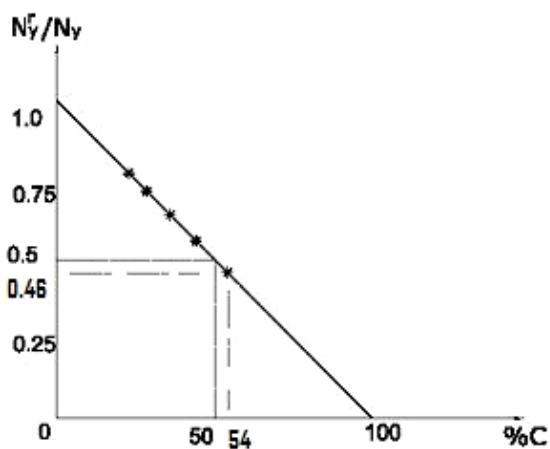


Fig. 4.11

Capitolul 5
**CONTRIBUȚII LA REABILITAREA UNOR
STRUCTURI.**

5.1 Introducere

„Trio” este un sistem de cofraje pentru pereți (cu două margini sau cu o margine) și stâlpi de beton armat preponderent. Se poate folosi și pentru cofrarea grinziilor de beton armat. În principiu, sistemul este format din panouri metalice de diferite mărimi (cu incrementul de 300 mm, dimensiunea maximă de panou fiind de 2400x2700 mm iar cea minimă de 300x600 mm), elemente de legătură BFD (”Bünding”- a fixa; ”Fluchtend” – a alinia, ”Dicht”- a strânge), tirant (tie-rod), piuliță –fluture (wingnut), profile metalice (TR85, TVR 45/45).

Sistemul este foarte ușor de montat și de demontat înainte de montare se folosește o emulsie pentru a evita curățirea panoului de beton după folosire. Pentru montarea panourilor este nevoie de o echipă de 2-3 muncitori și de o mică macara de capacitate de 1.7-2.3 tone. Dacă se recurge la modulări (ce asigură o optimizare a cofrării și folosirea modulelor în diferite părți ale construcției nemaifind nevoie de demontarea panourilor) capacitatea macaralei trebuie să crească în funcție de greutatea specifică a panourilor combinate.

Mai jos e prezentată o diagramă concludentă în ce privește motivul hotărâtor ce îl constituie factorul timp în Canada [53].

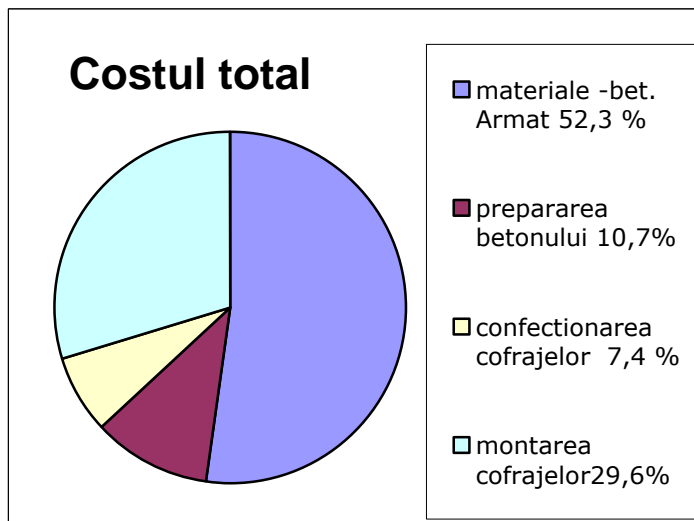


Fig 5.1 Costul unui perete de 300 mm grosime din beton armat.

Diagrama arată că aproape 52% din costul total efectiv al peretelui de beton armat îl reprezintă costul instalării cofrajului.

Datorită flexibilității sistemelor PERI, care permite practic, cofrarea oricărei forme de beton, în condiții uneori imposibil la prima vedere, firma a reușit să se impună pe piață în special în contracte cu linie arhitecturală neconvențională. Dar în mod paradoxal sistemele PERI au convins contractorii în proiecte cu volum mare de

lucru (Niagara Casino, Proiect 1 KING, RBC Tower, Ritz, Absolute World) în care repetitivitatea unei modulări are un factor decisiv.

Datorită unui colaps la un pod în regiunea Quebec reabilitarea podurilor (în special) a devenit o prioritate, guvernul investiind în lucrări de reabilitare. Traficul de mașini e fiind foarte mare comparând chiar cu una dintre cele mai aglomerate autostrăzi din Europa. Se estimează ca în "Great Toronto Area" sunt înmatriculate peste 4 milioane mașini. Deasemenea se estimează că pe cea mai aglomerată autostradă se vehiculează peste 1 milion de autoturisme și camioane. Datorită prețului mic al combustibilului o mare parte din transportul mărfurilor se realizează cu autocamioane de mare tonaj, traficul fiind „greu” în acest sens.

Problema cu care se confruntă orașele mari cum ar fi Toronto, Montreal, Ottawa și Vancouver este ca la început autostrăzile au fost concepute la un anumit trafic și datorită extinderii forțate în toate direcțiile a orașelor (datorită emigrației), autostrăzile nu mai fac față la fluxul de mașini. Poluarea produsă de noxele emanate de autoturisme contribuie substanțial la carbonatarea betonului. Un alt aspect important ar fi faptul că datorită căderilor masive de zapadă curățirea șoselelor se face prin împrăștierea pe șosele a unei cantități uriașe de sare care practic atacă implicit asfaltul, sau betonul, ducând la degradarea șoselelor în timp.

5.2. „Camplain Bridge Piers”[54]

5.2.1. Descrierea construcției și a clientului

Din observațiile vizuale făcute la fața locului s-a constatat dislocarea stratului de beton în anumite zone cum ar fi îmbinarea pilei cu culeea și în partea inferioară a pilei. De asemenea în urma unor armături dezvelite (în partea superioară a culeei) s-a constatat o reducere cu circa 2 mm la barele corodate la un diametru de 30 mm.

Proiectul cerut de Intrelag Construction era să se repare două picioare de poduri la podul Camplain. Fețele picioarelor trebuiau demolate cu aproximativ 460 mm (18 – inch) deci practic să se realizeze o decopertare a stratului de acoperire care era carbonatat și apoi să se rebetoneze picioarele podului conferind o protecție necesară.

Părțile dificile ale proiectului au fost:

- platforma de lucru era la o înălțime de 21 m deasupra nivelului apei. Majoritatea platformelor de lucru erau suspendate din vârful podului. Aria de lucru era foarte restrânsă, nepermițând mai mult de șase lucrători la fiecare pilon;
- nici o macara nu putea fi folosită și toate materialele erau plimbate de un mic vas. Materialele erau ridicate cu un mic scripete electric, de mică capacitate.
- tangajul navei a ridicat și el unele probleme în ce privește alimentarea cu materiale a punctului de lucru.

5.2.2. Explicarea soluției date de PERI

Constructorul a cerut ca panourile să aibe la dispozitive care să permită să fie manevrate fără macara atâta timp cât lucrul sub pod pune probleme cu manipularea materialelor. PERI a decis ca panourile „Trio” de dimensiuni 120cmx120cm (68 Kg), 120cmx90cm (52.8 Kg) și 120cm x 60cm (39.5 Kg) vor satisface cerințele clientului.

PERI a livrat suficiente cofraje care să ajungă să se toarne cele două laturi ale coloanei (turnarea #1 - fig. 5.2) și apoi aceleași cofraje să fie folosite la secțiunea mijlocie a stâlpului (turnarea #2 – fig.5.3.). Contractorul a ales să folosească proprii tiranți de 19 mm pentru această lucrare. Profilele metalice SRZ din oțel au fost folosite să se atârne (susțină) panourile „Trio” de vârful podului, fiindcă lucrul a început de sus în jos spre baza podului.

5.2.3. Reparații la pilee și culee

Clientul „Les Construction Infrabec INC.” a cerut o reabilitare la un picior de pod. Doar unul dintre picioarele podului prezenta multiple degradări. Din observațiile vizuale s-au constatat fisuri verticale a stratului de acoperire a betonului în lungul pilei, decopertări ale betonului la partea inferioară a pilei pe aproximativ 1 m² (s-a observat de asemenea pete de rugină apărute datorită coroziuni accentuate a armăturilor în această zonă decopertată) și s-a observat decalcifieri în zona de mijloc a culeei.

Reabilitarea s-a realizat tot cu sistemul PERI-„Trio” (prezentat mai sus), prin decopertarea stratului de acoperire a betonului și rebetonarea pilei și culeei. Platforma de lucru s-a realizat cu un al sistem PERI, „PERI –UP”. Avantajul acestui sistem de schele este că se montează foarte repede, fiind nevoie doar de două persoane.

Constructorul a preferat să-și folosească proprii tiranți care au fost anorați de structura existentă de beton armat, aceștia fiind tăiați după betonare, rămânând înglobați în elementul betonat. Acești tiranți au avut rolul de conectori metalici ce a dus la o mai bună conlucrare între betonul existent și betonul din cămășuire (s-a folosit beton de înaltă rezistență). Datorită coroziuni ulterioare (ruginirii tiranților înglobați) care ar putea „păta” fața pilei și culei s-a recurs la o finisare a zonelor în discuție. Cămășuirea a fost de 75 mm grosime.

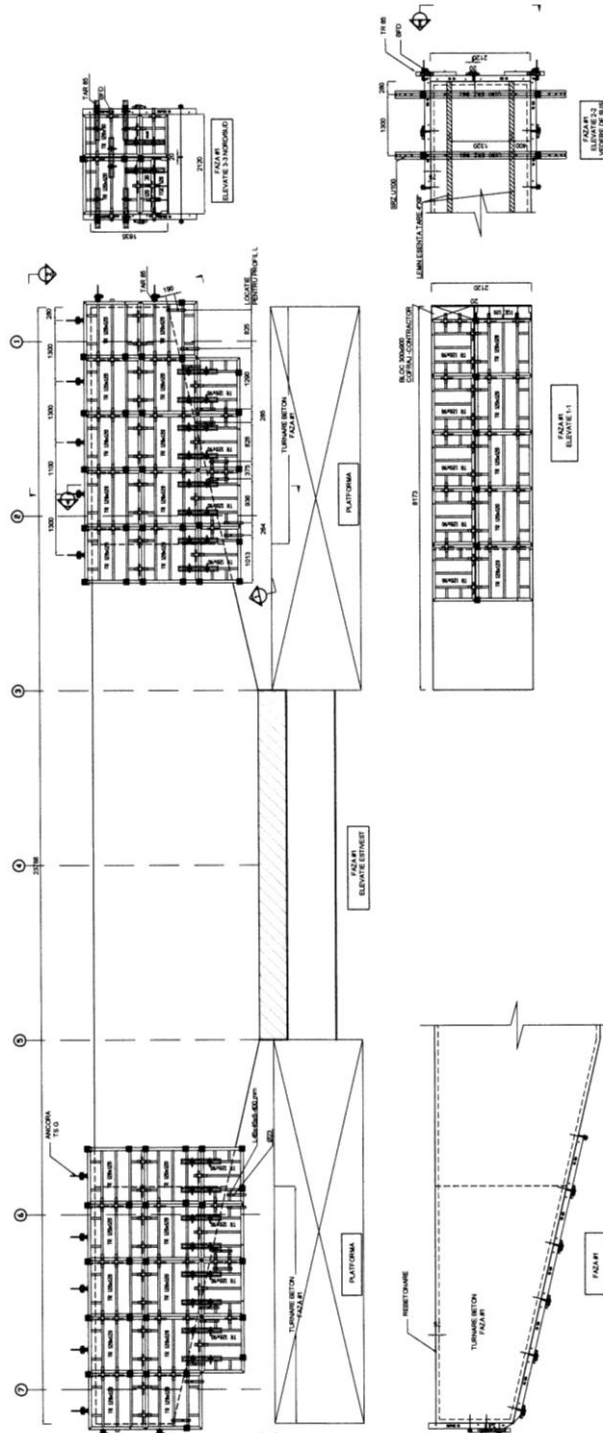


Fig 5.2 Rebetonare –faza #1

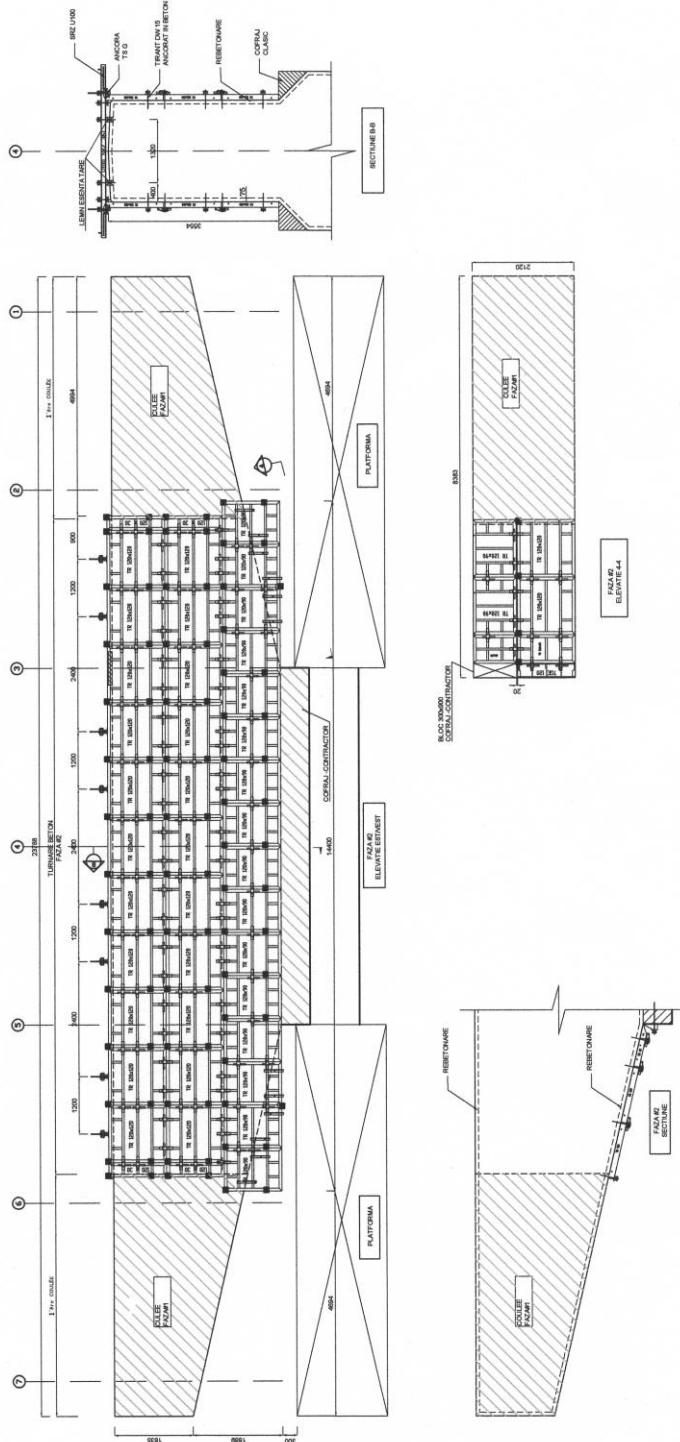


Fig 5.3 Rebetonare –faza #2

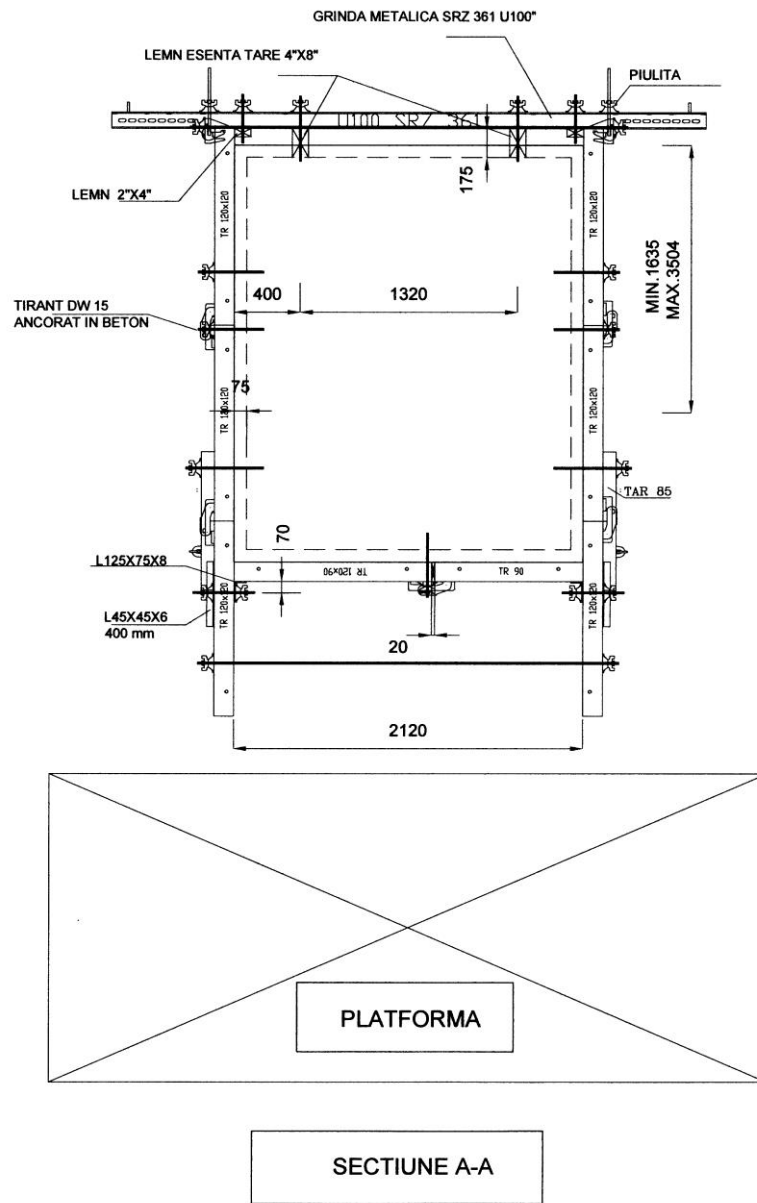


Fig 5.4 Secțiune la rebetonarea culeei

5.3. Proiect "35 THE ESPLANADE" [55]

Firma care a executat proiectul se numește „Galrich Corp.” iar durata proiectului s-a estimat între 3-4 luni. Lucrarea de reabilitare prezentată mai jos reprezintă faza „5” .

În acest proiect partea reabilitată este planșeul de beton, adică nivelul de parcare „P2”. Datorită faptului că la dezăpezirea străziilor se folosește foarte mult sarea acest fapt duce la o degradare rapidă a șoselelor și chiar a parcărilor în special în cazul parcărilor subterane.

S-a observat o decopertare a stratului de acoperire a armăturii în partea de nord a construcției. Lipsa înclinației (a planșeului) a dus la cumulara apei bogată în sare (în sezonul de iarnă) care în timp a dus la exfolierea betonului. Ventilația precară a parării a contribuit în sens negativ la creerea și menținerea unui mediu agresiv (spațiu închis).

În urma expertizei s-a constatat că plașeul locat în partea de nord a clădirii a fost compromise și deasemenea aria în jurul stâlpilor a fost compromisă. Stâlpii nu au prezentat urme de carbonatare.

Constructorul a recurs la demolarea parțială a planșeului de susținere în zona compromisă. A fost o lucrare extrem de anevoioasă datorită spațiului închis. În prima fază planșeul corodat a fost demolat, apoi s-a trecut la betonarea ariei din jurul stâlpilor și apoi s-a trecut propriu-zis la turnarea planșeului de beton. În fig. 5.8. , fig.5.9, fig.5.10 și fig. 5.11 sunt ilustrate lucrările de remediere .

Ca sistem PERI s-a folosit sistemul „skydeck” [56], folosit preponderent pentru turnarea de planșee de beton armat, un sistem compus din panouri de aluminiu ce au la partea de contact cu betonul placaj de 17.5 mm grosime, panouri ce se sprijină pe grinzii de aluminiu care la rândul lor sunt conectate cu un „cap” special ce se reazămă pe stâlpișori de aluminiu telescopici MP .



Fig 5.8 Vedere perete



Fig 5.9 Betonarea ariei în jurul stâlpilor(1)



Fig. 5.10 Betonarea ariei în jurul stâlpilor(2)



Fig. 5.11. Planșeu dislocat

Panourile de aluminiu au dimensiuni de 150x75, 75x75, 150x37.5 și 75x37.5 cm, grinzile de aluminiu „STL” sunt de 150, 225 și 375 cm iar ca elemente de conectare între grinzile de aluminiu și stâlpișori s-a folosit două tipuri de „capete” „prop-head” – („SKK”) și *drop-head* („SFK”), diferența dintre cele două „capete” (fig. 5.12) constă în faptul că al doilea sistem permite după demontarea panourilor și a grinzii de aluminiu stâlpișorul și capul „SFK” să rămână în aceeași poziție realizându-se mai ușor sprijinirea planșeului abia turnat, preluând cu succes încărcările adiționale provenite din viitorul planșeu ce urmează a fi turnat. In cazuri speciale se poate folosi și un al treilea cap de conectare „combi-head”, element ce nu este prea folosit în Nord America .

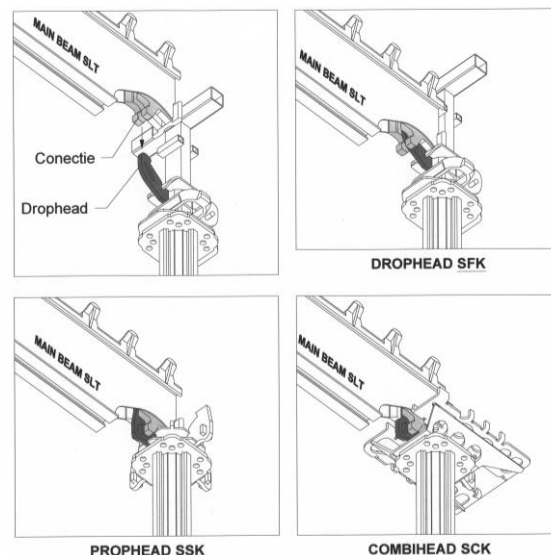


Fig. 5.12 Elementele de îmbinare a grinzii metalice principale cu stâlpișorul telescopic MP

Este un sistem foarte ușor de montat și demontat, elimină folosirea de placaj, are o greutate proprie mică. Ca dezavantaje se enumără cost ridicat dar acest aspect este eliminat prin productivitatea ridicată în montare-demontare.

Solicitarea la compresiune F_{max} . (ce apare în stâlpișorul telescopic) este dată în funcție de grosimea planșeului și dispunerea stâlpișorilor telescopici în plan.

În figurile de jos sunt prezentate soluțiile de îmbinare a noului planșeu cu peretele exterior existent, cu coloana tipică, îmbinarea cu pardoseala și de asemenea îmbinarea planșeului nou cu planșeul existent (fig. 5.13, fig. 5.14, fig. 5.15, fig. 5.16 , fig. 5.17 și fig. 5.18).

În fig. 5.19. e ilustrată configurația sistemului „skydeck” în plan iar fig. 5.20, fig. 5.21 și fig.5.22, reprezintă secțiunile aferente configurației din plan.

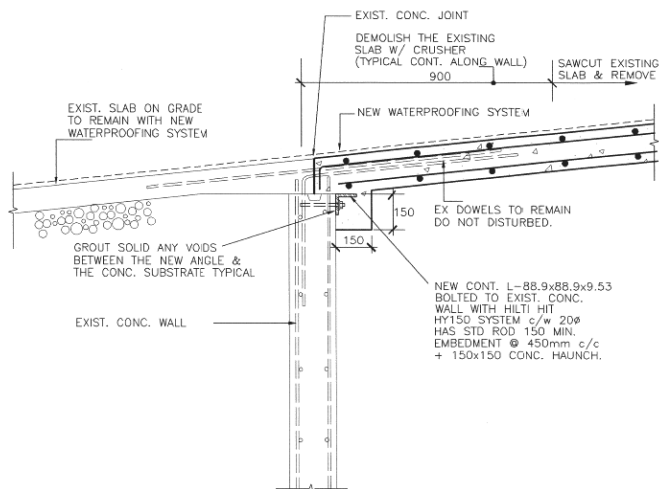


Fig. 5.13. Îmbinarea noului planșeu din beton armat cu pardoseala existentă

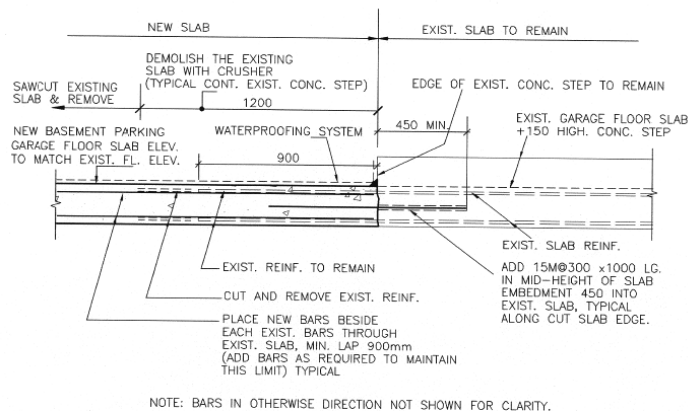


Fig. 5.14. Îmbinarea noului planșeu din beton armat cu cel existent - secțiune tipică

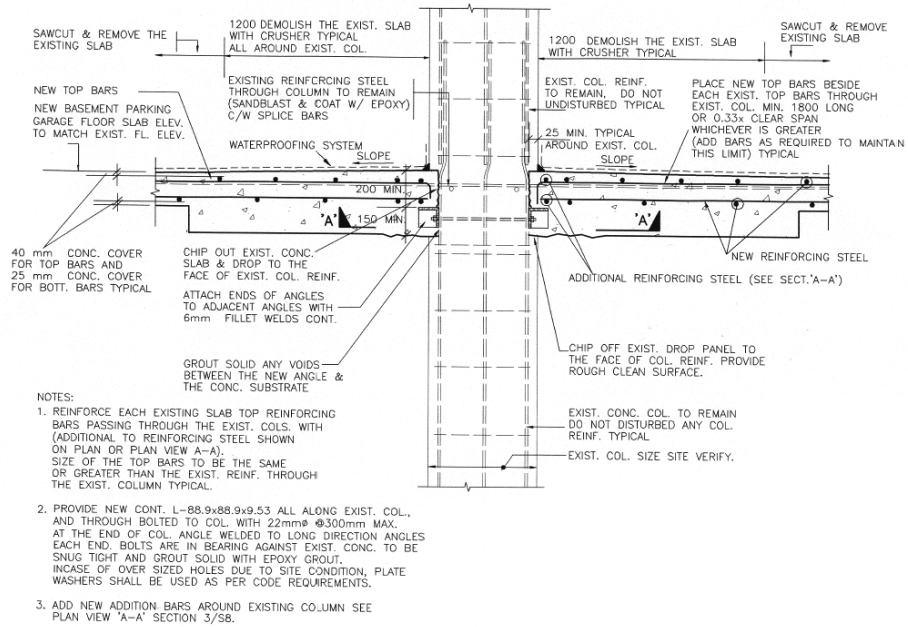


Fig. 5.15. Imbinarea noului planșeu din beton armat cu stâlpul existent - secțiune tipică (reabilitare în ambele părți ale stâlpului)

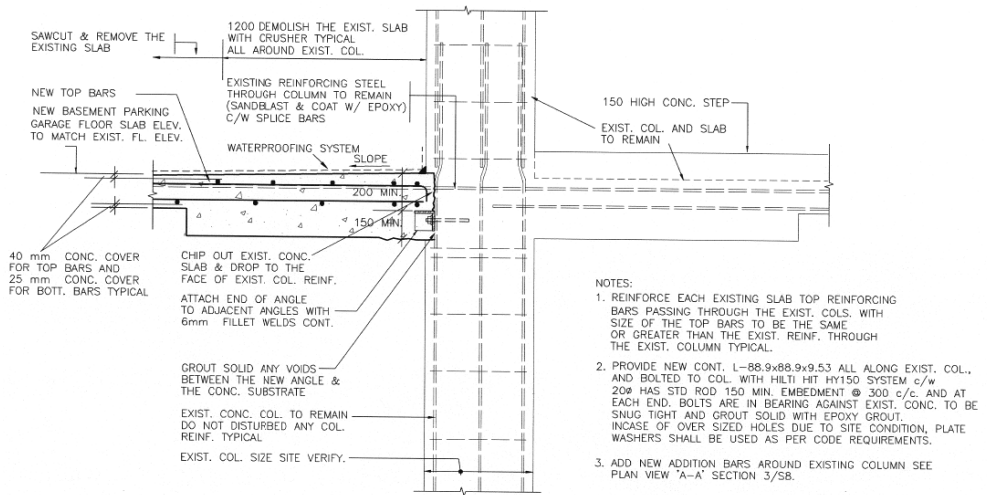


Fig. 5.16. Imbinarea noului planșeu din beton armat cu stâlpul existent - secțiune tipică (reabilitare parțială)

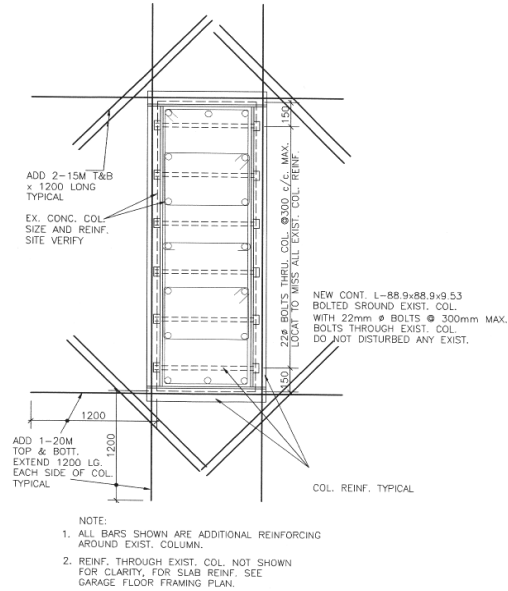


Fig. 5.17. Detaliu plan

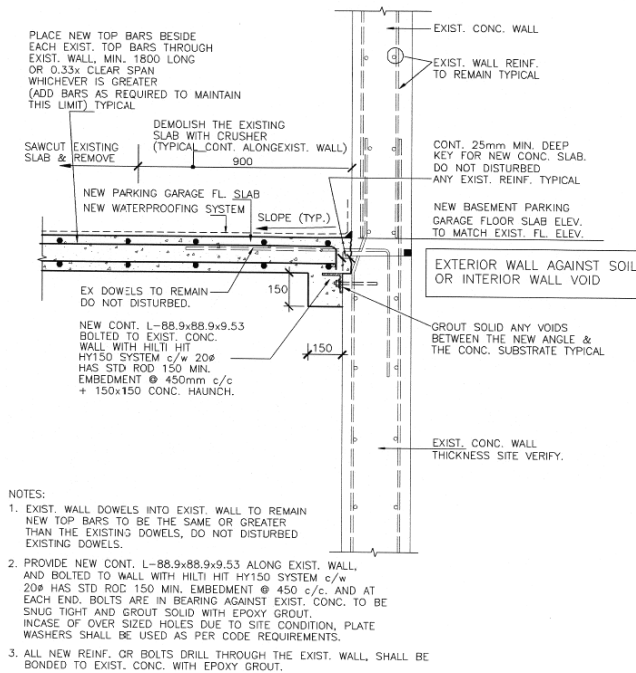


Fig. 5.18. Imbinarea noul planșeu din beton armat cu peretele exterior existent - secțiune tipică.

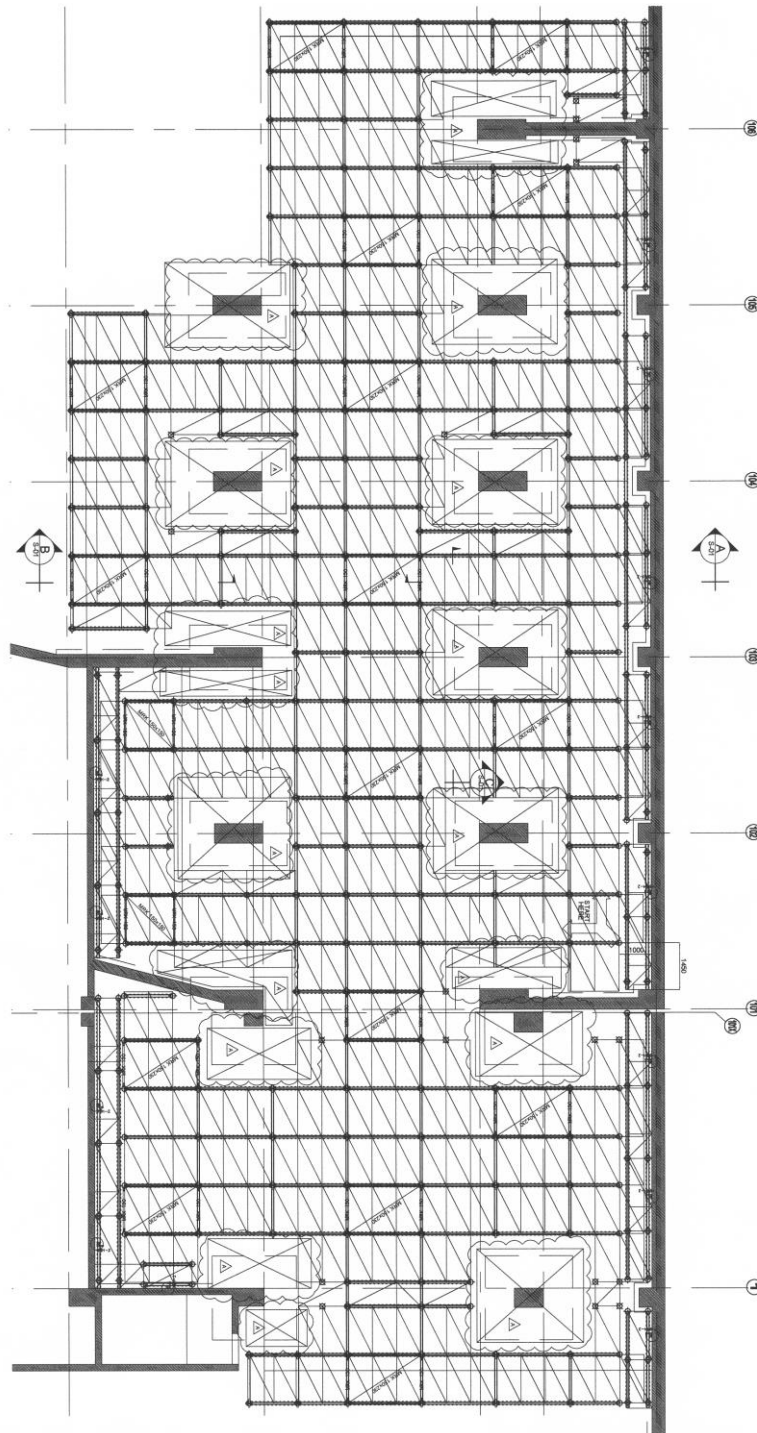


Fig. 5.19. Configurația sistemului „skydeck” -plan

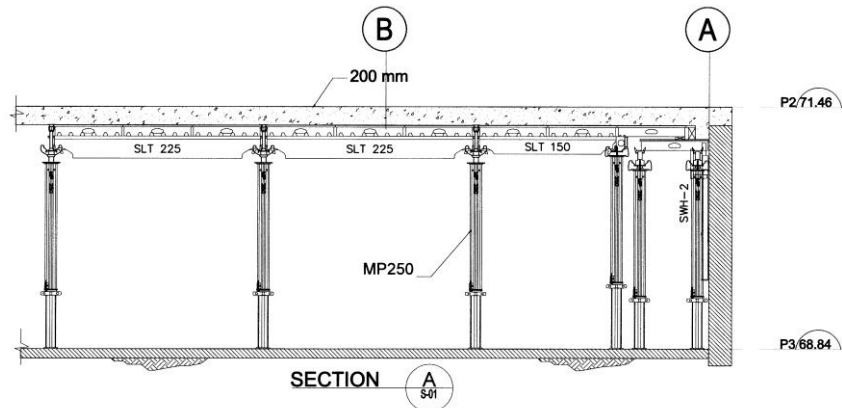


Fig. 5.20. Secțiunea „A”

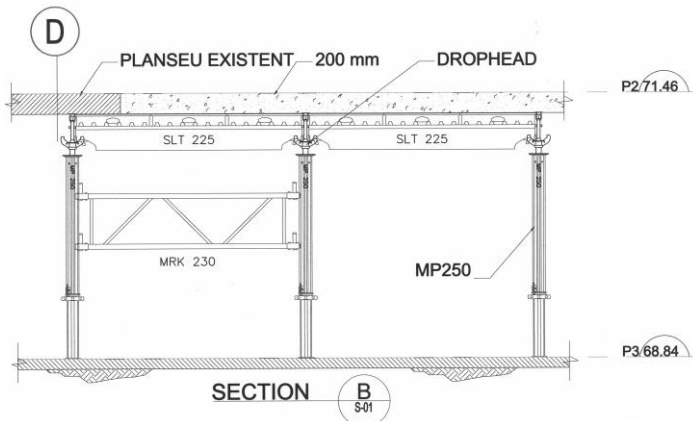


Fig. 5.21. Secțiunea „B”

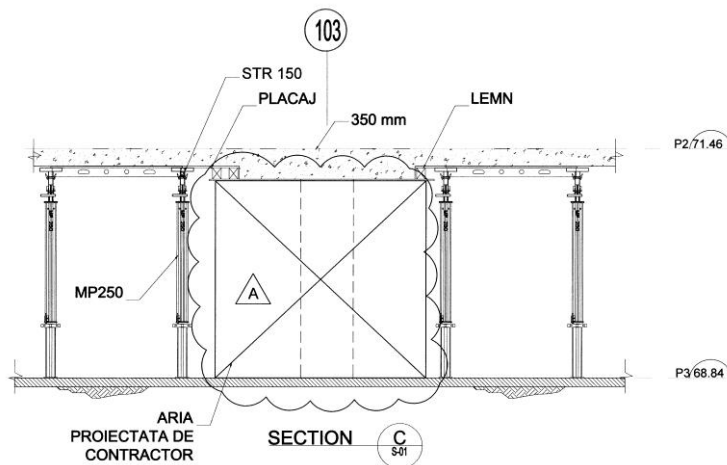


Fig. 5.22. Secțiunea „C”

Pentru partea de suprastructură (turnare planșeu) s-a folosit aproximativ 107 m^3 de beton clasa 35 MPa, având o suprafață totală de contact cu betonul de 533 m^2 (suprafața realizată cu sistemul skydeck).

5.4. Proiect "Bayview Village" [57]

Firma care a executat proiectul se numește „Orlando.” iar durata proiectului s-a estimat între 2-3 luni.

Partea reabilitată în acest proiect au fost stâlpi de beton. În urma studiului de reabilitare nu s-a constatat o carbonatare a stâlpilor, stâlpii de beton fiind într-o stare bună din punct de vedere al integrității structurale. Datorită schimbării funcționalității clădirii, adică transformarea cinematografului existent în spațiu comercial, s-a urmărit introducerea unui nivel intermediar. Noul nivel este o structură metalică compusă din profile „I” și ferme metalice și din acest motiv s-a recurs la cămășuirea stâlpilor și deasemenea s-a făcut o redimensionare a fundației existente pentru preluarea încărcărilor suplimentare.

Pentru realizarea cămășuirii stâlpilor s-a folosit sistemul PERI „Trio”, conectarea panourilor „Trio” s-a făcut cu ajutorul unor tiranților ($\Phi 15 \text{ mm}$ cu $F_{\text{max.}} = 90 \text{ kN}$) de diferite lungimi (în funcție de dimensiunea stâlpului reabilitat) și la închiderea cofrajului s-a folosit cofraje clasice (vezi în fig. 5.23, a,b și c) din lemn combinate cu grinzi metalice TAR 85 ($M_{\text{max.}} = 4.4 \text{ kNm}$) conectate de panourile „Trio” prin anumite cârlige TS ($F_{\text{max.}} = 20 \text{ kN}$) și piuliță fluture. Disponerea grinzilor metalice TAR 85 pe verticală s-a făcut în funcție de presiunea betonului de turnare (vezi în fig. 5.24).

Pentru că s-a urmărit o anumită dimensiune pe verticală a stâlpului în partea de sus a cofrajului s-a completat cu cofraj clasic de lemn prins de de panou cu ajutorul conectoarelor BFD.

Partea dificilă a proiectului a constat în penetrarea pereților existenți pentru a se permite acesul tiranților de $\Phi 15 \text{ mm}$ să conecteze panourile „Trio”.

S-au reabilitat 15 stâlpi de dimensiuni variabile în plan și în elevație (6.52 m pentru stâlpii cuprinși între gridurile 8 și 10 și restul stâlpilor sunt de elevație 5.59 m.). Cazurile întâlnite în proiect din punct de vedere al modului de dispunere a cofrajelor sunt: stâlp combinat cu doi pereți perpendiculari (vezi în fig. 5.23a) stâlp combinat cu perete existent (vezi în fig. 5.23b) și stâlp izolat (vezi în fig. 5.23c).

Pentru partea de infrastructură s-a folosit aproximativ 42 m^3 de beton clasa 30 MPa (15 fundații îmbunătățite), pentru pardoseală s-a folosit 58 m^3 de beton clasa 32 MPa, pentru partea de suprastructură (adică reabilitarea celor 15 stâlpi, vezi fig. 5.25) s-a folosit aproximativ 255 m^3 de beton clasa 25 MPa având o suprafață totală de contact cu betonul de 190 m^2 .

Pentru o mai bună conlucrare între fundația existentă și cea nouă s-au folosit armături longitudinale ce au fost ancorate de fundațiile existente după care s-a turnat noua fundație extinsă. Stâlpii ce au fost cămășuiți au fost sablați cu nisip pentru realizarea aderenței dintre cele interfețe ale betonului. Nu s-a aplicat nici un tratament de umectare a suprafeței de contact. De asemenea nu s-a folosit nici un liant de legătură sau conector metalic. În cămășuirea din beton armat s-au folosit armăturile verticale de $8 \times \phi 20$ și etrieri $\phi 8$ la 305 c/c.

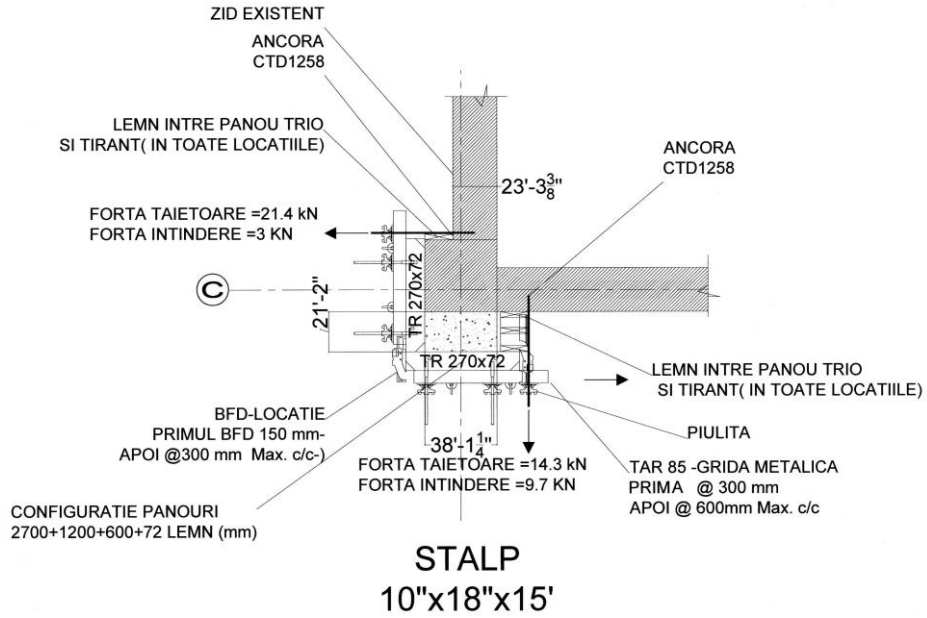


Fig. 5.23. a. Detaliu îmbinare - stâlp combinat cu doi pereți

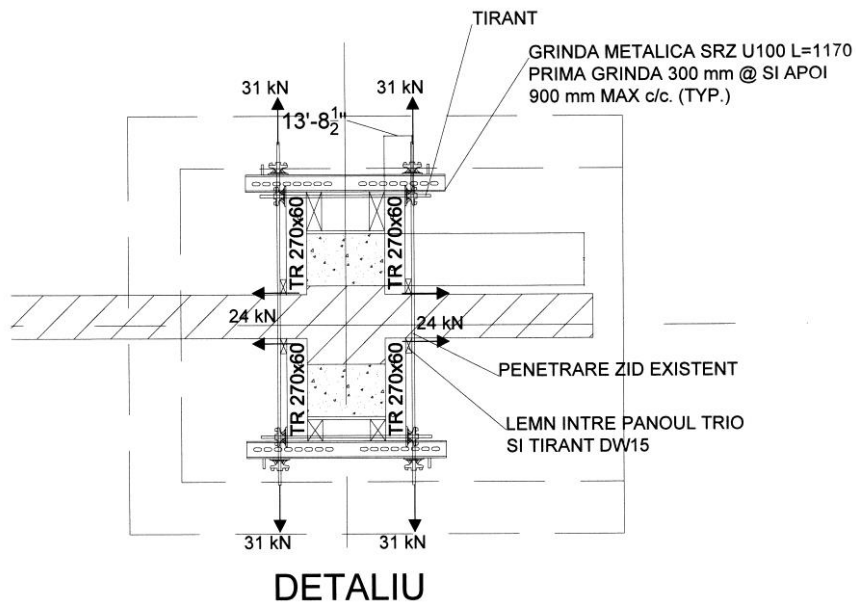


Fig. 5.23. b. Detaliu îmbinare - combinat cu perete existent

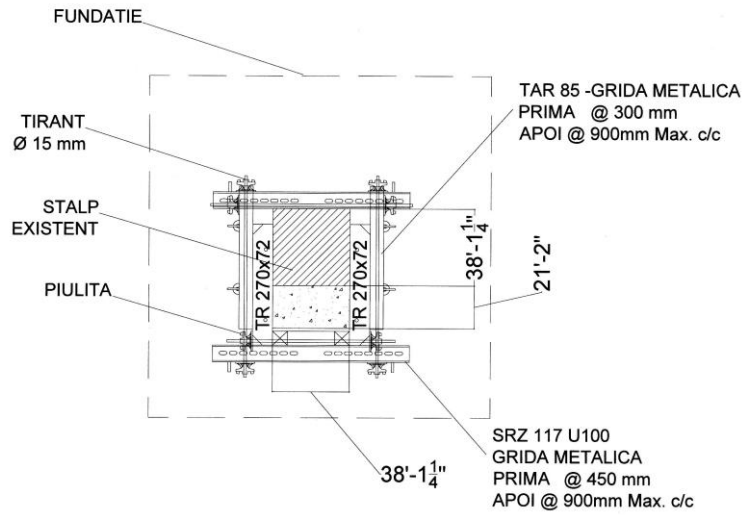
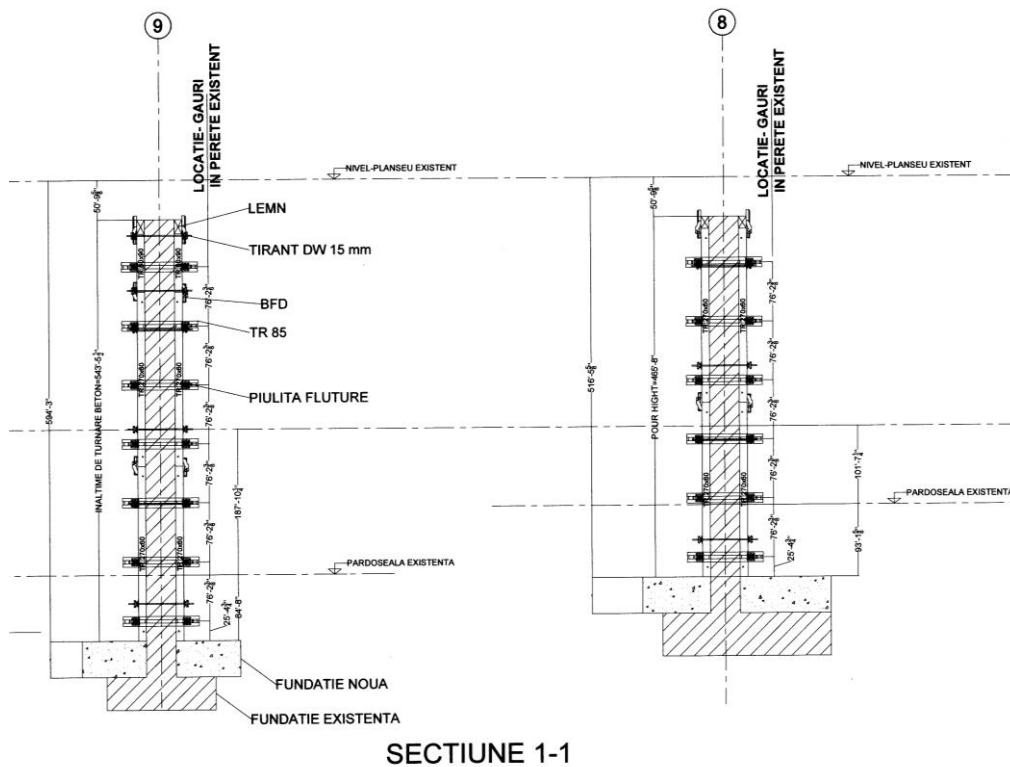


Fig. 5.23.c. Detaliu îmbinare-stâlp izolat



SECTIUNE 1-1

Fig. 5.24. Dispunerea pe verticală a grinzilor metalice TAR 85

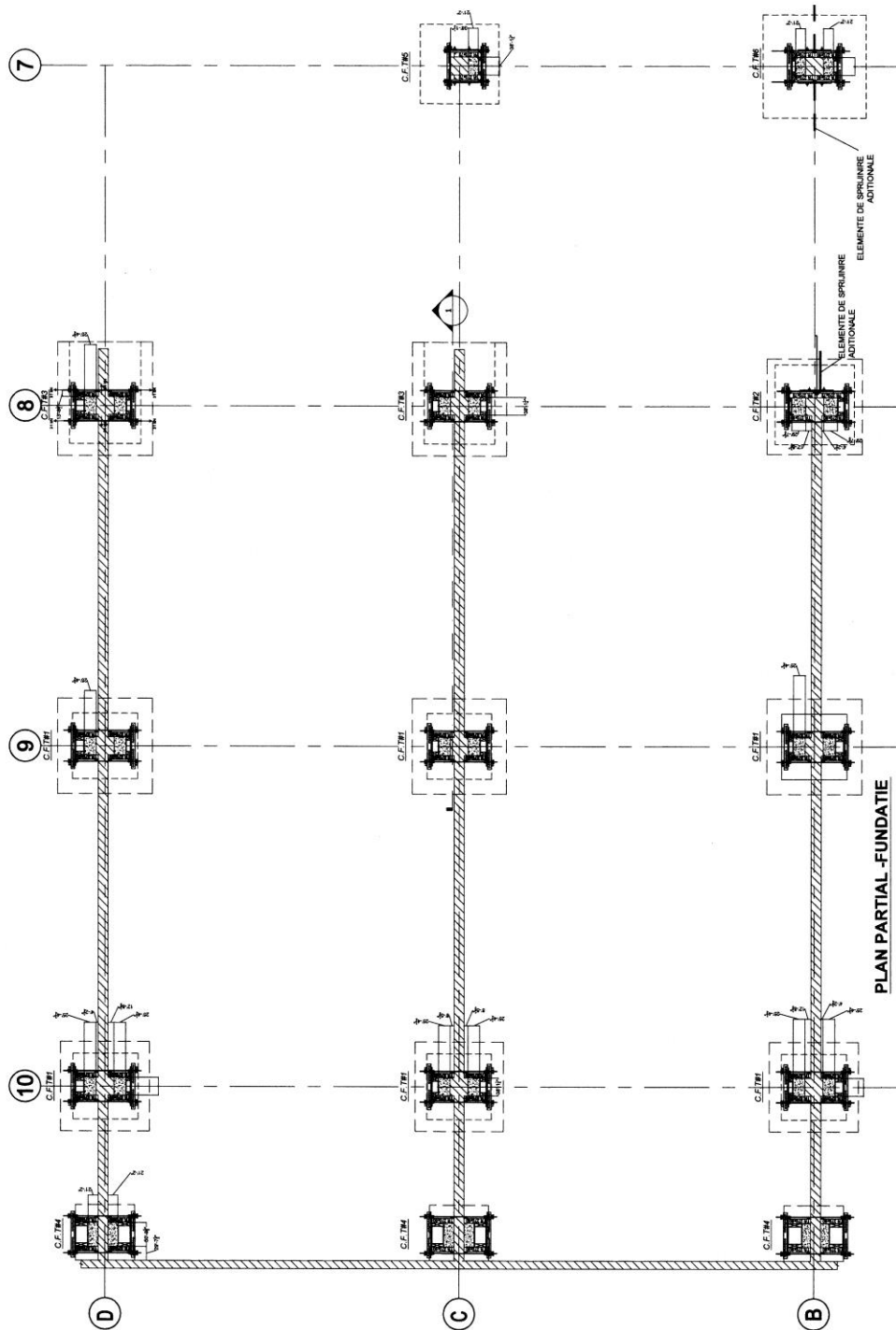


Fig. 5.25. Vedere plan

5.5 Sistemul PERI cofraje speciale „Vario” pentru Stâlpi [58]

Datorită dimensiunii mari în plan ale stâlpului stipulate în proiect (1600 x1600x3300 mm și 1800 x 1800x 3000 m) se folosesc cofraje speciale „VARIO” ce au în componența lor elemente speciale UK 70 (1) ($M_{\max} = 17.66 \text{ kNm}$ și $F_{\max} = 140 \text{ kN}$) de conectare a grinzilor de metal SRZ U-120 (2). Disponerea grinzilor metalice se face pe verticală în funcție de presiunea de turnare a betonului ce este limitată la 95 kN/m^2 .

Grinzile de metal sunt conectate de grinzile de lemn GT 24 (3) prin intermediul unor „cârlige” universale, HB 24-28.(4). Spațierea grinzilor de lemn sunt determinate în funcție de deflecția admisibilă a placajului (grosimea standard a placajului este de 17.5 mm.). Consolidarea prin cămășuire a fost de 200 mm pe fiecare față a stâlpului de 1600x1600 mm. Pentru detalii vezi fig. 5.26 și fig. 5.27, iar diagrama de presiune e ilustrată în fig.5.28. Ca avantaje ale sistemul folosit se enumeră mare flexibilitate în ce privește dimensiunile cerute de proiect, cofrajul poate prelua o presiune de turnare relativ mare, instalare ușoară (cofrajul e alcătuit din două elemente formă de „L”conectate în colțuri), finisajul betonul este de bună calitate (C 35/45). Ca dezavantaje exonerăm cost ridicat al montării propriu-zise al cofrajului, greutate mare ce face imposibilă instalarea fără mijloace mecanizate.

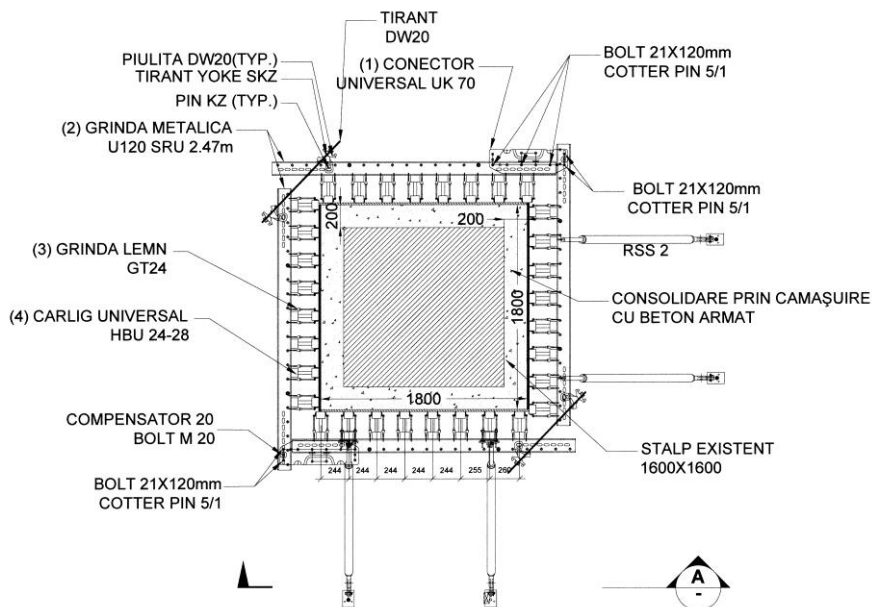


Fig.5.26. Secțiune plan

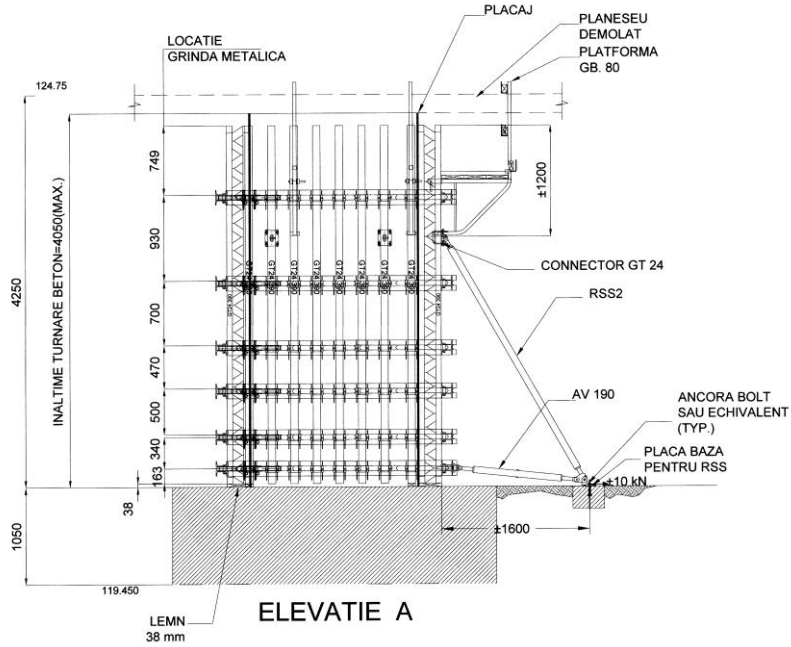


Fig.5.27. Elevația stâlpului

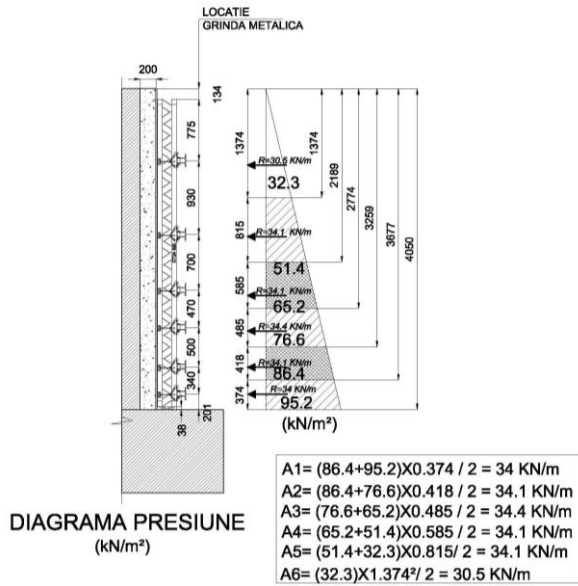


Fig.5.28. Configurația pe verticală a cofrajului și diagrama de presiuni

DETERMINĂRI DE LABORATOR PRIVIND CONSOLIDAREA STĂLPILOR PRIN CĂMĂȘUIRE CU BETON ARMAT

6.1 Introducere

Lucrarea prezintă rezultatele unor determinări experimentale efectuate pe modele de stâlpi pentru testarea eficienței cămășuirii acestora.

A fost propus un program experimental care a presupus următoarele variante de legătură dintre betonul vechi și cel nou:

- aderență obișnuită;
- legătură chimică dintre fețele beton vechi - beton nou pe bază de rășină epoxidică;
- folosirea unor conectori mecanici de tip conexpand sau bare profilate din oțel fixate cu adezivi chimici în betonul vechi.

Consolidarea structurală reprezintă un aspect important de reabilitarea structurilor de beton armat existente. Unele tehnici pentru reparare și/sau consolidare implică adăugarea de noi structuri de beton la substraturi existente de beton. Una dintre cele mai frecvent utilizate tehnici pentru consolidarea elementelor structurale de beton este cămășuirea.

Metoda cămășuirii cu beton armat este caracterizată de o serie de avantaje importante:

- duce la o creștere distribuită uniform în concentrația și rigiditatea elementului (stâlp);
- durabilitatea structurii originale este, de asemenea, îmbunătățită;

Pentru aceasta procedură de consolidare nu este nevoie de personal calificat. Diferite tehnici pentru creșterea gradului de rugozitate al suprafeței substratului sunt prezentate în literatura de specialitate.

Eduardo N.B.S. Julio et all [59] a fost luate în considerare următoarele tehnici: trimitere (1), suprafața preparată cu perii de oțel (2), suprafață parțial ciobită (3), la fel ca în (3) plus saturarea cu apă cu 24 h înainte de turnarea betonului (4) și de suprafață tratată prin sablare cu nisip (5). Valorile forței de legătură în tensiune, determinată cu teste de smulgere sunt: 1,92 MPa (N/mm²) pentru suprafață preparată cu procedura (2), 1,47 MP pentru (3), 1,02 pentru (4) și de 2,65 MPa pentru (5).

Potrivit E.S. Julio, F. Branco și V.D. Silva [60] comportamentul structural al unei clădiri reabilitate prin beton armat este foarte influențată de tehnica aplicată și următoarele aspecte trebuie luate în considerare: aplicarea de conectori de oțel - acest lucru ar trebui să fie luate în considerare doar în cazul stâlpilor de beton armat pentru a îmbunătăți nivelul de forță și rigiditate sub încărcările ciclice; ancorarea armării longitudinale adiționale - barele de oțel pot fi ancorate eficient la baza cu rășina epoxidică. Armarea longitudinală ar trebui să fie făcută uniform; se conectează etrieri - jumătate din spațiul a armării transversale originale este recomandată pentru adăugarea etrierilor pentru a obține un comportament

monolitic la încărcările ciclice. Adaugare de beton – beton care nu se contractă ar trebui folosit având aceleași caracteristici ca betonul care se auto-compactă, de mare rezistență și mare durabilitate.

Problema umectării în prealabil a suprafeței infrastructurale este controversată. AASHTO de-AGB-ARTBA Comisia mixtă recomandă ca noul beton să fie turnat pe o suprafață de beton uscată iar pe de altă parte Canadian Standards Assoc. A 23 recomandă umectarea suprafeței de beton veche cu cel puțin 24 de h înainte ca noul strat să fie turnat.

6.2 Programul experimental

Programul experimental a avut obiectivul de a cuantifica influența celor trei tehnici pentru conectarea celor două straturi de beton: vechiul substrat de beton și betonul nou adăugat. Testul selectat pentru studiu a fost cel de smulgere. Specimenele au fost testate la compresiune utilizând procedurile standard a cuburilor pentru rezistența la compresiune.

Pentru a se realiza testul s-a folosit o presă hidraulică, testele realizându-se la catreda de beton sub îndrumarea coordonatorului de proiect.

Vechiul strat de beton (cel din interior) și noul strat adăugat de beton au fost de clasă C 20/25.

Elementele componente ale acestui beton au fost: 400 kg/m³ de tip II / A. S32.5 de ciment, 224 l/m³ apă, 2737 kg / m³, agregat (608 kg/m³ nisip siliciu, 608,3 kg/m³ pietriș 3 / 7 și 521,4 kg/m³ pietriș 7 / 16).

Geometria adoptată pentru elementul interior de beton armat a fost o prismă de dimensiuni 200x200x500 mm, care a fost întărit cu 8 Φ 12 mm PC52 bare longitudinale și etrieri Φ 6/15 cm OB37 (fig. 6.1 și fig.6.2).



Fig. 6.1 Armarea stâlpului



Fig. 6.2 Turnarea stâlpului (elementului de beton interior)

S-a trecut apoi la turnarea betonului și la vibrarea acestuia (fig.6.3 și fig.6.4). Pentru turnarea betonului s-a utilizat cofraj convențional din lemn iar în interior s-a folosit polistiren expandat pentru realizarea dimensiunii și formei dorite.



Fig. 6.3 Turnarea betonului



Fig.6.4 Vibrarea betonului

Turnarea probelor martor de beton s-au turnat în acelaș timp cu coloanele (fig. 6.5 și fig.6.6) și s-a trecut la vibrarea acestora .



Fig. 6.5 Vibrarea probelor



Fig 6.6 Turnarea coloanelor

După întărirea betonului (28 zile) s-au instalat armăturile aferente cămășuirii. Ca armare s-au folosit două configurații de armare, la primele probe s-au folosit 8 $\Phi 12$ mm PC52 bare longitudinale și etrieri $\Phi 6/15$ cm OB37, adică s-a folosindu-se acelaș model de armare folosit ca la prisma inițială la celelalte probe s-au folosit 12 $\Phi 12$ mm, PC52 bare longitudinale și etrieri $\Phi 6/15$ cm OB37 (fig. 6.7. și fig. 6.8.). Armarea diferită nu are nici o influență la testele de smulgere. De asemenea clasa betonului folosit a fost aceeași cu proba inițială. Dimensiunile cămășuirii au fost de 10 cm.

În fig.6.9, fig.6.10, fig. 6.11 și fig.6.12 sunt prezentate aspecte ale turnării cămășuirii, pas cu pas.



Fig. 6.7 Armărea cămășuirii



Fig.6.8. Instalarea armăturilor în interiorul cofrajului



Fig. 6. 9



Fig 6. 10



Fig 6.11



Fig 6.12

Conexiunea între substratul inițial (prisma beton armat) și cămășuirea de beton armat a fost:

- trei exemplare, fără tehnici speciale de conexiune (aderența beton-beton);
- o probă cu un agent de aderență – rășină epoxidică cu două componente (fig.6.13.);
- o probă cu $\Phi 10$ mm conectori din oțel PC52, ancorate de prisma cu rășină epoxidică cu două componente (fig. 6.14);
- o probă cu conectori speciali - conexpan M10/40/100 mm, ancorate în substrat în găuri special făcute în prisma ($\Phi 12$ mm), fig. 6.15.
- trei probe cu conectori chimici, cu diferite clase de beton pentru elementul interior (C16/20) și cămășuire (C20/25).

Prismele s-au turnat, în august 2006, probele fără tehnici speciale în septembrie 2006 și ultimele 3 exemplare, în aprilie 2007.



Fig. 6.13 . – Folosirea ca agent de legătură a rășinei epoxidice

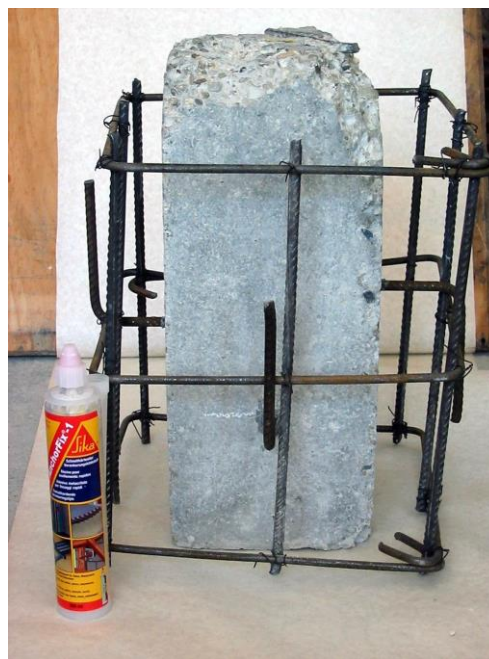


Fig. 6.14 – Folosirea de conectori cu ancorare chimică

Pentru realizarea testelor în partea de sus s-au folosit trei plăci de metal de dimensiuni mai mici de 200 x 200 mm în plan pentru a permite ca acestea să permită smulgerea (fig. 6.15). În partea de jos s-au folosit prismele de beton care au fost așezate direct sub cămășuire neavând nici un contact cu elementul interior (fig. 6.17.) În fig. 6.16 e prezentată așezarea probei pe standul de încercare.



Fig. 6.15 – Folosirea de conectori - ancorare mecanică

In fig.6.16 este prezentat modelul de încercare valabil pentru toate tipurile de cămășuire studiate.

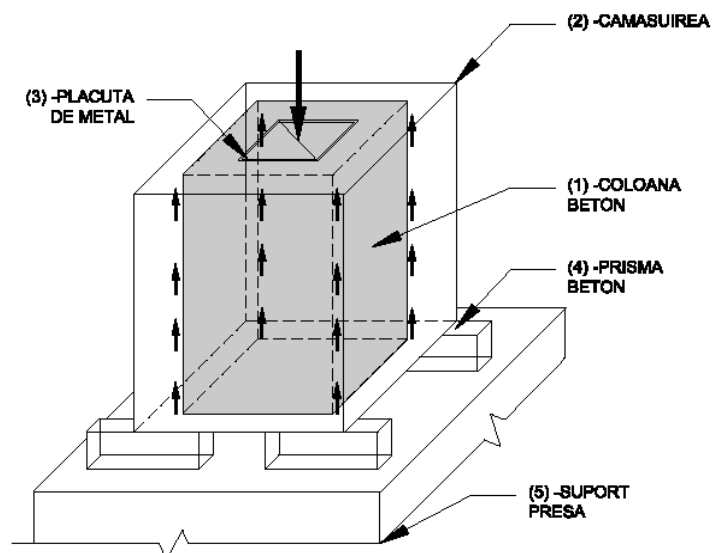


Fig. 6.16



Fig. 6.17 Instalarea probelor pe standul de probă



Fig. 6.18 Folosirea plăcuțelor de metal în partea de sus a probei



Fig. 6.19 Proba pregătită pentru încercare

Cum s-a meționat mai înainte pentru fiecare tip de probă, s-au turnat elemente standard (cuburi și prizme de beton) pentru a caracteriza rezistența la compresiune a substratului inițial de beton și a stratului de beton adăugat. In fig.6.20 și fig. 6.21 sunt prezentate aspecte din încercarea prismelor și cuburilor (probele martor).



Fig. 6.20.Fixarea prismelor martor



Fig. 6.21.Testarea prismelor martor

În tabelul 6.1 și 6.2 sunt prezentate valorile obținute în urma încercărilor pe cuburi și prisme.

Tab. 6.1

Încercare- cuburi - 19.04.2007		Încercare-cuburi - 27.04.2007	
Valori individuale P (t)	Valoarea medie P _m (t)	Valori individuale P (t)	Valoarea medie P _m (t)
P ₁ = 59 t	P _m = 55.67 t	P ₁ = 54 t	P _m = 54.1 t
P ₂ = 55 t		P ₂ = 53 t	
P ₃ = 53 t		P ₃ = 55.3 t	

Tab. 6.2

Încercare-prisme - 19.04.2007	
Valori individuale P (t)	Valoarea medie P _m (daN)
P _{r1} = 1.020 t	P _{rm} = 1.030 t
P _{r2} = 1.028 t	
P _{r3} = 0.973 t	
P _{r4} = 1.100 t	

$$\rightarrow Rt = \frac{3.5}{4} \cdot \frac{Pl}{bh^2} = \frac{3.5}{4} \cdot \frac{1030.25 \cdot 30}{10 \cdot 10^2} = 2.7 \text{ daN/ cm}^2 = 0.27 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow Rti = \frac{3}{2} \cdot \frac{Pl}{bh^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1030.25 \cdot 30}{10 \cdot 10^2} = 4.6 \text{ daN/ cm}^2 = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

În urma rezultatelor s-au obținut:

- *Proba 1* : aderență prin rășină (turnat 27.04.2007)

$$Pr = 48.5 \text{ t} ; h = 44 \text{ cm} \rightarrow \tau = \frac{48500}{4 \cdot 20 \cdot 44} = 13.78 \text{ daN/ cm}^2 = 1.378 \text{ N/mm}^2$$

În urma încercării primei probe proba a prezentat fisuri pe trei fețe a elementului (vezi fig. 6.22, fig. 6.23 și fig. 6.24).



Fig. 6.22



Fig. 6.23



Fig. 6.24



Fig 6.25

- *Proba 2* : conexpand (turnat 19.04.2007)

Pr = 60.5 t – fisuri verticale pe fețe

Pr = 30 t – deplasare verticală - fisuri multiple

h = 44.5 cm

$$\rightarrow \tau = \frac{60500}{4 \cdot 20 \cdot 44.5} = 1.699 \text{ daN/cm}^2 = 1.699 \text{ N/mm}^2$$



Fig. 6.26



Fig. 6.27



Fig. 6.28



Fig. 6.29

- *Proba 3* : conectori mecanici fixați chimic

Pr = 79.5 t – fisuri pe trei fețe verticale

$$h = 45.6 \text{ cm} \rightarrow \tau = \frac{79500}{4 \cdot 20 \cdot 45.6} = 2.182 \text{ daN/ cm}^2 = 2.182 \text{ N/mm}^2$$



Fig. 6.30



Fig. 6.31



Fig. 6.32



Fig. 6.33

Tiparul crăpăturilor și fisurilor apărute la testele de smulgere pentru elementele testate, este similar cu cele avute la prisma (probele martor) folosite în

testele prin compresie : crăpături vertical-longitudinale (fig. 6.33 și fig. 6.36) sau crăpături (fisuri) înclinate (fig. 6.34 și fig. 6.37). Crăpăturile (fisurile) verticale și smulgerea prismei (element interior) este rezultatul de cedare normală, la care aderența a fost de 1.92 N/mm^2 . Această valoare a fost folosită ca valoare de reper pentru compararea rezultatelor în continuare. Crăpătura înclinată a apărut din cauza imperfecțiunilor de la turnarea betonului (prisma interioară fiind înclinată). In acest caz, adereța a fost de 1.5 N/mm^2 , valoare mai mică decât la cedare normală. In consecință, această valoare a fost neglijată.



Fig. 6.34 Element încercat după testul de smulgere



Fig. 6.35 Element încercat după testul de smulgere



Fig. 6.36 Fisuri verticale în urma testul de smulgere



Fig. 6.37 Fisuri înclinate în urma testul de smulgere

Rezultatele obținute pe specimene fără tehnici speciale de conectare, legătură beton – cu – beton, precum și cele obținute pe probe cu aderență îmbunătățită folosind tehnici speciale (menționate mai înainte) sunt prezentate în tabelul 6.3.

Tab.6.3 Rezultatele încercărilor la smulgere

Nr.	Fără îmbunătățirea aderenței		Cu îmbunătățirea aderenței		Eficiența $\frac{(\tau_{af} - \tau_{ai})}{\tau_{ai}} \cdot 100$ [%]
	Efort de aderență T_{ai} [N/mm ²]	$\frac{f_c^{prisma}}{f_c^{camașuire}}$	Tipul soluției	Efort de aderență T_{af} [N/mm ²]	
1*	1.30	25.4/27.5	Rășină epoxidică	1.38	6 %
2*	1.42	25.4/27.5	conectori (ancore) mecanici	1.70	23 %
3*	1.38	25.4/27.5	conectori (ancore) chimici	2.18	54 %
4**	1.38	20.0/36.8	conectori (ancore) chimici	1.92	39 %
Note: - prisma interioară (coloana inițială) * C 20/25; ** C16/20 - consolidare beton (cămășuire): C 20/25.					

Atât timp cât cea mai eficientă soluție de legătură a fost cea cu conectori ancorați chimic s-a recurs în continuare la teste adiționale ce au la bază acelaș model pentru aderență.

S-au efectuat teste la smulgere asupra substratului de beton (cămășuire) folosindu-se de data aceasta două clase de beton diferite -C 16/20 și C 20/25. Influența clasei de betonului folosit pentru substrat (prisma interioară) este de asemenea ilustrată în fig. 6.38.

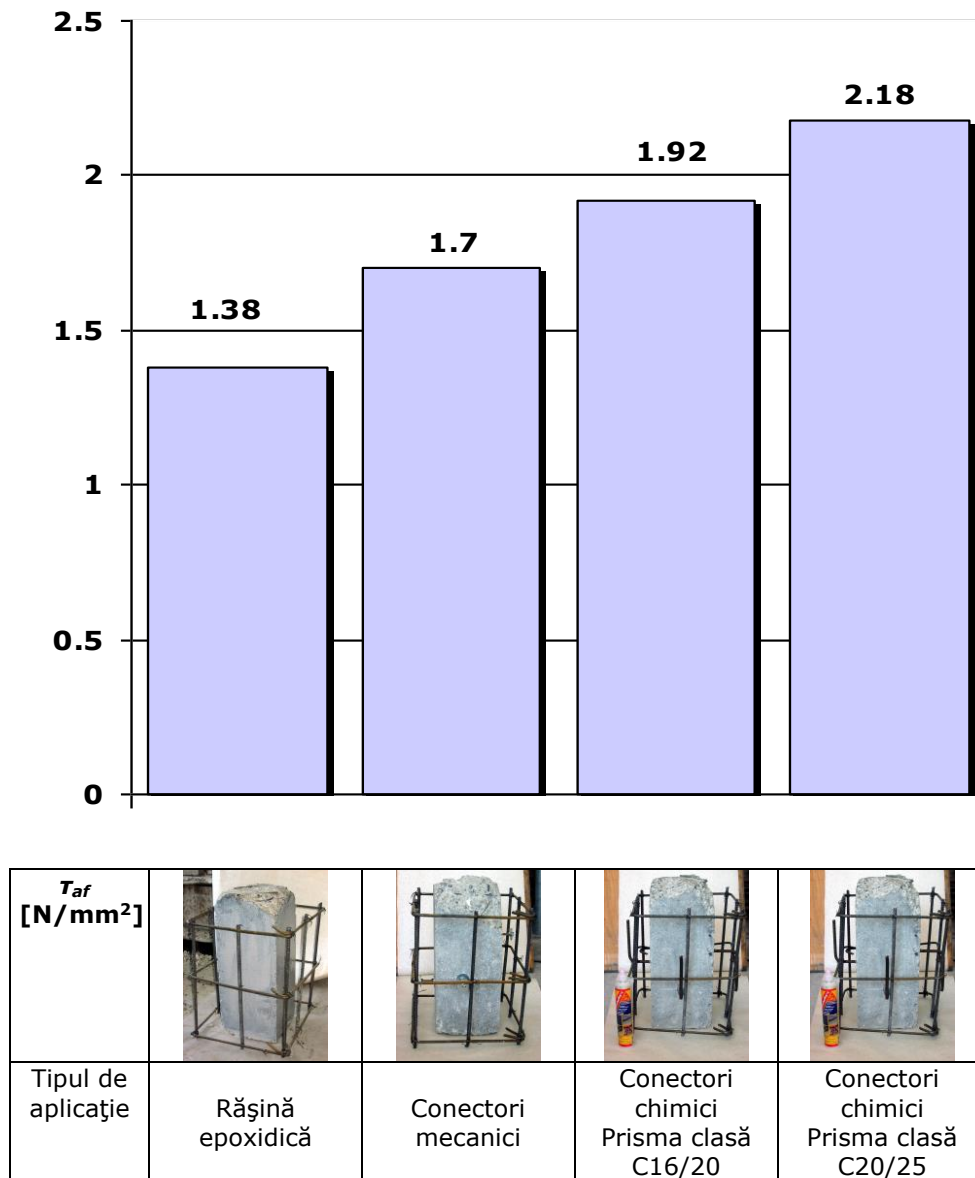


Fig . 6.38 Influența aderenței la diferite tehnici de cămășuire

Pentru conectorii ancorați chimic folosirea betonului cu clasa mai mare pentru prisma interioară C 16/20 și C 20/25 a dus la creșterea aderenței cu 15 % (de la 1.92 N/mm² la 2.18 N/mm²).

6.3 Concluzii

În ceea ce privește reabilitarea stâlpilor de beton prin cămășuire cu beton armat, aderența obținută pe probe fără tehnici speciale de conectare pentru beton-beton pare a fi similară celei pentru probele unde s-au folosit tehnici speciale : buciardare și umezirea suprafeței de contact.

Cea mai eficientă soluție a fost cea în care s-au folosit conectorii, ancorații chimic în elementul de beton existent și prin aderență în betonul stratului de cămășuire; această constatare a rezultat indiferent de clasa de beton a substratului. Spre exemplu, pentru betonul existent cu clasa de C 16/20 și betonul de cămășuire cu clasa de C 20/25 aderența a crescut cu 15% față de cazul în care betonul în cele două lemente au fost de aceeași clasă.

6.4. Aplicații

Ca aplicație, soluțiile de consolidare analizate au fost aplicate pe structura existentă de patru etaje (fabrica Guban) din beton armat construită în 1940 și situată în zona seismică Timișoara – Romania. Datorită cerinței proprietarului de adăugarea cu două etaje, s-a recurs la cămășuirea cu beton armat la fundații și coloane .

De asemenea soluțiile de consolidare au fost similare și la reabilitarea piciorului de pod „Steeles și Dufferin” .

6.4.1 Cămășuire la fundații și coloane folosind betonul armat (fabrica Guban) [38]

Aspectele generale ale proiectului au fost prezentate în subcapitolul 3.1.3.

Daunele locale au fost observate și evaluate la dale, grinzi principale, grinzi secundare și coloane. Prejudiciul a constat în: acoperirea cu beton era dislocat pe suprafața mare; coroziunea mai multor etrieri; coroziune adâncă a armăturii principale. Slăbirea armăturilor a fost dedusă prin analiza structurală. Analiza inițială făcută în 1940, a fost efectuată în conformitate cu normele românești, sub care o proiectare aseismică era inadecvată, ducând la slăbirea sistemului structurat. Pe de altă parte, a fost descoperită și o slăbire a armăturilor pentru preluarea forței tăietoare - au fost observate fisuri înclinate la unele grinzi principale.

Reabilitarea structurii din beton armat a fost efectuată în 2008. Consolidarea a constat în cămășuirea cu beton armat a stâlpilor și fundațiilor (fig. 6.39).



Fig. 6.39

Ca aplicații în urma studiilor experimentale studiate au fost adoptată soluția cu conectori ancorați chimic (fig. 6.40).



Fig.6.40 Consolidarea coloanei cu ancore chimice

6.4.2. Reabilitarea culee pod intersecție Dufferin și Steeles folosind betonul armat [61]

Datorită folosirii în exces a sării pe timp de iarnă pentru o mai bună curățire a șoselelor de zăpada excesivă (aproximativ 3-4 luni/an) o mare parte din infrastructura GTA-lui (Great Toronto Area) prezintă puternice degradări. In figurile de mai jos sunt prezentate soluțiile de cămășuire la primul picior (est) al podului (fig. 6.41 și fig. 6.42).



Fig. 6.41



Fig.6.42 Consolidarea cu ancore chimice

In cazul de față reabilitarea podului s-a făcut la cele două picioare ale podului pe cele două fețe ale culeelor. In prima fază s-a decopertat betonul carbonatat (8-12 cm), apoi s-a trecut la curățirea armăturii existente. In a doua fază s-a armat suplimentar cu armături longitudinale și transversale (\varnothing 12 spațiate între ele aproximativ la 406 mm legate cu sârmă). Lungimea totală a părții reabilitate a fost de 12 m. Capetele podului s-au reabilitat în aceeași manieră.

Noile armături au fost protejate împotriva corodării cu un strat de vopsea. Pentru o mai bună conlucrare între betonul existent și cel nou s-au folosit conectori (\varnothing 14 mm dispuși la 900 mm aproximativ). Conectorii au fost îndoiți la 90° (cu o lungime nominală de 600 mm) și au fost de asemenea protejați împotriva coroziunii prin vopsire. Dispunerea lor s-a făcut la un increment de 900 mm (în plan vertical și orizontal vezi fig. 6.43 și fig. 6.44).



Fig. 6.43



Fig.6.44

In fig. 6.45, fig. 6.46, fig. 6.76 și fig. 6.48 sunt prezentate aspecte din procesul de reabilitare al celui de-al doilea picior de pod (culee- est). Următoarea etapă constă în instalarea ancorelor chimice urmărindu-se aceleași procedurii în execuția reabilitării ca și la prima culee a podului.



Fig. 6.45



Fig. 6.46



Fig. 6.47



Fig. 6.48

Capitolul 7

CONCLUZII. CONTRIBUȚII ORIGINALE

7.1 Introducere

Partea experimentală a fost focalizată pe determinarea aderenței ce apare la stâlpii cămășuiți cu diferite tipuri de soluții de aderență. Incercările s-au realizat la laboratorul catedrei de CCIA. În timpul încercărilor în toată perioada 2006-2009 autorul a beneficiat de supervizarea și îndrumarea conducătorului științific al lucrării prof. Dr. Ing. Corneliu Bob, precum și de ajutorul dr. ing. Liana Bob și de asemenea de ajutorul dr. ing. Sorin Dan și dr. ing. Cătălin Badea.

În scopul realizării acestei lucrări autorul a consultat un număr mare de lucrări de specialitate în domeniul reabilitării prin cămășuire și durabilitatea betonului armat.

Această activitate de cercetare a fost favorizată de faptul că autorul lucrării a lucrat ca inginer la INCERC Timișoara pentru o perioadă de aproape patru ani, unde a participat la multe programe de testare, agremente și nu în ultimul rând a participat la expertize la diverse construcții civile. De asemenea autorul a fost implicat, timp de aproape nouă ani în activitatea de proiectare a cofrajelor Peri în Canada, unde a avut ocazia de a proiecta pentru diverse lucrări de construcții noi sau proiecte de reabilitare a unor obiective.

7.2. Concluzii generale

Pe baza studiilor teoretice, determinărilor experimentale în laborator cât și expertizării și consolidării mai multor construcții existente s-au desprins mai multe idei privind abordarea durabilității structurilor.

În urma studiului bibliografic ce aparține **capitolului 2** s-a ajuns la concluzia că inspecția și monitorizarea sunt indispensabile pentru protecția și producerea pagubelor; instalarea senzorilor pentru monitorizare este o parte integrantă a oricărei cercetări la durabilitate și e necesar să fie introdus în sistemul general. De asemenea o importanță deosebită o au senzorii de coroziune introduși în părțile sensibile ale structurii cu condiții severe de mediu pentru monitorizarea perioadei de inițiere a procesului de coroziune.

În **capitolul 3** se prezintă diferite soluții de reabilitare ale construcțiilor civile. Sistemul de reabilitare ales depinde pe de-o parte, de natura și profunzimea defectelor constatate la structurile expertizate iar pe de altă parte de posibilitățile economice și așteptările arhitecturale ale proprietarilor și investitorilor.

În urma expertizelor făcute și prezentate în **capitolul 4** privind procedeele specifice referitoare la nivelul stării de conservare a acestor structuri s-a ajuns la concluzia că metoda experimentală folosită pentru stabilirea adâncimii de carbonatare este relativ ușor de aplicat și nu necesită instrumente și proceduri laborioase. Compararea metodei teoretice cu determinările efectuate arată că a fost obținută o bună concordanță, ceea ce conduce la concluzia că în cazurile în care nu se pot face teste, modelul teoretic este suficient pentru a aprecia starea de conservare a armăturilor în beton. Modelul teoretic prezentat, bazat pe o formulă de calcul originală, este foarte util la expertizarea construcțiilor existente fiind, în

același timp, ușor de folosit. Rezistența la compresiune a betonului, folosit în formulă este obținută din determinările nedistructive care se fac în mod curent la cercetarea unei structuri.

În ultima parte a **capitolului 4**, evaluarea coroziunii armăturilor se poate stabili pe baza unei corelații teoretice, concretizată printr-o dreaptă de regresie efort relativ la întindere - grad de coroziune din barele de armătură. Această corelație, reprezentând o contribuție teoretică a tezei de doctorat, a fost testată prin datele experimentale obținute la expertizarea unei hale industriale din Timișoara.

În **capitolul 5**, în urma prezentării diverselor tipuri de reabilitări, de pe teritoriul Canadei, se trage concluzia că reabilitarea prin cămășuire cu beton armat este cea mai răspândită și mai des folosită metodă de consolidare structurală sau arhitecturală.

În urma programului experimental expus în **capitolul 6** s-a concluzionat că aderența obținută pe probe fără tehnici speciale de conectare pentru beton-beton pare a fi similară celei pentru specișenele unde s-au folosit tehnici specifice: buciardare parțială, sablare și umezire prealabilă. De asemenea probele la care s-au folosit tipuri de legătură cu conectori de oțel și conectori speciali „conexpan” au arătat o aderență mai bună.

Cea mai eficientă soluție a fost cea în care s-au folosit conectorii, ancorații chimic în elementul de beton existent și prin aderență în betonul stratului de cămășuire; această constatare a rezultat indiferent de clasa de beton a substratului. Spre exemplu, pentru betonul existent cu clasa de C 16/20 și betonul de cămășuire cu clasa de C 20/25 aderența a crescut cu 15% față de cazul în care betonul în cele două elemente au fost de aceeași clasă.

7.3. Contribuții personale

Cotribuțiile sunt de natură teoretică, experimentală și aplicativă.

Contribuțiile teoretice s-au concretizat în:

- sintetizarea principalelor cunoștințe în domeniul durabilității și reabilitării construcțiilor din beton armat;
- dezvoltarea unei interpretări originale a coroziunii armăturilor; pe baza teoriei propuse se poate stabili relația de regresie a forței din barele de armătură cu gradul de coroziune.

Contribuțiile experimentale sunt atestate prin :

- numeroase măsurători efectuate pe mai multe construcții din beton armat expertizate
- testele efectuate în cadrul Laboratorului departamentului de CCIA pentru stabilirea celei mai eficiente metode de conlucrare dintre betonul existent și cămășuirea cu beton armat a unui stâlp strucural. Programul experimental a pus în evidență influența pregnantă a doi parametrii: clasa betonului din stâlpul consolidat și tipul de conector folosit între cele două interfețe de beton.

Aplicarea în practică a studiilor teoretice și testelor experimentale a fost materializată în două direcții :

- studii și măsurători privind durabilitatea unor structuri care au stat la baza expertizării acestor construcții și la propunerile de reabilitare;

- participarea autorului la realizarea consolidării prin cămășuire din beton armat din Canada;
- utilizarea la două obiective (una din România și una din Canada) a conectorilor din oțel beton încastrați prin rășini speciale în stratul de beton existent.

7.4 Valorificarea rezultatelor cercetării

Valorificarea prin publicare a cercetărilor efectuate în domeniul tezei s-a concretizat prin 4 articole dintre care 3 sunt în volumele unor manifestări științifice internaționale.

- | | | |
|----|--|--|
| 1. | C. Enuică | <i>„Soluții de reabilitare folosind cofraje avansate”</i>
Aniversare INCERC - Filiala Timișoara , 50 ani
de activitate - 28 oct 2005 |
| 2 | C. Enuică C. Bob , S. Dan,
C. Badea | <i>„Behavior of reinforced concrete columns
Strengthened by jacketing”</i> Proceedings of the
International Symposium Composite Materials,
Elements and Structures for Construction
Zilele Academice 10th Ediție 24-25 May 2007 |
| 3 | Dan S, Bob C , Enuică C.
Bob L., Badea C. ,C .Gruin | <i>Modern Solutions for strengthening of Structural
Elements,</i> IABSE Congress: Creating and
Renewing Urban Structures, Chicago,2008 |
| 4 | Enuică C. Bob C. Dan S.
Badea C. C Gruin | <i>Solution for bond improving of reinforced
concrete columns jacketing,</i> Sustainability in
Science Engineering Zilele Academice 11th
Ediție -May 27-29 2009 |

BIBLIOGRAFIE

- [1] Baron J. Oliver J. P. La Durabilité des Béton, Presses Ponts et Chaussées, Paris 1992
- [2] ACI 201.2R-01 Guide to Durable Concrete
- [3] Dan Paul Georgescu Indrumător de proiectare a durabilității betonului în conformitate cu Anexa Națională de aplicare a SR EN 206-1 Clase de durabilitate
- [4] * * * Broșura „SRS Circular Column” - Art. Nr. 790275
- [5] * * * Broșura „GRV” - Art. Nr. 790443
- [6] * * * Broșura „RAPID Column” - Art. Nr. 790442
- [7] * * * Extras din SR EN 1992-1
- [8] * * * Extras din EN 12012-99
- [9] E.S. Julio, F Branco, V.D Silva Structural Rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing
- [10] Ramirez JL, Barcena JM Repair of concrete columns with localized
Urreta JL, de Val B & parțial loss of corners 1993
Aurrekoetxea JR
- [11] Hellesland J. & Green R. Tests of repaired reinforced concrete columns
Jurnal of the American Concrete Institute
dec. 1972
- [12] Fick Rilem Quality Control of Concrete Structures
june 1979 Stockholm
- [13] P Mc Kenne Effect of controlled permeability formwork
on concrete structures in marine
environments
- [14] S. Coccia , S. Imperatore & Influence of the corrosion on the serviceability
Z. Rinaldi limit state of reinforced concrete beams
- [15] Bob Corneliu Verificarea calității, siguranței și durabilității
construcțiilor. Editura Facla, Timișoara, 1989
- [16] * * * STAS 200-87. Incercarea la tracțiune a
oțelului.
- [17] * * * C 54-80. Instrucțiuni tehnice pentru
încercarea betonului prin extrageri de
carote.
- [18] Hilo E. R. Popovici B.S. Usilenie stroitelnih konstrukcii Vişcia škola,
1985.
- [19] Logothetis T.R. Tassios In situ assessment of concrete quality by
means of three combined N.D. methods.
RILEM, Quality control of concrete
structures, Stockholm 1979.

-
- [20] Bob C. Non – destructive testing of lightweight aggregate concrete. CBI Research No. 70/7313/P5, Stockholm 1973.
- [21] Malhotra V.M. A review of a 1978 ACI symposium on in-situ strength evaluation of concrete RILEM, v /5/.
- [22] Stehno G. Mall G. The use of a tensioning device for quality controls in concrete RILEM, v. /5/.
- [23] Montgomery F.R. Assessing Surface Properties of Concrete by In-situ Measurements v, /14/.
- [24] Johansen R. A new method for the determination of in-place concrete strength at form removal. v, /20/.
- [25] * * * C 26-85 Normativ pentru încercarea betonului prin metode nedistructive
- [26] Streeven P., Haas H. Detection of cracks in concrete by holographic interferometry, RILEM, New developments in non-destructive testing of non – metallic materials, Constanța 1974.
- [27] Krunoslav Mavar, Dalibor S. Donka Würth Monitoring of KRK bridge columns with interferometric fibre optic sensors
- [28] Guinez R. ș.a. Radioscopie des cuvrages en béton précontraint. v /14/.
- [29] Bungey I.H., Milard S.G. ș. a. Permittivity and conductivity of concrete at radar frequencies. Concrete in the service of Manking, Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. E and FN SPON, London 1996.
- [30] J.C. Dotreppe , Bruno S. J. M. Franssen Assessment of behavior of concrete structures affected by alkali-silica
- [31] Meyer A. Oberflächennahe Betonschichten. Beton 5/89.
- [32] Hilsdorf H.K. Durability of Concrete – Measurable Quantity v. /14/.
- [33] Millard I.G. Bungey I.H. In situ Assessment of reinforcement Corrosion In Concrete Structures v. /14/.
- [34] Gulikers T. Influence of local Repair on Corrosion on Steel Reinforcement v. /14/.
- [35] Bunte D., Rostasy Test Methods for On- site Assessment of Durability v /14/.
- [36] Bob C., ș.a. Durabilitatea construcțiilor de beton armat și precomprimat A. XIV. Conferință de betoane Cluj – Napoca, 1988.

-
- [37] * * * Proiect „Fabrica de bere Timișoreana”
- [38] * * * Proiect „Fabrica Guban ”
- [39] * * * Proiect „Bloc Dorobanți ”
- [40] * * * Proiect „Palace ”
- [41] * * * Proiect Peri „Consolidare stâlpi ”
- [42] * * * Proiect „ Glen Williams”
- [43] * * * Proiect „Centrala termică CT1” [contract 100/2984 faza 1 DDE]”
- [44] * * * Proiect „Centrala termică CT3”
- [45] C. Bob , C. Enuică Metode teoretice de apreciere a stării de carbonatare a elementelor Structurilor de beton , Contract 9/1996. Poz . B10, Faza B10.4
- [46] C . Bob , O. Marsu , I. Cadar Studii de expertiza la Anexa T.S. – Sectia de debitare 210, A de la „UNIO SATU MARE”
- [47] C. Bob , L. Bob Studii si determinări experimentale la clădirea CET Reșița
- [48] C. Bob , I Roșu , C. Enuică O. Murărașu Studii si determinări experimentale la clădirea CET Timișoara
- [49] C . Bob , O. Marșu , I. Cadar Expertiza castelului de apă de 500 mc din beton armat de la UNIO SATU MARE
- [50] C. Bob, Armion N., Jurca A, Mircea I., C. Enuică, M Smira Shell Gas Romania- Stația de îmbuteliere butan Timișoara contract 7196/1996 Buletin de control nr. 4 / LB.
- [51] C. Bob, N. Băluț, V. Florea, C. Enuică Studii privind elaborarea unor metodologii perfecționate de evaluare a stării construcțiilor în vederea precizării soluțiilor de reabilitare și a modului de întreținere a construcțiilor- contract 9-1996 faza A33.2
- [52] C. Bob,I. Buchman, E. jebelean, C. Enuică Studii privind elaborarea unor metodologii perfecționate de evaluare a stării construcțiilor în vederea precizării soluțiilor de reabilitare și a modului de întreținere a construcțiilor- contract 9-1996 faza A33.1
- [53] * * * Broșura „TRIO” - ediție 790357
- [54] * * * Proiect Peri „Camplain Bridge Piers”
- [55] * * * Proiect Peri „35 The Esplanade”

-
- [56] * * * Broșura „SKYDECK ” - Art. Nr. 790937
- [57] * * * Proiect Peri „Bayview Village”
- [58] * * * Proiect Peri cofraje speciale „Vario”
- [59] *Julio E.S., Branco F., Silva V.* Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface, *Construction and Buildings Materials* 18 (2004)
- [60] *Julio E.S., Branco F., Silva V.* Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2003
- [61] * * * Proiect „ Dufferin and Steeles”
- [62] *RILEM* Testing in situ of concrete structures Sept. 1977 Budapesta
- [63] *RILEM* Long term observation of concrete structure Sept. 1984 Budapesta
- [64] C BOB. Probabilistic assessment of reinforcement, of corrosion in existinf structure concrete in the service Mankind , concrete repair rehabilitation and protection, E and FN SPON, London 1996
- [65] DAN D SECULA S. Proceduri de încercări experimentale -2001
- [66] V. STOIAN TAMAS N.
DAN D. J. GERGELY C. Dăescu Materiale copozite pentru construcții-2004
- [67] TAMAS N. Materiale copozite polimerice pentru consolidarea elementelor din zidărie și beton -2007
- [68] SECULA S. DANIEL D.. Construcții Civile – Elemente de proiectare