



A III –a Sesiune Științifică

CIB 2007

15 - 16 Noiembrie 2007, Brașov

**VERIFICAREA CONCORDANȚEI ÎNTRE MODELUL TEORETIC ȘI
CEL EXPERIMENTAL PENTRU PEREȚI DIN ZIDĂRIE DE CĂRĂMIDĂ
CONSOLIDATI PRIN CAMASUIRE CU FEROCIMENT**

Gavrilă MUNTEAN¹, Radu MUNTEAN¹, Traian ONET²

¹⁾ Universitatea Transilvania Brașov, Brașov, radu.m@unitbv.ro

²⁾ Universitatea Tehnică Cluj Napoca, Cluj Napoca

Abstract: The paper demonstrates the concordance between the theoretical calculations and the experimental results made on real scale bricks masonry walls strengthened by ferrocement, în the INCERC Cluj-Napoca laboratory.

Keywords: ferrocement, micro-concrete, consolidation

1. GENERALITATI

Deși ferocimentul ca material este cunoscut de foarte mult timp, el fiind utilizat la o gamă mare de construcții, de la ambarcațiuni la cofraje pierdute și de la rezervoare pentru diferite lichide la capodopere de arhitectura cum ar fi Opera din Sydney, utilizarea acestuia pentru reabilitarea construcțiilor avariate din diferite cauze a fost insuficient cercetată și aplicată.

2. DESCRIEREA SOLUTIEI DE CONSOLIDARE PRIN CAMASUIRE CU FEROCIMENT

În cele ce urmează ne vom referi la soluția de consolidare prin cămășuire a pereților din zidărie utilizând ferocimentul. Această soluție este indicată în cazul structurilor vechi puternic deteriorate la care capacitatea portantă a pereților structurali este mult diminuată .

Urmare celor expuse mai sus, autorii acestui material își propun să prezinte în continuare câteva aspecte privind calculul elementelor care au fost consolidate cu ferociment și apoi supuse unor solicitări pe standul de încercări de pe platforma INCERC Cluj-Napoca.

Pereții (4 panouri) din zidărie încercați în anii 2001-2002 de către INCERC Cluj Napoca pentru obținerea de informații în vederea îmbunătățirii metodelor de calcul al structurilor din zidărie la acțiuni seismice, au fost utilizați de către autori în anul 2005 pentru a verifica eficiența consolidării prin camasuire cu ferociment și corespondența între modelul teoretic de calcul cu cel experimental.

Pereții din zidărie au fost realizați din cărămizi ceramice pline de 240 x 115 x 63 mm Mortarul de zidărie a fost M50. S-a realizat și o înrămare a zidăriei pe contur cu stâlpișori de 24 x 10 cm și centuri de 24 x 20 cm din beton clasa Bc10 (B150) conform normativului P2-85. Armatura verticală din stâlpișori a fost 4Ø8 PC52 și a fost ancorată în fundații și centura superioară. Armarea

transversala a stâlpișorilor a fost din bare de sarma neagra Ø5mm având un procent de armare transversal de 0,157%. Dimensiunile finale ale panourilor de zidărie au fost: h = 190 cm (inclusiv centura de 20 cm), l = 180 cm iar grosimea de 24 cm.

Modelele de pereți au fost încercate la încărcări laterale ciclice în prezenta unei încărcări verticale constante ce a produs la baza lor un efort axial de 0,4 N/mm² (inclusiv greutatea proprie).

Urmare încercărilor efectuate în anii 2001-2002 s-a constatat ca panourile din zidărie confinata cu stâlpișori au cedat la forța tăietoare prin lunecare pe traseul fisurilor înclinate și forfecarea stâlpișorilor.

Pentru consolidarea pereților respectivi care au fost încercați inițial pana la rupere, s-a utilizat următoarea tehnologie:

- s-a cioplit cu dalta suprafețele afectate, pentru a se îndepărta materialul deteriorat (exfoliat, zdrobit, etc.);

- s-a refăcut continuitatea armaturilor din stâlpișori cu eclise sudate;

- s-a curățat suprafața cu un jet de apă și cu peria de sârmă pentru îndepărtarea bucășilor mici de material și a prafului;

- pe suprafața curată și rugoasă s-au bătut cuie în rosturile de mortar. Distanța dintre cuie a fost de 20...25 cm, iar lungimea liberă rămasă, de 10...15 mm. Odată cu cuiele s-au montat discuri (rondele) de plastic, cu rol de distanțier;

- s-a aplicat pe suprafață un strat de amorsaj din lapte de ciment;

- s-au poziționat câte 2 rânduri de plase de sârmă de oțel zincat având diametrul de 1mm și ochiuri de 10 x 10 mm. Din încercările la întindere efectuate pe plasele de sârmă au rezultat valori ale rezistenței la întindere de 310 N/mm². Pentru fixarea plaselor s-au utilizat cuiele poziționate anterior;

- s-a aplicat mortarul prin torcretare în grosime medie de 3,5 cm având grijă ca stratul de acoperire să fie cel puțin 0,5 cm; mortarul a fost preparat după următoarea rețetă: ciment Pa40 - 500kg/mc, nisip 0-3 mm - 1700 kg/mc, apa - 250 kg/mc. Din încercările pe epruvetele confecționate din acest mortar au rezultat valori ale rezistentelor la compresiune de 7,5 N/mm² la 7 zile și de 39 N/mm² la 28 de zile. Valorile rezistentelor la întindere din încovoiere au fost de 1,12 N/mm² la 7 zile și de 7,75 N/mm² la 28 de zile.

- s-au finisat fețele elementului prin aplicarea unui glet și vopsirea în alb pentru a fi mai vizibile fisurile;

Încercarea elementelor consolidate s-a făcut în aceleași condiții ca cele neconsolidate, respectiv prin aplicarea unor forțe laterale alternante cu ajutorul cricurilor hidraulice în prezenta unei forțe verticale ce a creat la baza panoului de zidărie un efort de 0,4 N/mm².

Cele doua straturi de mortar torcretat au realizat împreună cu zidăria ruptă un tot unitar așa de rigid, încât la forțe laterale egale cu cele care au provocat ruperea panourilor neconsolidate, panoul se rotea ca un solid rigid în raport cu punctul de contact dintre zid și fundație fără să se înregistreze fisuri pe fetele panoului (avea tendința de răsturnare).

Pentru a se putea mobiliza mortarul de torcretare a fost necesar să se recurgă la blocarea rotirii prin introducerea suplimentara a 2 tiranți din bare de oțel având Ø = 24 mm fiecare și cu o rezistența de curgere de 331,8 N/mm², montați la marginea panoului de zidărie consolidat.

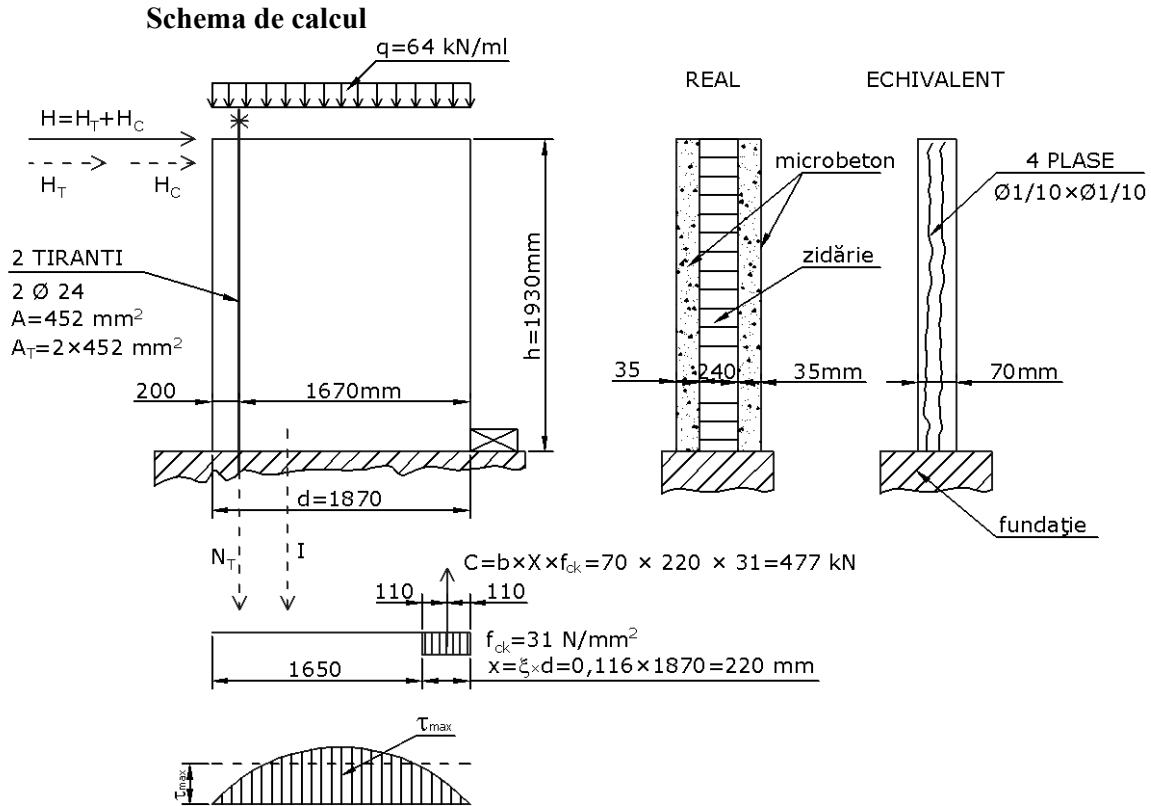
În aceasta noua situație s-au aplicat forțele alternante în ritm crescător cu trepte de 40 kN. Cedarea s-a produs în jurul valorii forței laterale de 460 KN, la ciclul VI, când s-a strivit fundația.

3. CALCULUL PANOURILOR CONSOLIDATE CU FEROCIMENT

Calculul s-a efectuat pe modelul teoretic care a și fost pus în practica, atât la stări limită ultime (SLU) pentru determinarea eforturilor normale din compresiune excentrică și a celor tangențiale din forfecare, cât și la stări limită ale exploatarii normale (SLEN) respectiv fisurare și deformații.

Având în vedere modul specific de cedare atât a elementelor neconsolidate cât și a celor consolidate, respectiv prin forfecarea zidăriei și a stâlpișorilor iar apoi a apariției fisurilor diagonale în cămășiuială, vom prezenta în continuare calculul eforturilor în secțiuni înclinate rezultate din forțele de forfecare aplicate elementului considerat.

Calculul s-au făcut după doua metode, respectiv cea cuprinsa în Codul de proiectare al elementelor din ferociment elaborat de Universitatea Tehnica din Cluj Napoca în anul 1999 și după prevederile EUROCODE EC2 și sunt prezentate în continuare.



Calculul după modelul din „Cod proiectare ferociment” – elaborat de Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca

Se utilizeaza pentru armare plase din sârmă subțire cu $\varnothing = 1 \text{ mm}$ și distanța între ochiuri de 10 mm, având următoarele caracteristici:

- număr de plase: $n = 4 \text{ plase}$
- greutatea plasei: $G_a = 1,138 \text{ kg/m}^2$
- aria plasei: $A = 1,93 \times 1,87 = 3,61 \text{ m}^2$
- densitate oțel: $\rho_0 = 7850 \text{ kg/m}^3$

Se determină procentul volumetric de armare: V_f

$$V_f = \frac{V_p}{V_s}, \text{ unde:}$$

$$V_p = \frac{n \times G_a \times A}{\rho_0} = \frac{4 \times 1,138 \times 3,61}{7850} = 0,0021 \text{ m}^3 - \text{volumul plaselor}$$

$$V_s = h \times A = 2 \times 0,035 \times 3,61 = 0,25 \text{ m}^3 - \text{volumul microbetonului}$$

$$V_f = \frac{0,0021}{0,25} = 0,00837, \text{ de unde:}$$

$$V_{fx} = 0,5 \times V_f = 0,0042 - \text{pe o direcție}$$

Efortul unitar capabil de forfecare la fisurare se determină cu relația:

$$\tau_{cr} = f_{bt} + 450 \times V_{fx} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{bt} = m_{bt} \times f_{ct}^*$$

$$f_{ct}^* = \frac{f_{tk}}{\gamma_{bt}}; m_{bt} = 1,0; \gamma_{bt} = 1,5$$

$$f_{tk} = 0,22 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{ck} = (0,87 - 0,002 \times f_{bk}) \times f_{bk} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{bk} = 39 \text{ N/mm}^2 - \text{obținut experimental prin încercarea epruvetelor prelevate din microbetonul pus în operă}$$

$$f_{ck} = (0,87 - 0,002 \times 39) \times 39 = 31 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{tk} = 0,22 \times (31)^{\frac{2}{3}} = 2,17 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{ct}^* = \frac{f_{tk}}{1,5} = \frac{2,17}{1,5} = 1,45 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$f_{bt} = m_{bt} \times f_{ct}^* = 1 \times 1,45 = 1,45 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\tau_{cr} = f_{bt} + 450 \times V_{fx} = 1,45 + 450 \times 0,0042 = 3,34 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Efortul unitar de forfecare experimental (mediu)

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \times \frac{H_F}{b \times d} = \frac{3}{2} \times \frac{440 \times 10^3}{70 \times 1870} = 5,04 \quad [\text{N/mm}^2], \text{ în care:}$$

$$H_F = 440 \text{ kN} - \text{forța la care a apărut fisura}$$

$$\tau_{med} = \frac{2}{3} \times \tau_{max} = \frac{2}{3} \times 5,04 = 3,36 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Din cele de mai sus rezultă că efortul unitar tangențial de calcul $\tau_{cr} = 3,34 \text{ N/mm}^2$ este aproximativ egal cu efortul unitar experimental $\tau_{med} = 3,36 \text{ N/mm}^2$, ceea ce arată o bună concordanță între formulele de calcul utilizate în Codul de proiectare al ferocimentului și rezultatele obținute experimental la scară naturală.

3.3. Calculul după prevederile EUROCOD EC2

Se determină forța tăietoare pe care ar putea să o preia microbetonul: V_{Rdc}

$$V_{Rdc} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d$$

în care:

$$\gamma_c = 1,5 - \text{coeficient de siguranță din tabelul 2.3 din EUROCODE EC2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1870}} = 1,327 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{si}}{b_w \times d} = \frac{1422,1}{70 \times 1870} = 0,011 < 0,02 - \text{coeficient de armare longitudinală}$$

$$A_{si} = A_{plasa} + A_{tiranti} = 518,1 + 904 = 1422,1 \quad [\text{mm}^2]$$

$$A_{palsa} = \left(\frac{d-x}{s} \right) \times n \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = (10) \times 4 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} = 518,1 \quad [\text{mm}^2]$$

$$A_{tiranti} = 2 \times 452 = 904 \quad [\text{mm}^2]$$

$n = 4$ – număr de plase

$s = 10 \text{ mm}$ – mărimea ochiurilor plaselor

$\varnothing = 1 \text{ mm}$ – diametrul firului din plase

$b_w = 2 \times 35 = 70 \text{ mm}$ – grosimea totală a stratului beton

$f_{ck} = 31 \text{ N/mm}^2$ – rezistența caracteristică a betonului (rezultată experimental)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{116000}{152600} = 0,76, \text{ în care:}$$

$$N_{Ed} = q \times d = 64 \times 1,87 = 116 \quad [\text{kN}], \text{ în care:}$$

$q = 64 \text{ kN/m}$ – sarcina verticală

$d = 1,87 \text{ m}$ – lățimea elementului

$$A_c = 2 \times (1870 \times 35 + 310 \times 35) = 152.600 \quad [\text{mm}^2] \text{ – aria totală comprimată (la baza elementului)}$$

rezultă:

$$V_{Rdc} = \left[\frac{0,18}{1,5} \times 1,327 \times (100 \times 0,011 \times 31)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0,76 \right] \times 70 \times 1870 = 82,7 \quad [\text{kN}]$$

$$V_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times (1,327)^{\frac{3}{2}} \times (31)^{\frac{1}{2}} = 0,297 < 0,517$$

Rezultă că V_{Rdc} este bine calculat.

Se constată că $V_{Rdc} = 82,7 \text{ kN}$ este mult mai mic decât forța laterală $H = 460 \text{ kN}$ la care a cedat elementul: $V_{Rdc} \ll H = 460 \quad [\text{kN}]$ – forța laterală

Determinăm forța tăietoare maximă ce poate fi preluată fără strivirea microbetonului: V_{Rdmax}

$$V_{Rdmax} = \frac{\alpha_c \times b_w \times z \times v \times f_{cd}}{\cot g\theta + tg\theta} = \frac{1 \times 70 \times 1683 \times 0,5 \times 20,66}{1 + 1} = 609 \quad [\text{kN}]$$

în care:

$\alpha_c = 1$ – coeficient pentru structuri nepretensionate

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,60 \times \left(1 - \frac{31}{250}\right) = 0,525, \text{ se adoptă: } v = 0,5$$

$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1870 = 1683$ – braț de pârghie

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \times \frac{31}{1,5} = 20,66, \text{ în care:}$$

$\alpha_{cc} = 1$ – coeficient ce ține seama de efectele de durată

$\theta = 45^\circ$ - unghiul de înclinare a diagonalelor comprimate

$\gamma_c = 1,5$ – coeficient de siguranță din tabelul 2.3 din EUROCODE EC2

Determinăm forța tăietoare maximă preluată de armătura transversală (asimilat cu armarea numai cu etrieri): V_{Rds}

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{S} \times z \times f_{ywd} \times ctg\theta = \frac{3,14}{10} \times 1683 \times 270 \times 1 = 142684 \quad [\text{N}] = 142,7 \quad [\text{kN}]$$

în care:

$$A_{sw} = 4 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 4 \times \frac{\pi \times 1^2}{4} = 3,14 \quad [\text{mm}^2] \text{ – aria firelor transversale}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{310}{1,15} = 270 \quad [\text{N/mm}^2] \text{ – rezistența de calcul la curgere a oțelului}$$

$f_{yk} = 310 \text{ N/mm}^2$ – limita de curgere caracteristică (din tabelul 2.14 – Cod proiectare ferociment)

Observații:

- valoarea $V_{Rds} = 142,7 \text{ kN}$ arată cât pot prelua plasele de sârmă din forța laterală $H=460\text{kN}$;

Valoarea $V_{Rds} = 142,7$ kN este confirmată și de experiment în cazul încercării fără tiranți când s-a ajuns la o forță laterală $H = 155 \div 159$ kN;

- diferența $\Delta V_{Rds} = H - V_{Rds} = 460 - 142,7 = 317,3$ kN se consideră a fi preluată de cei 2 tiranți;

$$V_T = A_T \times f_{ywT} = 2 \times 452 \times 331 \approx 300.000 \text{ N} = 300 \text{ kN}$$

$$A_T = 2 \times 452 = 904 \quad [\text{mm}^2]$$

$$f_{ywT} = \frac{f_{yT}}{\gamma_s} = \frac{381}{1,15} = 331 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$f_{yT} = 381$ N/mm² – efort după care TER nu a mai înregistrat (a intrat în curgere)

- în această ipoteză valoarea forței tăietoare preluată de întreaga armătură (plase + tiranți) devine:

$$V_{Rds}^T = V_{Rds} + V_T = 142,7 + 300 = 442,7 \text{ kN} \approx H = 460 \text{ kN}$$

- diferența între valoarea calculată și cea obținută experimental este:

$$\Delta V = 460 - 442,7 = 17,3 \text{ kN}$$

- această diferență poate fi pusă pe seama efectului de dorn creat de armătura din stâlpișori și calculat cu relația:

$$V_{dorn} = N \times 4,12 \times \phi_{bare}^{\frac{2}{3}} \times b_w \times \sqrt[3]{f_{ck}} = 4 \times 4,12 \times 8^{\frac{2}{3}} \times 70 \times \sqrt[3]{31} = 14,5 \quad [\text{kN}]$$

în care:

$N = 4$ – numărul de bare din stâlpișori

$\phi_{bare} = 8$ mm – diametrul barelor din stâlpișori

Celelalte mărimi au fost definite anterior

Rezultă că forța laterală totală pe care o poate prelua ansamblul consolidat este:

$$V_{total} = V_{Rds} + V_T + V_{dorn} = 142,7 + 300 + 14,5 = 457,2 \text{ kN} \approx H = 460 \text{ kN}$$

Se constată că aplicând și această metodă de calcul se confirmă experimental modelul teoretic.

4. CONCLUZII.

În urma încercărilor pe elemente și a calculelor făcute pe modelul teoretic prezentate mai sus se poate concluziona ca indiferent de metoda de calcul utilizată valorile eforturilor (sau a forțelor de rupere) sunt confirmate de cele măsurate cu ocazia încercărilor pe modele la scara naturală.

Alături de alte soluții de consolidare utilizând cămășuirea elementului (ex. armare cu plase polimerice, microbeton armat cu plase din sârmă groasă de 4-6mm și ochiuri de 100x100mm, etc), soluția propusă și verificată de autorii acestei lucrări constituie o soluție viabilă cu un bun suport teoretic și experimental.

În fig.1 este prezentată schema de încercare a panourilor de zidărie.

În fig.2 este prezentat modul de echipare cu aparate de măsură a panoului supus încercării;

În fig.3 (foto) este prezentat panoul supus încercării cu echiparea descrisă anterior.

În fig. 4 este redat releveul fisurilor pentru panoul consolidat supus încercării în stadiul de cedare.

În fig.5 este redată diagrama efort - deformație în situația în care sunt montați tiranții ce împiedică răsturnarea panoului.

În anexa 1 este prezentată etalonarea timbrelor tensiometrice pe barele $\phi = 24$ mm reprezentând tiranții destinați împiedicării răsturnării panoului, iar în anexa 2 sunt prezentate informațiile culese la standul de încercări.

5. AVANTAJELE SOLUTIEI

Calitatea ferocimentului de a avea o foarte bună rezistență la fisurare conferă acestuia un mare avantaj față de utilizarea betonului armat. Rezistența la fisurare mărită, combinată cu

facilitatea punerii lui în operă , precum și greutatea proprie relativ mică și costul scăzut, fac din ferociment un sistem ideal de rehabilitare a structurilor.

Obiectivul major urmărit pentru consolidarea și rehabilitarea structurilor din zidărie, constă în refacerea capacității portante a acestora cu costuri cât mai rezonabile. Dintre numeroasele programe de reparare și rehabilitare a structurilor la care s-a utilizat ferocimentul, H.Ahmed și i L R. Austriaco [5] subliniază următoarele aspecte:

- comportare bună la fisurare;
- capacitatea de a îmbunătăți unele proprietăți mecanice ale structurilor consolidate;
- consolidările realizate permit modificări și reparații ulterioare;
- greutatea relativ redusă ce rezultă din sistemele de consolidare nu impune modificări în sistemul de susținere a structurii;
- facilitatea de a se împotrivi la schimbările de temperatură ;
- facilitatea de realizare a unei bune impermeabilități la apă , fără a fi necesare tratamente speciale;
- ușurința de procurare a materialelor necesare;
- nu necesită echipamente tehnologice speciale;
- flexibilitate la modificări ulterioare;
- posibilitatea ca prin consolidare să nu se altereze conceptul arhitectural al structurii și implicit, al clădirii.

La acestea am adăuga și acelea legate de o buna comportare la socuri, la vibrații, la foc și nu în ultimul rând avantajul că se poate modela după orice formă.

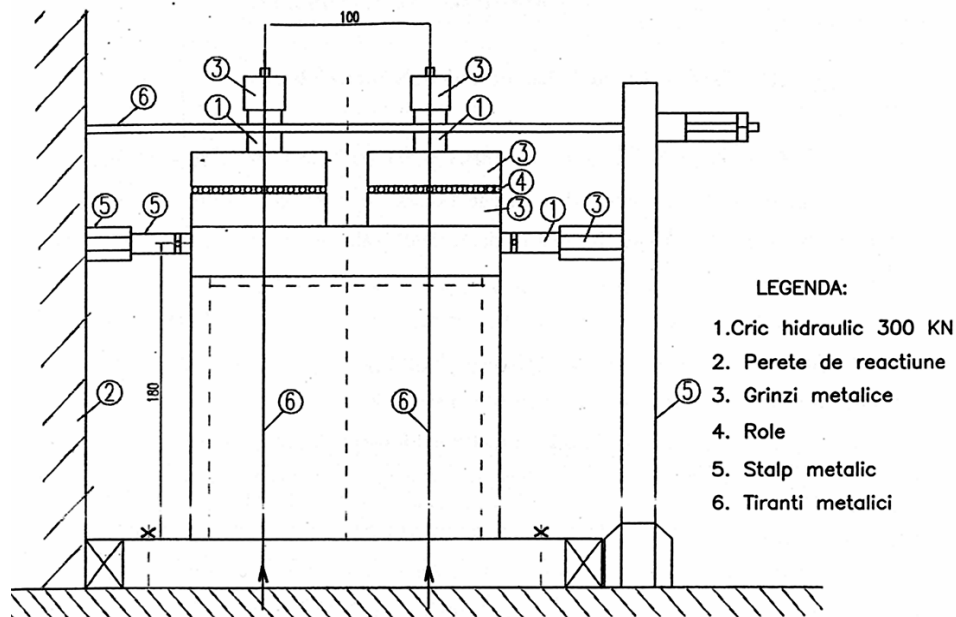
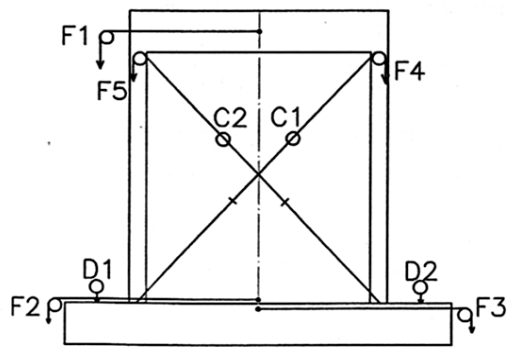


Fig. 1. Schema de încercare



LEGENDA:

C1-C2 Comparatoare, precizia 0.01 mm

F1-F5 Comparatoare cu fir, precizia 0.1 mm

D1-D2 Deflectometre, precizia 0.01 mm

Fig. 2. Schema de echipare cu aparate de măsurat



Fig. 3. Echiparea standului de încercare a elementului de zidărie consolidat

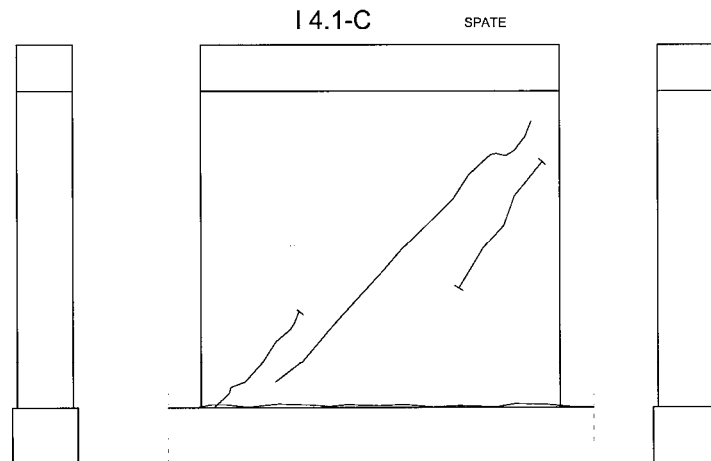


Fig. 4. Releveul fisurilor pentru elementul consolidat

I.4.1 C - tiranți

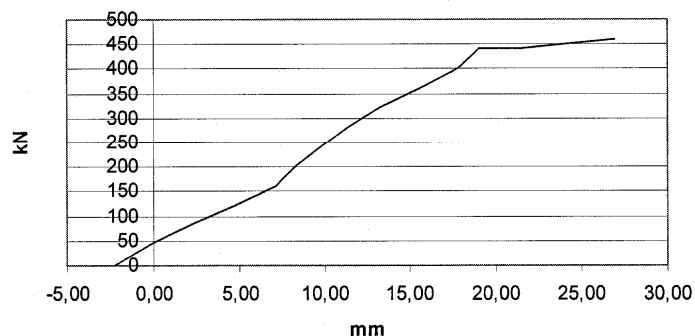


Fig. 5. Diagrama forță – deplasare pentru elementul consolidat echipat cu tiranți

BIBLIOGRAFIE

- [1]. A.C.I. – 549R – 93: State of the Art Report on Ferrocement
- [2]. A.C.I. – 549 – 1R-93: Guide for the Design, Construction and Repair of Ferrocement
- [3]. B.K.Paul, R.P. Pama: Ferrocement – ITIC Publication, Bangkok, Thailand 1978
- [4]. Oneț T., Vescan V., Szigeti L.: Realizări și perspective privind utilizarea ferocimentului în construcții. Revista de construcții 2-3/1991
- [5]. H.I.Ahmed, L.R.Austriaco: State of the Art Report on Rehabilitation and Restrething of Structures Using Ferrocement – Journal of Ferrocement, vol.21, No.3/1991
- [6]. Mihai Budescu, ș.a.: Reabilitarea construcțiilor. Editura Vesper-2001
- [7]. Tologea S.: Probleme privind patologia și terapeutica construcțiilor. Editura Tehnică-1975
- [8]. Ramiro A. Sofronie: Manual RichterGard. Total Publishing-București 2004
- [9]. Berar T. .: Teză de doctorat-2004, Universitatea „Politehnica” Timișoara
- [10]. Secula S.: Teză de doctorat-2003, Universitatea „Politehnica” Timișoara
- [11]. INCERC Filiala Cluj-Napoca: Imbunătățirea metodelor de calcul al structurilor din zidărie la acțiuni seismice. Faza 2/2001. Incercare elemente.
- [12]. EUROCODE 2
- [13]. Kiss Z., Onet T., Muntean G., Indrumator pentru proiectarea betonului armat Ed. U.T. Pres, Cluj Napoca, 2004
- [14]. Onet T., Magurean C., Vescan V., Cod de proiectare și execuție a elementelor din ferociment, Universitatea Tehnica Cluj Napoca, Contract MEN 33830/1999

ANEXA 1

Etalonare TER pe bare Φ 24 mm

24.05.2005

$A = 4,52 \text{ cm}^2$

Forța daN	σ daN/cm ²	Citiri		Diferența
		24.000	24000	
0		24.000	24000	
1000	221	60	80	70
2000	442	135	140	68
3000	664	210	220	78
4000	885	300	310	90
5000	1106	380	375	72
6000	1327	460	450	78
7000	1548	565	550	102
8000	1770	650	645	90
9000	1991	740	735	90
10000	2212	830	820	88
11000	2433	890	885	62
12000	2655	985	970	90
13000	2876			
14000	3097			
15000	3318	TER nu mai înregistrează		
24000	5310	Curgere		
32000	7080	Rupere		

ANEXA 2

nΔ	Semi Cicl.	H kN	Δ/Δ _r	Observația
I	I ₉	83 120		- Fie la baza $\alpha = 1$ m.
	I ₁₀	158 175		- fie baza $\alpha = 0,5$ m. - fie baza α . - fie fundație înclinat - coborât până la baza $\sim \alpha = 70^\circ$.
IV ₀		174		- fie din fundație = 18mm. - $L = \sqrt{9}$. - în partea de stânga - se ridică o coajă de beton \rightarrow afecțiunea D1 - tija metalică înclinată - de acea cure
V ₅				- fie mare în fundație - se explică betonul de la partea sup a fundației - nu pot conta pe D ₁ și D ₂ . - fac pe <u>V₅</u> \rightarrow pun tiranți
27.05.	Cu tiranți	400 440 440 460		- 2 fie mici stânga sus față - 1 fie înclinată mare - teneniale până - nu stiu cât a apărut. - 1 fie mare sus - fie. opate pe toată lungime (pri - diversificare) - ajungem pe - se schimbă fundația