

5.

ANALIZA UNEI CONSTRUCȚII EXISTENTE CU STRUCTURA ÎN CADRE DE BETON ARMAT

La solicitarea conducerii Fabricii de Bere "Timișoreana" S.A. din Timișoara, un colectiv de cadre didactice din cadrul Facultății de Construcții, Universitatea "Politehnica" din Timișoara a efectuat expertizarea structurii de rezistență de la hala de fierbere.

5.1. Descrierea construcției

Obiectivul expertizei tehnice de la Fabrica de Bere "Timișoreana" îl reprezintă hala de fierbere prezentată în Figurile 5.1a și 5.1b.



Figura 5.1a. Hala de fierbere - fațada principală.



Figura 5.1b. Hala de fierbere - fațada principală.

Această structură este realizată din beton armat turnat monolit conform proiectului 10803/1961 al Institutului de Proiectări pentru Industria Bunurilor de Consum - I.P.I.B.C.

Toate referirile privind alcătuirea halei de fierbere (pozițiile elementelor structurale și nestructurale, de beton armat sau alte materiale, denumirea și notarea lor) sunt în concordanță cu proiectul menționat anterior.

Structura orizontală de rezistență a acestei hale - Figura 5.2 - este un planșeu din beton armat monolit cu două deschideri de 7,50 m (A-B-C) și patru travee, trei de 7,50 m (1-2-3- 4) și una de 5,50 m (4-5). Planșeul este format din placă, grinzi secundare (pe direcția longitudinală) și grinzi principale (pe direcția transversală).

Structura verticală de rezistență este realizată în soluția cadre de beton armat monolit dispuse pe direcție transversală - Figura 5.3 - și longitudinală - Figura 5.4.

Hala de fierbere prezintă cinci nivele, parter plus patru etaje, pe care s-au dispus cazane (cota +4,40 m și +6,50 m), rezervoare cu apă (cota +14,60 m), alte utilaje. La cota +6,50 m este prevăzut un planșeu parțial (deschidere A-B, traveele 1-2-3). De asemenea la cota +2,95 m 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, structură realizată din grinzi metalice orizontale (cota +5,25 m) rezemate pe stâlpi de beton ce descărcă 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, parter plus șapte etaje, turn prevăzut cu casa scărilor, lift și utilaje specifice.

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

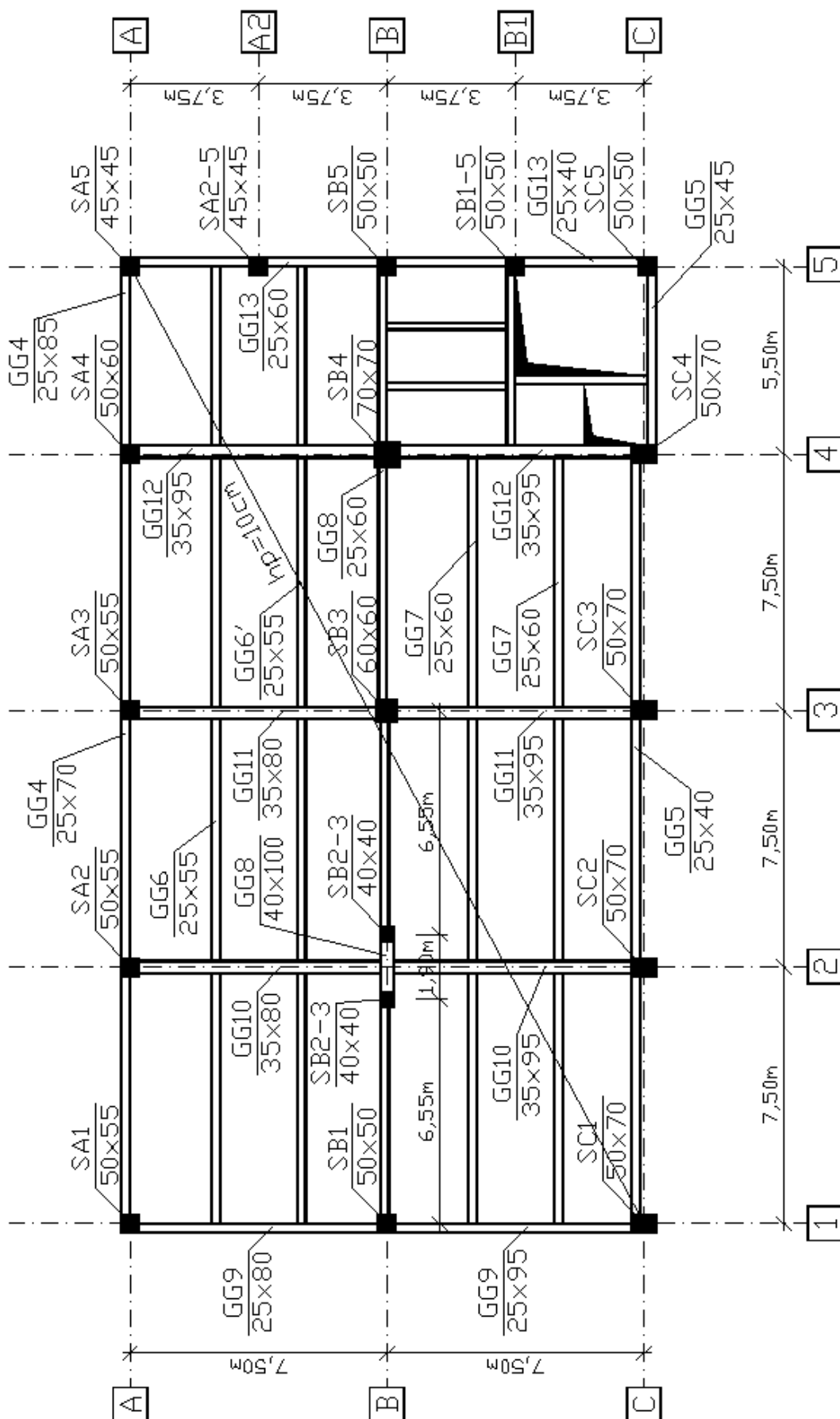


Figura 5.2. Planșeu cota +10,80 m – plan cofraj.

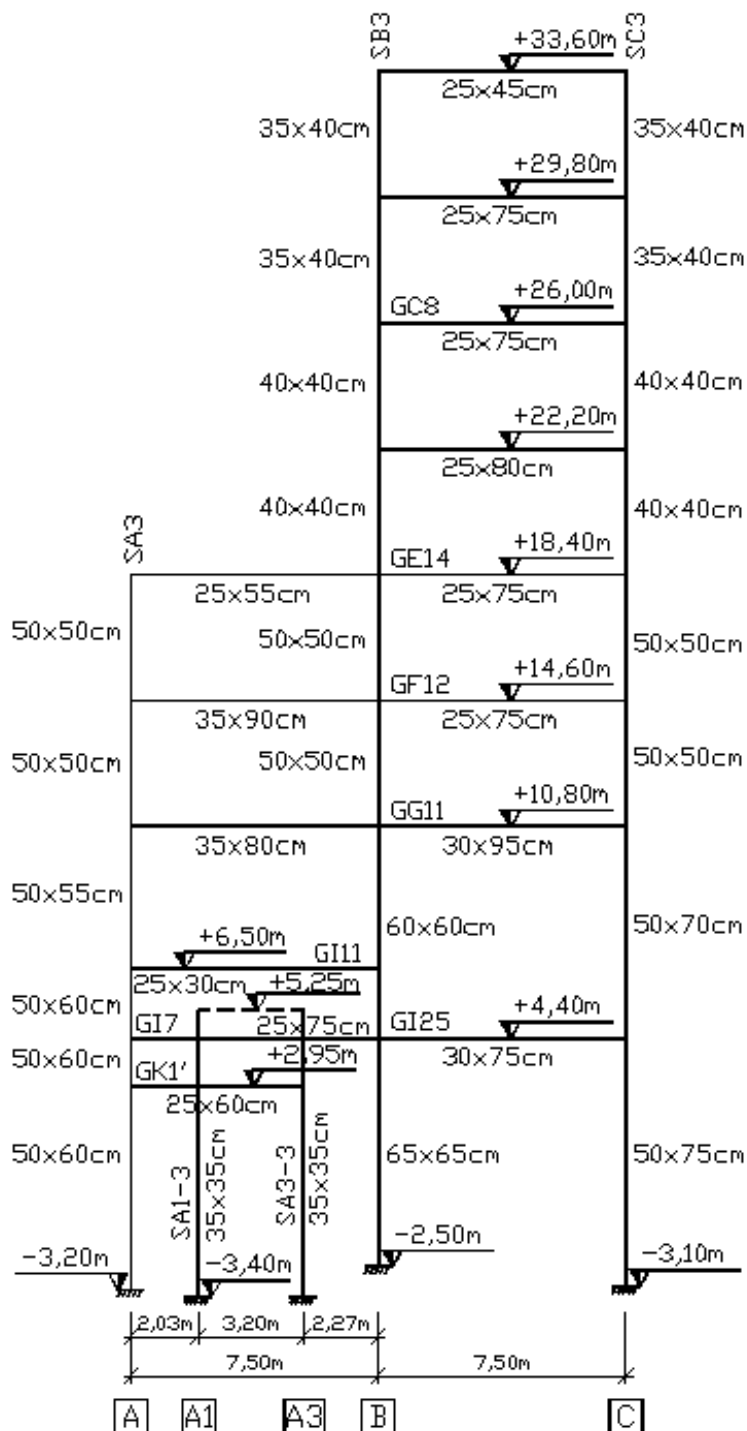


Figura 5.3. Cadrul transversal ax 3-3.

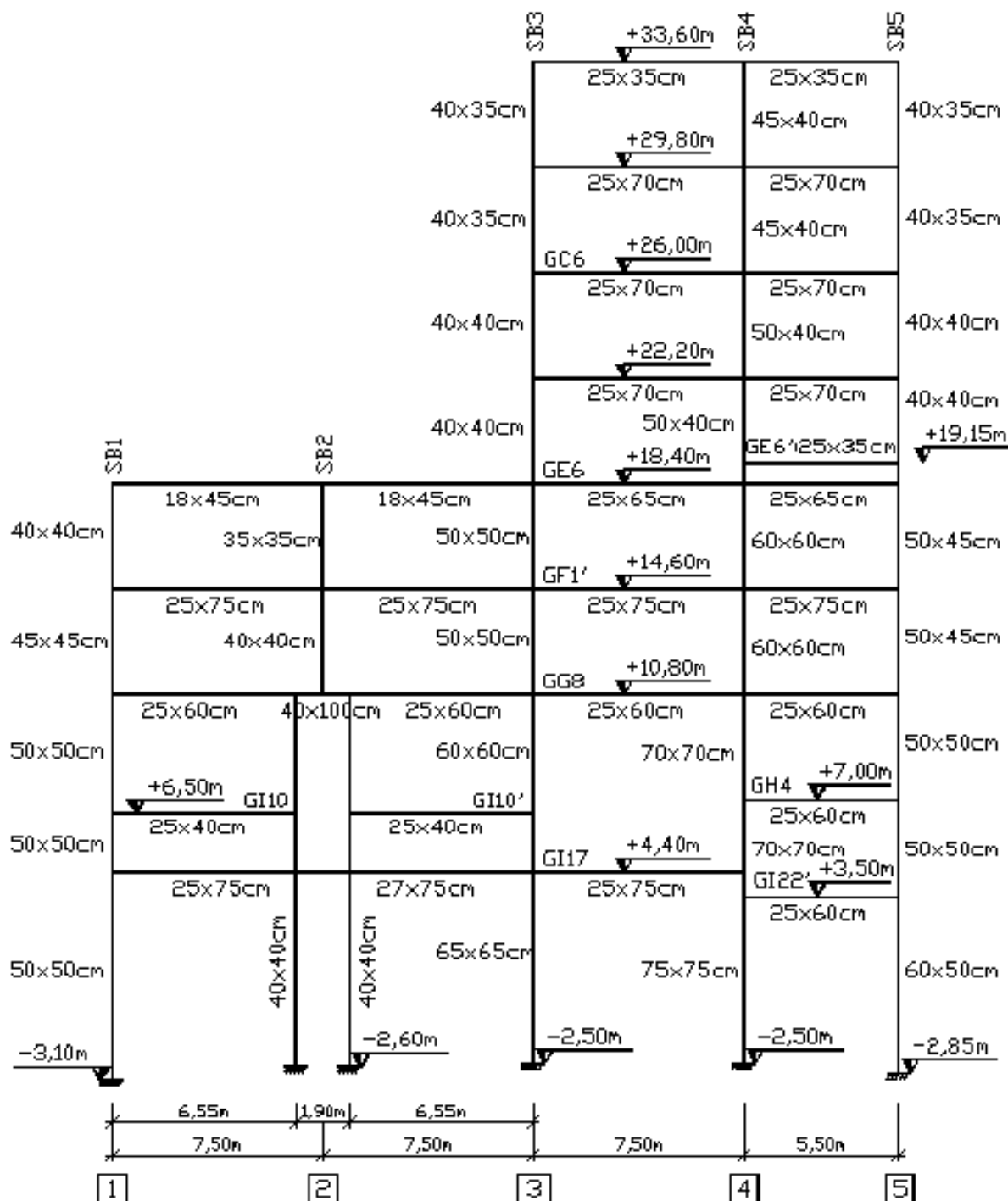


Figura 5.4. Cadrul longitudinal ax B-B.

5.2. 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. De altfel, la astfel de concluzii au ajuns și Inspekția în Construcții Timiș și conducerea unității, fapt care a condus la emiterea comenzii de expertiză către Universitatea "Politehnica" din Timișoara.

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

a) **Grinzile secundare** deteriorate sunt nervura GG6' și grinda longitudinală GG8 de la cota +10,80 m.

Nervura GG6' este elementul cel mai afectat al structurii. Din Figurile 5.5 (a,b,c,d) 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.



Figura 5.5a.



Figura 5.5b.



Figura 5.5c.



Figura 5.5d.



Figura 5.5e.

Grinda longitudinală GG8 este, de asemenea, foarte afectată. Din Figurile 5.5 (a,b,c,e) 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 că se constată fisuri orizontale pe fețele laterale deasupra armăturilor corodate.

b) Grinda principală GG11 de la cota +10,80 m - Figurile 5.6 (a,b,c,d) - 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 potențiale se apreciază că rezerva de rezistență a acestei grinzi este sub orice limită admisă.

c) Stâlpul SB3 de între cotele +6,50 m și +10,80 m - Figurile 5.6 (a,b,c) - 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 și 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 +10,80 m).



Figura 5.6a.



Figura 5.6b.



Figura 5.6c.



Figura 5.6d.

5.3. Cauzele degradărilor

Degradările elementelor de rezistență sunt datorate acțiunii ionilor de clor care au rezultat din soluțiile de sare care s-au folosit, o anumită perioadă, în procesul tehnologic.

Procesul de deteriorare în timp a unui element de beton armat este descris pe larg în Capitolul 1 și în rezumat în continuare.

Acest proces se caracterizează prin: perioada inițială care reprezintă timpul până când începe coroziunea și perioada de coroziune propriu-zisă adică timpul de deteriorare.

a) **Perioada inițială** se produce, în principiu, în doua moduri: carbonatarea betonului din jurul barelor de armatură și prezența ionilor de clor.

Mecanismul de carbonatare a betonului este similar cu cel al pătrunderii ionilor de clor. Acest lucru se datorează faptului că principalii factori influențează într-un mod similar cele două procese. Principalii factori care influențează carbonatarea și pătrunderea clorurilor sunt: concentrația dioxidului de carbon și/sau cea a ionilor de clor, condițiile din mediul înconjurător - temperatura și umiditatea, proprietățile de penetrare ale betonului și capacitatea de legare sau reacția chimică.

b) Perioada de coroziune propriu-zisă

După ce procesul de depasivare a stratului de protecție a armăturilor, fie prin carbonatarea betonului fie prin pătrunderea ionilor de clor, s-a produs, atunci are loc coroziunea barelor de oțel prin acțiunea apei și a oxigenului.

Produsele procesului de coroziune se caracterizează printr-un volum cu mult mai mare față de oțelul inițial din care provin (de aproximativ opt ori mai mare). Datorită acestui fapt se produce distrugerea betonului din jurul barelor de armatură care se manifestă prin fisuri paralele cu armăturile și apoi prin dislocarea stratului de acoperire a barelor de oțel.

Ionii de clor provenind din săruri reprezintă un risc foarte mare pentru producerea coroziunii barelor de oțel. S-a constatat că în situații când ionii de clor ating armăturile din beton se produce o puternică coroziune locală a acestora.

Un model numeric pentru calculul perioadei de inițiere și a perioadei de coroziune propriu-zisă este prezentat în Tabelul 1.1. Pe baza literaturii tehnice cât și a experienței practice din domeniu, profesor Corneliu Bob a propus o formulă unică atât pentru adâncimea de carbonatare cât și pentru cea de penetrare a ionilor de clor.

5.4. Determinări experimentale

5.4.1. Determinări nedistructive privind rezistența betonului

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

a) Metoda sclerometrului cu recul

Prin metoda sclerometrului cu recul au fost făcute măsurători pe principalele elemente de rezistență ale structurii din zona degradată în diferite secțiuni.

Valorile experimentale înregistrate sunt prelucrate și trecute în Tabelul 5.1 și 5.2.

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

b) 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 5.1 și 5.2.

c) Metoda combinată

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

Rezultatele calculului efectuate sunt prezentate în Tabelul 5.1 și 5.2.

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 (Pa 35);
- dozajul de ciment: 314 kg/m³;
- agregat silicios de râu;
- fracțiunea 0-1 mm: 19 %;
- betonul se păstrează în aer; nu se folosesc adaosuri;
- $\theta_i = 15$ °C;
- vârsta betonului $t_i = 30$ ani;
- $d_{\max} = 31$ mm.

Tabelul 5.1

Rezultatele încercărilor nedistructive pe grinzi transversale și stâlpi

Element	Secțiune	Sclerometru $C_t = 0,853$		Ultrasunete $C_t = 1,350$		Combinată $C_t = 1,056$
		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.	42,9	37,4	3804	20,2	29
	2.	44	38,5	3523	14,7	22,7
	3.	43,4	38,4	3750	19,1	26,4
	4.	40,1	32,0	3840	21,1	25,3
	5.	39,8	31,5	3661	15,6	20,6
	6.	41,3	34,2	3482	14,2	18,2
	7.	41,4	34,4	3495	14,5	18,8
GI25 gr. transv. desch. B-C	1.	34,8	23,4			
	2.	39,4	30,8			
	3.	37,5	27,5			
GG11 gr. transv. desch. A-B	1.	39	30,1			
	2.	41,3	34,2			
	3.	39,4	30,8	3302	11,7	16,1
	4.	41,7	35,0	3750	19,4	25,3
	5.	42	35,5	3615	16,2	22,5
	6.	43,5	38,7	3564	15,6	22,1
	7.			3357	15,3	
	8.			3730	19,0	
GF12 - gr. transv. desch. A-B	1.	39,5	31,0			
	2.	42,2	36,0	4117	28,9	34,4
Stâlp SC3 cota: +4,40 la +10,80	1.	41	33,7	3713	18,4	24
	2.	43,9	40,0	4425	39	42,8
Stâlp SB3 cota: +4,40 la +10,80	1.	39,7	31,3	4081	28,0	31,0
Stâlp SB3 cota: 0,00 la +4,40	1.	36,5	26,0	3651	17,1	18,3
Stâlp SC3 cota: 0,00 la +4,40	2.	32,5	20,0			

Tabelul 5.2

Rezultatele încercărilor nedistructive pe grinzi longitudinale

Element	Secțiune	Sclerometru $C_t = 0,853$		Ultrasunete $C_t = 1,350$		Combinată $C_t = 1,056$
		N	R_c [N/mm ²]	v [m/s]	R_c [N/mm ²]	R_c [N/mm ²]
GG6 traveea 3-4	1.	42,3	36,2	4021	26,0	31,6
	2.	41,9	35,4	4063	27,2	32,7
	3.	40,3	32,4			
	4.	40,1	32,0			
GG6 traveea 3 - 4	1.	42,8	37,2	3698	18,2	25,3
	2.	45,6	40,5	3993	25,3	35,9
	3.	42	35,5	4032	26,3	32,3
	4.	42,8	37,2	4053	26,8	33,7
	5.	39,3	30,6	3816	20,5	24,2
	6.	39,6	31,2	3806	20,2	24,5
	7.	43	37,8	3903	22,5	26,7
	8.	43,2	38,2	3959	24,1	32,1
GG7 traveea 3-4	1.	41	33,7	3749	19,1	24,4
	2.	40,8	33,3	3731	18,8	24,2
	3.	41,4	34,4	3947	23,9	29,8
	4.	41,8	35,3	3886	22,2	27,7
GI8 - traveea 3-4	1.	38,6	29,4	3768	19,7	22,2
GI 17 traveea 2-3	1.	32,6	20,1	3048	9,05	10,2
	2.	38,4	29,0			
GF1 - traveea 3-4	1.	40,2	32,2	3525	15,0	20,0

Pentru grinzi: $0,77 \times R_b = 13,10 \text{ N/mm}^2$ $R_b = 17,0 \text{ N/mm}^2$
 $0,55 \times R_b = 9,35 \text{ N/mm}^2$

Pentru stâlpi: $0,82 \times R_b = 13,94 \text{ N/mm}^2$
 $0,60 \times R_b = 10,20 \text{ N/mm}^2$

Concluzii: Din valorile rezultate prin măsurători nedistructive se poate aprecia că în toate secțiunile cercetate betonul este corespunzător întrucât a rezultat $R_{\min} > 0,6 R_b$ conform indicațiilor din C26/85. Anumite valori foarte mici ale rezistenței betonului sau chiar imposibil de pus în evidență prin metoda ultrasunetelor pot fi interpretate ca rezultând din prezența unor fisuri în aceste zone degradate prin coroziunea armăturilor.

Este cunoscut faptul că prezența ionilor de clor și/sau bioxid de carbon contribuie la procesul de coroziune a armăturilor și nu la degradarea betonului simplu. În consecință datele obținute cu sclerometru sunt mai aproape de calitatea betonului.

5.4.2. 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. În acest scop, cu ajutorul unui burghiu au fost extrase probe de beton pe adâncimi care au crescut progresiv din 15 în 15 mm până la o adâncime totală de 45 mm, din diferite zone de pe grindă.

Pentru analiză s-au utilizat testul cu fenolftaleină pe praful de beton extras din grindă.

Rezultatele acestor determinări sunt prezentate în Tabelul 5.3.

Tabelul. 5.3

Nr. crt.	Locul probei	Adâncimea [mm]	Valori		Observații carbonatare
			culoare viraj	pH	
1.	Sect. 1.	15	slab carmin	> 9	slabă
2.		30	carmin	>> 9	nu
3.		45	roz	= 9	slabă
4.	Sect. 2.	15	carmin	>> 9	nu
5.		30	slab carmin	> 9	slabă
6.		45	slab carmin	> 9	slabă
7.	Sect. 3.	15	carmin	>> 9	nu
8.		30	roz	= 9	slabă
9.		45	slab carmin	> 9	slabă

Concluzii: Din analiza rezultatelor prezentate în Tabelul 5.3 se poate preciza că nu s-a realizat o carbonatare clară a betonului din grinda cercetată deși au trecut 30 de ani de la darea în funcțiune a structurii. Această constatare se explică prin prezența măsurilor de protecție a elementelor de planșeu prin vopsire periodică.

5.5. Studiul stării de eforturi

Din considerente legate de conformarea aproximativ regulată a structurii și a modului de realizare a planșeelor (cu grinzi principale și secundare), analiza statică a structurii de rezistență a halei de fierbere s-a făcut pe două cadre plane, unul transversal (din axul 3-3) și unul longitudinal (din axul B-B). Acestea au fost alese din structura globală ca fiind cele degradate din acțiunea agenților agresivi, așa cum s-a arătat la punctul 5.2: grinda transversală GG11 (35x80 cm) din axul 3-3, deschiderea A-B, grinda longitudinală GG8 (25x60 cm) din axul B-B, traveea 3-4.

Schema statică a cadrelor plane analizate este cea prezentată în Figura 5.3 respectiv Figura 5.4.

Următoarele încărcări, care acționează asupra structurii, au fost grupate pe ipoteze de încărcare și luate în calcul:

- ipoteza 1 - încărcări permanente date de greutatea proprie a: elementelor de rezistență ale structurii (plăci de planșee, grinzi, stâlpi); elementelor de finisaj (pardoseli, tencuieli); pereții de zidărie de închidere și compartimentare; straturile de termoizolație și hidroizolație ale acoperișului tip terasă.
- ipoteza 2 - încărcări cvasipermanente date de greutatea proprie a utilajelor (exclusiv conținutul acestora specific procesului de producție).
- ipoteza 3 - încărcări cvasipermanente date de greutatea conținutului utilajelor (cazane, rezervoare de apă, buncăre, etc.) specifice procesului de producție.
- ipoteza 4 - încărcări utile pe planșeele structurii funcție de destinația spațiilor existente.
- ipoteza 5 - încărcarea seismică pentru structura studiată având clasa de importanță a construcțiilor obișnuite și fiind amplasată în Timișoara.

Încărcarea seismică considerată în calcul s-a determinat în două faze:

a) pentru evaluarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii cu relația (4.2) s-a încărcat structura cu forța seismică S_0 determinată conform Normativului P.13-63 [4.7], în vigoare la data proiectării construcției situată în regiune seismică, cu relația corespunzătoare fiecărui mod propriu de vibrație al structurii:

$$S = c Q \quad (5.1)$$

în care c este coeficientul de seismicitate:

$$c = K_s \beta \varepsilon \psi \geq c_{min} = 0,02 \quad (5.2)$$

și Q rezultanta încărcărilor gravitaționale.

S-au calculat acești coeficienți pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii studiate, în care se obțin forțele seismice orizontale cele mai importante, rezultând:

- $K_s = 0,025$ pentru gradul de seismicitate de calcul al construcției **7** corespunzător gradului de seismicitate **7** al zonei Timișoara și clasa de importanță **II** (construcții obișnuite);
- $\beta = 0,9 / T$ ($0,6 \leq \beta \leq 3,0$) pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii pe direcția transversală cu perioada $T = 1,584 \text{ sec.}$, respectiv pe direcția longitudinală cu perioada $T = 1,835 \text{ sec.}$, rezultând valoarea minimă $\beta = 0,6$;
- $\varepsilon = 0,8191$ pe direcția transversală, respectiv $\varepsilon = 0,8498$ pe direcția longitudinală, coeficient de echivalență între sistemul real cu mai multe grade de libertate și sistemul convențional cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație **1**;
- $\psi = 1,2$ pentru construcții cu structura în cadre de beton armat;
- $c = 0,0147$ pe direcția transversală, respectiv $c = 0,0153$ pe direcția longitudinală, rezultând $c = c_{min} = 0,02$.
- $S = 193,40 \text{ kN} = S_0$ pe direcția transversală, respectiv $S = 319,60 \text{ kN} = S_0$ pe direcția longitudinală.

Calculul perioadelor proprii de vibrație pe direcția transversală (cadrul transversal - Figura 5.7) respectiv pe direcția longitudinală (cadrul longitudinal - Figura 5.8) și a coeficienților de echivalență ϵ s-a făcut automat pe calculator folosind programul CADGRAF [4.6].

b) evaluarea încărcării seismice convenționale $S_{necesar}$ s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 considerând construcția existentă ca o construcție nouă. Pentru structura studiată a rezultat în modul propriu de vibrație **1** :

- $\alpha = 1,0$ pentru clasa de importanță **III** (construcții de importanță normală);
- $k_s = 0,16$ pentru zona seismică de calcul **D** (Timișoara);
- $\beta = 1,916$ pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii pe direcția transversală cu perioada $T = 1,584 \text{ sec.} > T_c = 1,0 \text{ sec.}$ (perioada de colț pentru Timișoara), respectiv $\beta = 1,699$ pe direcția longitudinală cu perioada $T = 1,801 \text{ sec.} > T_c = 1,0 \text{ sec.}$;
- $\psi = 0,2$ pentru construcții cu structura în cadre etajate;
- $\epsilon = 0,8191$ pe direcția transversală, respectiv $\epsilon = 0,8498$ pe direcția longitudinală, coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul convențional cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație **1** ;
- $c = \alpha k_s \beta \psi \epsilon = 0,0502$ pe direcția transversală, respectiv $c = 0,0462$ pe direcția longitudinală;
- $S_{necesar} = S = c G = 485,43 \text{ kN}$ pe direcția transversală, respectiv $S_{necesar} = 738,28 \text{ kN}$ pe direcția longitudinală, G fiind rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură.

Cu aceste ipoteze de încărcare, multiplicat cu coeficienții încărcărilor corespunzători, s-au realizat combinații de încărcări în gruparea fundamentală și specială conform Tabel 5.4:

Tabelul 5.4

Ipoteze și combinații de încărcări

Combi-nații	Ipoteze	Ipoteza 1 Permanentă	Ipoteza 2 Cvasiperm. I	Ipoteza 3 Cvasiperm. II	Ipoteza 4 Utilă	Ipoteza 5 Seism
Înc. gravitaționale normate	1.	1,0	1,0	1,0	0,8	0,0
Încărcări seismice orizontale	2.	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0
	3.	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,0
Gruparea fundamentală	4.	1,2	1,2	1,1	1,3	0,0
Gruparea specială	5.	1,0	1,0	1,0	0,8	1,0
	6.	1,0	1,0	1,0	0,8	-1,0

Aceste combinații de încărcări s-au aplicat atât cadrului longitudinal cât și celui transversal.

Calculul static s-a executat automat pe calculator, folosind programul CADGRAF - Analiza statică și seismică a cadrelor plane - IPCT București, versiunea 1994.

Modelarea în elemente finite a cadrului transversal și longitudinal s-a făcut conform Figurii 5.7 respectiv Figurii 5.8. În aceste figuri se prezintă discretizarea în noduri și bare a cadrelor plane analizate.

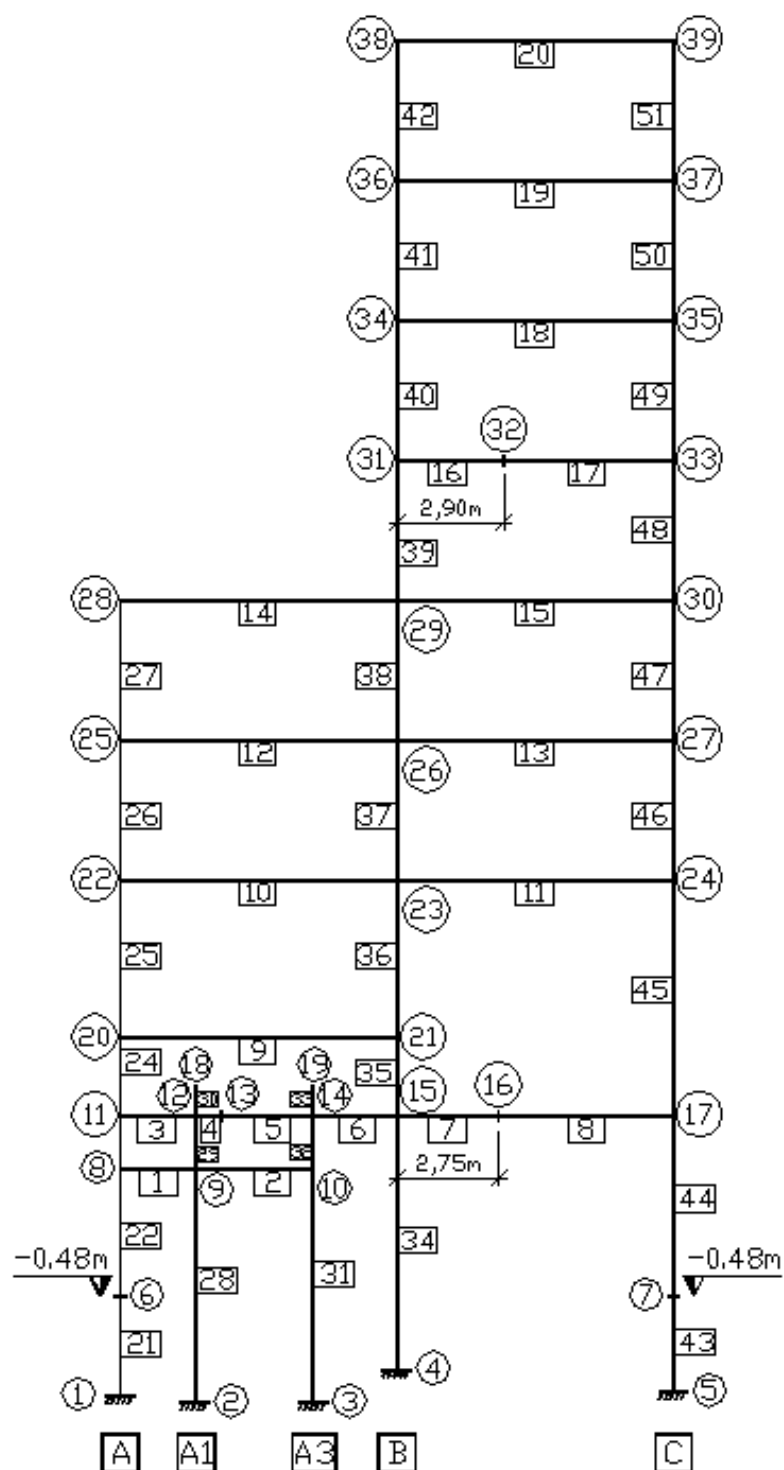


Figura 5.7. Discretizarea CADGRAF a cadrului transversal.
Numerotare bare și noduri.

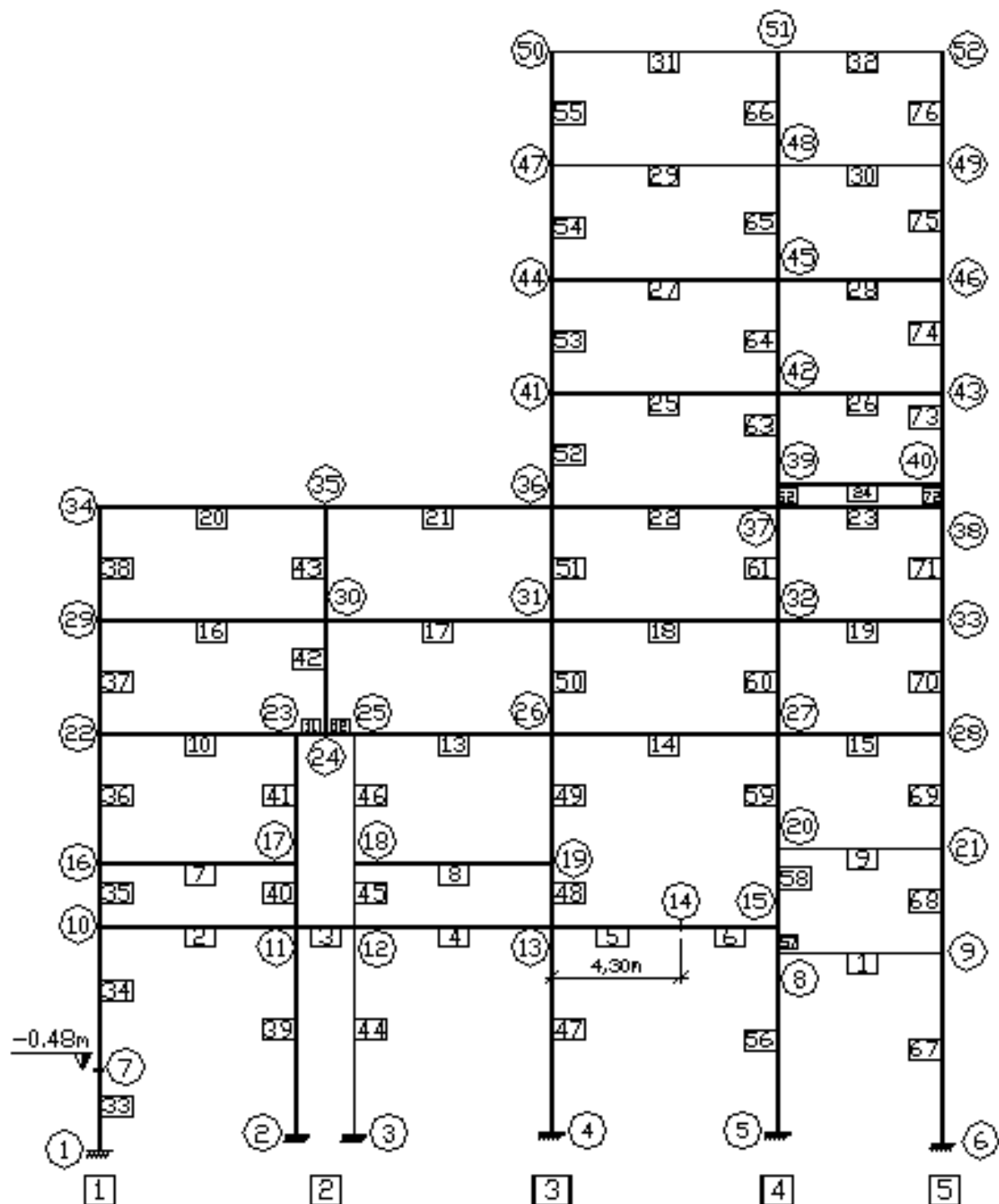


Figura 5.8. Discretizarea CADGRAF a cadrului longitudinal.
Numerotare bare și noduri.

Rezultatele numerice obținute prin calculul automat cu programul CADGRAF sunt prezentate în continuare pentru riglele și stâlpii cadrului transversal respectiv longitudinal. Dintre toate elementele acestor cadre s-au ales pentru studiu următoarele:

- riglele degradate din acțiunea agenților agresivi exteriori: rigla GG11 (Figura 5.3) a cadrului transversal - elementele finite 10 și 11 (Figura 5.7); rigla GG8 (Figura 5.4) a cadrului longitudinal - elementele finite 10, 13-15 (Figura 5.8);
- stâlpii degradați din acțiunea agenților agresivi exteriori și stâlpii cei mai solicitați din încărcări exterioare: stâlpii SA3, SB3 și SC3 (Figura 5.2) de la nivelele 1 și 2 ale cadrului transversal (Figura 5.3) - elementele finite 21-25, 34-36 și 43-45 (Figura 5.7); stâlpii SB1, SB2-3 (SB2), SB3, SB4 și SB5 (Figura 5.2) de la nivelele 1 și 2 ale cadrului longitudinal (Figura 5.4) - elementele finite 33-36, 39-41, 44-46, 47-49, 56-59 și 67-69 (Figura 5.8).

Eforturile secționale la capetele riglelor și stâlpilor studiați sunt prezentate în Tabelele 5.5, 5.6, 5.7 și 5.8 pentru cadrul transversal, respectiv în Tabelele 5.9, 5.10, 5.11 și 5.12 pentru cadrul longitudinal. Tabelele prezintă valorile momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi, din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S_0 (M_{S_0}) respectiv S (M_S) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gS_0} , M_{gS_0} respectiv N_{gS} , M_{gS}). Aceste eforturi sunt diferențiate datorită încărcării seismice aplicate structurii: S_0 - calculată conform Normativului P.13-63; S - calculată conform Normativului P100-92.

Nu s-au prezentat rezultatele studiilor asupra forțelor tăietoare din diferite elemente structurale deoarece verificările la aceste solicitări au fost satisfăcătoare și nu au indicat posibilitatea apariției distrugerilor din forțe tăietoare.

Tabelul 5.5

Momente încovoietoare în riglele cadrului transversal din Figura 5.7 conform P.13-63

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG11	10	22	-168	-174	-342	-353	0,941
			-168	+174	+6	+139	0,567
		23	-414	-142	-556	-660	0,577
	11	23	-399	-197	-597	-622	0,883
		24	-109	-239	-348	-404	0,810
			-109	+239	+131	+174	0,845
$\gamma_{max} =$							0,941

Tabelul 5.6

Eforturi secționale în stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7 conform P.13-63

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	N_{gS_0} [kN]	M_{cap,S_0} [kNm]	γ
SA3	1	21; 22	17	180	197	-1598	349	0,542
	2	24; 25	41	145	186	-1242	363	0,450
SB3	1	34	36	236	273	-3981	266	1,026
	2	35; 36	18	203	221	-3278	279	0,778
SC3	1	43; 44	16	195	211	-3018	749	0,266
	2	45	68	175	243	-2319	455	0,452
$\gamma_{max} =$								1,026

Tabelul 5.7

Momente încovoietoare în riglele cadrului transversal din Figura 5.7 conform P100-92

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_S [kNm]	M_{gS} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG11	10	22	-168	-437	-604	-353	2,362
			-168	+437	+269	+139	1,423
	11	23	-414	-358	-771	-660	1,455
			-399	-495	-895	-622	2,220
		24	-399	+495	+96	+139	0,920
			-109	-601	-710	-404	2,037
-109	+601	+492	+174	2,362			
$\gamma_{max} =$							2,362

Tabelul 5.8

Eforturi secționale în stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_S [kNm]	M_{gS} [kNm]	N_{gS} [kN]	$M_{cap,S}$ [kNm]	γ
SA3	1	21; 22	17	451	468	-1270	364	1,300
	2	24; 25	41	364	406	-1088	364	1,127
SB3	1	34	36	594	630	-4080	266	2,583
	2	35; 36	18	511	529	-3140	279	1,958
SC3	1	43; 44	16	490	506	-3410	624	0,806
	2	45	68	440	508	-2606	396	1,341
$\gamma_{max} =$								2,583

Tabelul 5.9

Momente încovoietoare în riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P.13-63

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_{So} [kNm]	M_{gSo} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG8	10	22	-90	-105	-195	-80	-10,500
			-90	+105	+15	+70	0,656
	13	23	-118	-65	-184	-194	0,855
			-89	-69	-158	-182	0,742
	14	26	-154	-102	-256	-203	2,082
			-195	-123	-318	-172	-5,348
		27	-110	-129	-239	-184	2,082
			-110	+129	+19	+90	0,645
	15	27	-54	-148	-202	-244	0,779
			-54	+148	+94	+104	0,937
		28	-58	-140	-198	-142	1,667
			-58	+140	+82	+94	0,921
$\gamma_{max} =$							2,082

Tabelul 5.10

Eforturi secționale în stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P.13-63

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_{So} [kNm]	M_{gSo} [kNm]	N_{gSo} [kN]	$M_{cap,So}$ [kNm]	γ
SB1	1	33; 34	25	87	111	-1652	172	0,593
	2	35; 36	96	49	145	-1325	212	0,423
SB2-3	1	39; 44	-3	50	47	-1297	67	0,712
	2	40; 41; 45; 46	40	65	105	-965	103	1,026
SB3	1	47	7	297	304	-4021	133	2,357
	2	48; 49	25	137	162	-3456	104	1,734
SB4	1	56	-14	491	477	-4812	409	1,161
	2	58; 59	42	169	211	-3669	388	0,489
SB5	1	67	5	118	123	-2148	121	1,016
	2	68; 69	28	85	113	-1893	101	1,165
$\gamma_{max} =$								2,357

Tabelul 5.11

Momente încovoietoare în riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P100-92

Riglă	Element	Secțiune - - Nod	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
GG8	10	22	-90	-243	-333	-80	-24,300
			-90	+243	+153	+70	1,519
		23	-118	-151	-269	-194	1,987
			-118	+151	+33	+70	0,803
	13	25	-89	-159	-248	-182	1,710
			-89	+159	+69	+58	1,082
		26	-154	-236	-390	-203	4,816
			-154	+236	+81	+68	4,816
	14	26	-195	-284	-479	-172	-12,348
			-195	+284	+89	+90	0,996
		27	-110	-298	-407	-184	4,027
			-110	+298	+188	+90	1,490
	15	27	-54	-340	-395	-244	1,789
			-54	+340	+287	+104	2,152
		28	-58	-323	-381	-142	3,845
			-58	+323	+266	+94	2,125
$\gamma_{max} =$							4,816

Tabelul 5.12

Eforturi secționale în stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Element	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gS} [kNm]	N_{gS} [kN]	$M_{cap,S}$ [kNm]	γ
SB1	1	33; 34	25	200	225	-1795	141	1,720
	2	35; 36	96	112	208	-1424	202	1,058
SB2-3	1	39; 44	-3	116	113	-1352	67	1,653
	2	40; 41; 45; 46	40	151	190	-931	114	2,049
SB3	1	47	7	686	693	-4159	133	5,444
	2	48; 49	25	315	340	-3570	105	3,955
SB4	1	56	-14	1134	1120	-5007	341	3,197
	2	58; 59	42	390	432	-3575	360	1,226
SB5	1	67	5	273	278	-2637	61	4,913
	2	68; 69	28	197	224	-2279	66	5,184
$\gamma_{max} =$								5,444

Tabelele anterioare prezintă și valorile eforturilor capabile la capete de rigle (M_{cap}) și stâlpi ($M_{cap,So}$ respectiv $M_{cap,S}$) calculate cu armăturile dispuse efectiv în elementele structurale și cu valori ale rezistențelor materialelor obținute pe baza măsurătorilor nedistructive efectuate.

De asemenea, sunt prezentate valorile coeficienților γ pentru rigle respectiv stâlpi.

Coeficienți γ s-au calculat cu relațiile (4.1a) respectiv (4.1b). Acești coeficienți pot avea valori extreme în diferite secțiuni (Tabelele 5.5 - 5.12), valori care nu se iau în considerare, nefiind semnificative pentru comportarea globală și cedarea structurii. Astfel s-au reținut coeficienții γ_{max} prezentați în Tabelul 5.13.

În mod similar exemplului prezentat anterior, în paragraful 4.2.1, s-a procedat la calculul forței seismice capabile S_{cap} a structurii s-a folosit relația (4.2) și încărcarea seismică S_0 calculată conform Normativului P.13-63, respectiv relația (4.2a) și încărcarea seismică S calculată conform Normativului P100-92, valori prezentate de asemenea în Tabelul 5.13.

În final s-a determinat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R (relația 4.3) conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2] pentru cadrul transversal respectiv cadrul longitudinal (Tabelul 5.13).

Tabelul 5.13

Calculul gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**

	Calcul la S_0 - dată de P.13-63 [4.7]		Calcul la S - dată de P100-92 [4.1]	
	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor
Cadrul transversal				
γ_{max}	0,941 (Tabelul 5.5)	1,026 (Tabelul 5.6)	2,362 (Tabelul 5.7)	2,583 (Tabelul 5.8)
S_{cap} [kN]	205,53	188,50	205,51	187,93
$S_{necesar}$ [kN]	485,43	485,43	485,43	485,43
R	0,42	0,39	0,42	0,39
Cadrul longitudinal				
γ_{max}	2,082 (Tabelul 5.9)	2,357 (Tabelul 5.10)	4,816 (Tabelul 5.11)	5,444 (Tabelul 5.12)
S_{cap} [kN]	153,51	135,60	153,30	135,61
$S_{necesar}$ [kN]	738,28	738,28	738,28	738,28
R	0,21	0,18	0,21	0,18

Se poate observa din Tabelul 5.13 că rezultatele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** obținut prin calculul conform prescripțiilor în vigoare [4.2], folosind ca încărcări seismice S_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția, și prin calculul mai simplu propus anterior, folosind ca încărcări seismice S determinate conform normelor actuale, sunt foarte apropiate. Astfel, se poate adopta pentru evaluarea lui **R** metoda mai simplă în care se lucrează cu încărcări seismice determinate conform Normativului P100-92.

Analog exemplului prezentat la paragraful 4.2.1, s-au făcut și verificări secționale privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**. S-au utilizat relațiile generale (4.9), considerându-se numai acțiunea seismică, respectiv (4.10) considerându-se gruparea specială a încărcărilor. De asemenea, pentru a evidenția efectul aplicării încărcărilor seismice S_0 sau S s-au utilizat relațiile (4.9a) și (4.9b) respectiv (4.10a) și (4.10b).

S-au aplicat aceste relații cadrului transversal și cadrului longitudinal, rezultatele privind **R** precum și diferențele procentuale dintre aceste valori, fiind prezentate în Tabelele 5.14, 5.15, 5.16 și 5.17 pentru riglele și stâlpii celor două cadre.

Tabelul 5.14

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze pentru riglele cadrului transversal din Figura 5.7

Riglă	Element	Secțiune - Nod	R_S	R_{gS}	Δ [%]
GG11	10	22	0,42	0,58	38
			0,70	0,52	-26
	11	23	0,69	0,86	25
			0,45	0,69	54
			1,09	1,45	33
		24	0,49	0,57	16
		0,47	0,35	-25	
			$R_{S, \min} = 0,42$	$R_{gS, \min} = 0,35$	$\Delta_{\max} = 54 \%$

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
pentru stâlpii cadrului transversal din Figura 5.7

Tabelul 5.15

Stâlp	Nivel	Element	R_{So}	R_S	R_{gSo}	R_{gS}	Δ_{So} [%]	Δ_S [%]
SA3	1	21; 22	0,74	0,77	0,75	0,78	1	1
	2	24; 25	0,89	0,89	0,90	0,90	1	1
SB3	1	34	0,39	0,39	0,42	0,42	9	9
	2	35; 36	0,51	0,51	0,53	0,53	3	3
SC3	1	43; 44	1,50	1,24	1,48	1,23	-1	-1
	2	45	0,88	0,75	0,90	0,78	2	5
			$R_{So,min} =$ 0,39	$R_{S,min} =$ 0,39	$R_{gSo,min} =$ 0,42	$R_{gS,min} =$ 0,42	$\Delta_{So,max} =$ 9 %	$\Delta_{S,max} =$ 9 %

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
pentru riglele cadrului longitudinal din Figura 5.8

Tabelul 5.16

Riglă	Element	Secțiune - Nod	R_S	R_{gS}	Δ [%]
GG8	10	22	0,66	0,46	-31
		23	0,50	0,72	43
	13	25	0,58	0,73	25
			0,92	0,84	-9
		26	0,35	0,52	49
	14	26	0,94	0,84	-11
			0,25	0,36	44
		27	1,00	1,01	1
			0,30	0,45	51
	15	27	0,67	0,48	-29
			0,56	0,62	11
		28	0,46	0,36	-22
			0,26	0,37	43
			0,47	0,35	-25
			$R_{S,min} = 0,25$	$R_{gS,min} = 0,35$	$\Delta_{max} = 51 \%$

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze
pentru stâlpii cadrului longitudinal din Figura 5.8

Tabelul 5.17

Stâlp	Nivel	Element	R_{So}	R_S	R_{gSo}	R_{gS}	Δ_{So} [%]	Δ_S [%]
SB1	1	33; 34	0,73	0,58	0,76	0,63	4	8
	2	35; 36	1,04	0,95	1,02	0,97	-2	3
SB2-3	1	39; 44	0,61	0,61	0,59	0,59	-2	-2
	2	40; 41; 45; 46	0,42	0,49	0,54	0,60	30	23
SB3	1	47	0,18	0,18	0,19	0,19	4	4
	2	48; 49	0,25	0,25	0,31	0,31	22	22
SB4	1	56	0,37	0,31	0,36	0,30	-2	-3
	2	58; 59	0,89	0,82	0,90	0,83	1	2
SB5	1	67	0,43	0,20	0,44	0,22	2	7
	2	68; 69	0,37	0,19	0,45	0,29	22	53
			$R_{So,min} =$ 0,18	$R_{S,min} =$ 0,18	$R_{gSo,min} =$ 0,19	$R_{gS,min} =$ 0,19	$\Delta_{So,max} =$ 30 %	$\Delta_{S,max} =$ 53 %

Calcululele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice, determinat global pentru întreaga structură cât și secțional pentru diferite elemente scot în evidență necesitatea reabilitării construcției.

Valorile lui R global sunt de 0,39 pentru cadrul transversal, respectiv 0,18 pentru cadrul longitudinal.

Valorile lui R secțional minime arată necesitatea consolidării diferitelor elemente structurale: rigla longitudinală GG8 ($R = 0,28$); stâlpii SB3 ($R = 0,18$), SB4 ($R = 0,31$) și SB5 ($R = 0,19$).

Aceste valori ale lui R sunt sub cele minime admise de 0,50 pentru construcțiile din clasa a III-a de importanță ($R_{\min} = 0,50$).

5.6. Concluzii și soluții de remediere

5.6.1. Concluziile expertizei

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

a) 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.

b) 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.

c) Calcululele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice, efectuate prin stabilirea eforturilor, rezultate din încărcarea seismică convențională, determinată conform normativului P100-90, s-au făcut pe două cadre - transversal și longitudinal - prin folosirea programului CADGRAF (E_{2a} - metoda curentă de calcul simplificat pentru evaluarea capacității de rezistență). Din datele prezentate la paragraful 5.5 se desprinde concluzia că valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R nu se înscriu în datele prevăzute de Normativul P100-92 pentru clădirile din clasa de importanță III ($R_{\min} < 0,50$).

Prin efectuarea calculului amănunțit al coeficientului R secțional se constată că la cadrul longitudinal ax B-B acesta are valori pentru stâlpii SB3, SB4 și SB5 sub cele minime admise pentru construcțiile din clasa a III-a de importanță. Acest fapt conduce la necesitatea consolidării stâlpilor respectivi pe direcția cadrului longitudinal.

d) Față de concluziile prezentate mai sus se apreciază că pentru utilizarea, în condiții de siguranță, a structurii de rezistență a halei de fierbere este suficient a se proceda la reabilitarea elementelor structurale degradate și a celor neasigurate satisfăcător la acțiuni seismice în conformitate cu soluțiile prezentate în cele ce urmează.

5.6.2. Soluții de remediere

În concordanță cu cele prezentate la paragraful 5.6.1, soluțiile de remediere / consolidare alese pentru elementele de rezistență degradate au urmărit:

- nemodificarea sau afectarea într-o mică măsură a rigidității elementelor consolidate în scopul păstrării distribuției și raportului dintre eforturile care caracterizează structura inițială;

- realizarea unor lucrări care să se caracterizeze prin rapiditate în execuție, costuri reduse și nederanjarea, pe cât posibil, a procesului tehnologic specific halei;

- obținerea unei siguranțe în exploatare și a unei durabilități adecvate clasei de importanță a construcției expertizate.

Soluțiile de remediere, specifice fiecărui element afectat sunt prezentate în continuare principal și detaliate în capitolul următor - capitolul 6. Aceste soluții pot fi grupate în două categorii: soluții de remediere cu profile metalice și soluții de consolidare / remediere cu beton armat. Reabilitarea structurii s-a făcut prin alegerea soluției adecvate după care s-a procedat la întocmirea detaliilor de execuție.

Având în vedere degradarea accentuată a unor elemente ale structurii de rezistență s-a impus ca măsurile de remediere / consolidare să înceapă în cel mai scurt timp posibil, la ora actuală fiind finalizată execuția lucrărilor respective.

Grinzile secundare.

Soluțiile de remediere / consolidare care se prezintă se referă la grinzile secundare GG6' și GG8.

a) Soluția cu profile metalice presupune folosirea a câte două corniere cu aripi inegale L100x75x9 pentru fiecare nervură. Aceste corniere au fost alese pentru a prelua eforturile de la armăturile din câmpul nervurilor (atât cele corodate cât și cele necorodate). În scopul unei transmiteri corespunzătoare a eforturilor de la grinda de beton armat la profilele metalice, acestea vor fi fixate prin: bride care se fixează la partea superioară a grinzii, deasupra plăcii planșeului și se sudează de corniere; conectori de tipul "conexpand" care fixează cornierele de nervurile care se remediază atât lateral cât și la partea inferioară.

Luând în considerare degradarea accentuată a betonului din jurul armăturilor de rezistență de pe porțiunea centrală a grinzilor secundare s-a procedat la o îndesire a bridelor.

Avantajele soluțiilor cu profile metalice sunt: nemodificarea rigidității grinzilor, rapiditate în execuție, neîntreruperea fluxului tehnologic pe durata execuției remedierii.

Principalul dezavantaj al soluției este acela că profilele și celelalte părți metalice trebuie să fie întreținute, prin vopsiri periodice, pe întreaga durată de exploatare a halei.

b) Soluția de consolidare cu beton armat constă în folosirea unor armături noi (4Φ25) care se plasează la partea inferioară a grinzii. Barele noi, suplimentare, se sudează la capete de armăturile vechi, pe cel puțin 100 mm, iar pe interval, contactul cu armăturile existente se realizează prin intermediul unor cupoane de armătură, sudate atât de armătura existentă cât și de cea nouă. Acoperirea noilor armături se va realiza printr-un beton adecvat (agregat cu diametrul maxim 16 mm) care urmează a se aplica prin torcretare. În cazul când nu se dispune de aparatul de torcretare, se poate aplica stratul de protecție de beton prin turnare într-un cofraj special, montat la partea inferioară a grinzii, betonul având o consistență corespunzătoare.

Avantajul principal al soluției este acela că nu este necesară o întreținere ulterioară. Dezavantajele evidente ale soluției sunt: dificultăți tehnologice de turnare a betonului, durată de execuție relativ mai mare, deranjarea activităților specifice ale halei.

La rigla longitudinală GG8 valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** sunt inferioare celei limită de 0,5 în nodurile 26, 27 și 28 (Tabelul 5.16). Nu se propune soluție de consolidare din următoarele considerente:

- la o posibilă depășire a momentului încovoietor capabil în nodurile precizate, în cazul unei acțiuni seismice, articulațiile plastice formate în aceste noduri pot retransmite eforturile fără a afecta siguranța de ansamblu a structurii, mai cu seamă că rigla este consolidată pe traveea 3-4 (bara 14);

- ca o măsură suplimentară de siguranță se solicită înlocuirea zidăriei de cărămidă existentă de pe grinda GG8 cu un zid din materiale mai ușoare (BCA sub formă de fâșii).

Grinda principală.

Soluțiile propuse, similare cu cele prezentate la grinzile secundare, țin seama de particularitatea degradării acestei grinzi: coroziunea armăturilor longitudinale în apropierea îmbinării (rezemării) cu stâlpul; etrieri la distanțe mari (circa 25 cm) în zona rezemării.

a) Soluția cu profile metalice, foarte asemănătoare cu cea descrisă la grinzile secundare, se diferențiază prin aceea că perechea de corniere de la partea inferioară este L100x100x10, bridele de legătură sunt dispuse la distanțe mai mici în zonele de rezemare (zonele plastice potențiale) iar fixarea bridelor la partea superioară, deasupra plăcilor, se face prin intermediul unui profil U10.

b) Soluția de consolidare cu beton armat se propune a se realiza tot la partea inferioară, ca și la grinzile secundare cu deosebirea că armăturile noi ($6\phi 25$) se dispun la distanță de aproximativ 15 cm față de fața inferioară a grinzii. Prin această soluție se constată că se realizează o consolidare a grinzii, atât prin sporirea brațului interior de pârghie cât și prin mărirea rigidității grinzii. Legătura dintre armăturile noi și cele vechi se realizează prin etrieri dispuși la 20 cm.

Stratul nou de beton din zona consolidată se va turna într-un cofraj, care pe ambele fețe laterale are câte o deschidere corespunzătoare (o "pâlnie") pe toată lungimea grinzii.

Stâlpii.

Necesitatea remedierii / consolidării stâlpilor este dictată atât de coroziunea unor armături din apropierea nodului, de realizarea unor rezemări corespunzătoare pentru grinzile consolidate cât și de asigurarea la acțiuni seismice. Pentru stâlpul SB3 consolidarea este cerută de toate cele 3 condiții în timp ce pentru stâlpii SB4 și SB5 este necesară numai asigurarea la acțiuni seismice.

a) Soluția cu profile metalice presupune dispunerea în fiecare colț al stâlpului SB3 a patru corniere cu aripi inegale L100x75x9 care se fixează pe stâlp prin intermediul conectorilor de tipul "conexpand"; cornierele sunt legate între ele cu plăcuțe din oțel lat, realizându-se în final un stâlp cu zăbrele. Au fost propuse corniere cu aripi inegale pentru a se putea dispune aceste profile în colțurile în care rezemarea grinzilor este foarte apropiată de fețele laterale ale stâlpului (5-10 cm). Pe înălțime, stâlpul metalic se duce de la fundație până la planșeul de la cota +10,80 m, pe care îl străpunge și se termină la o înălțime de 60 cm peste placă. Aceste soluții se referă la stâlpul SB3, pentru stâlpii SB4 și SB5 urmând a se folosi soluții similare.

b) Soluția de consolidare cu beton armat este o metodă clasică de cămășuire a stâlpului pe toate cele patru laturi: au fost dispuse $16\phi 28$, bare din PC52, acoperite cu strat de beton pe fiecare parte.

Soluțiile de remediere, specifice fiecărui element afectat alese de beneficiar și constructor și executate sunt prezentate în detaliu în capitolul următor - Capitolul 6.