Studiu asupra betonului armat

(Urmare)

Eforturi inițiale.

Presupunem că avem o grindă cu secțiune în T însă ferul să aibă o tensiune inițială p. Adică, înainte de a betona grinda întindem bara de fer cu efortul p, betonăm apoi grinda menținând tensiunea p în fer până ce priza e complectă și în urmă supunem grinda la flexiune.

Care va fi distribuția eforturilor în acest caz?

Fie ai ceea ce elementul de fer ab ar deveni dacă n'ar fi supus la nici un efort. Vom avea după notațiunile anterioare (fig. p. 53 B. 1. XXI).

$$e\frac{ab-ai}{ai}=\frac{p}{\omega}$$

Pe de altă parte $e\dfrac{a_1b_1-ai}{ai}=\dfrac{\mathrm{F}}{\omega}$ deducem din acestea

$$\frac{a_1\,b_1}{ab}=\frac{\dfrac{\mathrm{F}}{e\omega}+1}{\dfrac{p}{e\omega}+1}$$

însă $a_1\,b_1=bb'+z+dz-z+ab$ și de oarece $ab=dx$ avem

$$\frac{\dfrac{\mathrm{F}}{e\omega}+1}{\dfrac{p}{e\omega}+1}=1+\frac{bb'}{dx}+\frac{dz}{dx}$$

La pag. 54. Buletin No. 1 anul XXI am găsit

$$bb'=\frac{h-y_0}{y_0}\,\frac{\sigma}{\mathrm{E}}\,dx$$

obținem dar

$$\frac{\mathrm{F}-p}{\omega}=e\left(1+\frac{p}{e\omega}\right)\left(\frac{h-y_0}{y_0}\,\frac{\sigma}{\mathrm{E}}+\frac{dz}{dx}\right)(1)$$

Putem neglija termenul $\frac{p}{e\omega}$ lângă 1 căci dacă am admite $\frac{p}{\omega}$ chiar la limita elastică a ferului, valoarea termenului $\frac{p}{e\omega}$ este abia 0,001 deci cu totul neglijabil lângă 1.

Equațiunea (1) ca și eq. (1) de la pag. 54 a buletinului precedent este generală și se aplică la orice fel de secțiune; pentru secțiuna în T n'avem de cât să urmărim analiza făcută pentru cazul când nu avem eforturi inițiale și obținem equațiunea

$$\frac{d^2\mathrm{F}}{dx^2}-\frac{\chi}{\mu}\left(\frac{1}{e\omega}+\frac{1}{\mathrm{E}\Omega_1}\right)\mathrm{F}+\frac{\chi}{\mu}\cdot\frac{\mathrm{M}+p\mathrm{H}\,\frac{\mathrm{E}\Omega_1}{e\omega}}{\mathrm{H}\mathrm{E}\Omega_1}=0$$

Această equațiune diferă de eq. (5) de la pag. 56 B. 1 XXI numai prin faptul că valoarea lui M este înlocuită prin

$$\mathrm{M}=\mathrm{M}'+p\mathrm{H}\,\frac{\mathrm{E}\Omega_1}{e\omega}$$

Prin urmare toate equațiunile stabilite în cazul când nu avem efort inițial în fer sunt valabile cu condiție de a introduce un surplus de moment egal cu $p\mathrm{H}\,\frac{\mathrm{E}\Omega_1}{e\omega}$.

Asemenea trebue ținut seamă că în această analiză am presupus că în jurul ferului betonul lucrează la tensiune, prin urmare valoarea lui M trebue să fie suficientă ca această condiție să se împlinească.

Determinarea coeficientului μ în cazul flexiunei simple.

Dacă aderența ar fi nulă deplasarea relativă a ferului față de beton n'ar exista și ferul s'ar găsi în pozițiunea ab. Însă din cauza existenței unei diferențe de efort $\Delta\mathrm{F}$ pe porțiunea Δx, se va naște la o distanță r de fer o tendință de lunecare longitudinală a prismei $ab'cd$ egală cu

$$s = \frac{\Delta F}{b_1 \Delta x}$$

şi dacă însemnăm cu z ordonatele suprafeţei ce va lua betonul d'asupra liniei P_1R_1 în urma forţei tangenţiale s, după raţionamentul de la pag. 48 B. 1. XXI vom avea

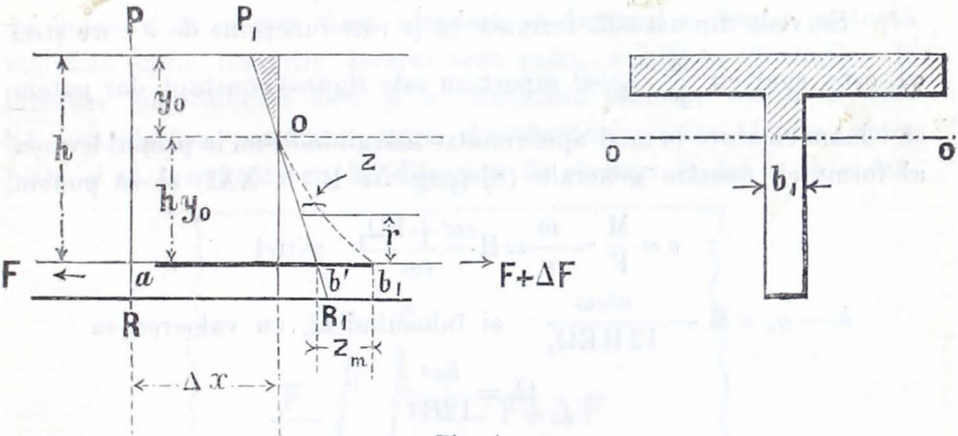

Fig. 1.

$$G \frac{dz}{dr} = s = \frac{\Delta F}{b_1 \Delta x} \text{ sau}$$

$$dz = \frac{\Delta F dr}{G b_1 \Delta x}$$ Integrând de la

axa neutră O până la fer, vom avea însemnând cu z_m deplasarea $b'b_1$

$$z_m = \frac{\Delta F (h - y_0)}{G b_1 \Delta x}$$

Insă $z_m = \frac{\mu}{\chi} \frac{\Delta F}{\Delta x}$ de aci deducem

$$\frac{\mu}{\chi} = \frac{h - y_0}{G b_1}.$$

G fiind coeficientul de elasticitate la tăere în regiunea întinsă a betonului.

Am găsit pentru grinzile în T

$$y_0 = \frac{3ah - 2a^2 - 3av}{6h - 3a - 6v} \text{ (pag. 55 B. 1. XXI)}$$

sau prin notațiunea $H = h - \frac{a}{2}$

$$y_0 = \frac{a}{2} - \frac{a^2}{12(H - v)}$$

deci $$h - y_0 = H - \frac{a^2}{12(v - H)}$$

Se vede din această formulă că μ este funcțiune de v care știm că este egal cu $\frac{M}{F}$. Acest raport nu este riguros constant, dar putem să-l luăm ca atare în mod aproximativ mărginindu-ne la primul termen al formulei noastre generale (8) (pag. 57 B. 1. XXI) și să punem

$$v = \frac{M}{F} \sim \frac{m}{r} = H\frac{e\omega + E\Omega_1}{e\omega} \quad \text{astfel}$$

$$h - y_0 = H - \frac{a^2 e\omega}{12\,HE\Omega_1}$$ și înlocuind Ω_1 cu valoarea sa

$$\Omega_1 = \frac{ba^3}{12H^2}$$

avem $$h - y_0 = H\left(1 - \frac{e\omega}{Eba}\right)$$

Dacă reprezentăm cu φ raportul $\frac{\omega}{ba}$, adică raportul secțiunei ferului către secțiunea comprimată a betonului și introducem valoarea raportului $\frac{e}{E}$ care este egală cu aproape 10, avem în definitiv

$$\frac{\mu}{\chi} = H\frac{1 - 10\varphi}{Gb_1}$$

Această formulă arată că μ crește cu cât grinda e mai înaltă, inima mai subțire și secțiunea ferului către cea de beton mai mică.

Expresia găsită pentru μ ne dă cel puțin o estimație asupra acestui coeficient. Mai mult nici nu se poate pretinde analizei, deoarece valoarea sa reală nu o poate da de cât experiența și aceasta din cauze diferite. In special din cauză că în regiunea întinsă betonul e departe de a mai fi un corp izotrop așa că proprietățile sale ne sunt foarte puțin cunoscute ca să nu zic că chiar le ignorăm cu totul încă.

De aceea îmi voi permite a deschide o parenteză în care să las câmp liber observațiunei și câtorva păreri în privința aceasta.

Despre mecanizmul flexiunei.

Opiniunea cea mai răspândită este că în regiunea întinsă a unei grinzi, betonul fiind supus la lungiri mari se crapă iar crăpăturile sunt foarte fine așa că nu sunt totdeauna vizibile.

Această explicație are însă un grav defect căci ea conduce la un paradox. In adevăr dacă admitem că betonul e crăpat pe toată regiunea unde lungirile ferului sunt mari, existența eforturilor de lunecare longitudinală deci și a eforturilor tăetoare n'ar avea sens. Să considerăm porțiunea între 2 crăpături vecine foarte apropiate și să însemnăm cu ΔF diferența de eforturi în fer de la o cră-

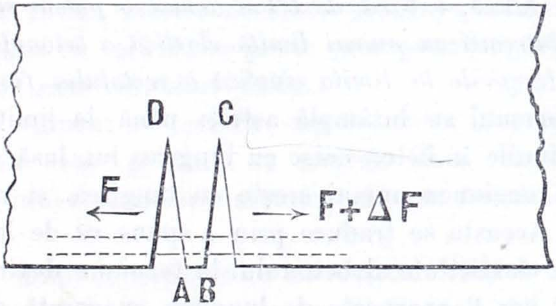

Fig. 2.

pătură la cealaltă. Sub influența lui ΔF prizma ABCD va fi supusă la flexiune și sau se va rupe sau va ceda efortului ΔF. In ambele cazuri vedem că diferența ΔF dispare ceea ce ar atrage concluziunea că efortul în fer e constant pe toată regiunea întinsă a grindei. Aceasta însă este absurd și putem conchide că cele 2 crăpături nu pot fi la o distanță foarte mică ci la o distanță relativ mare pentru

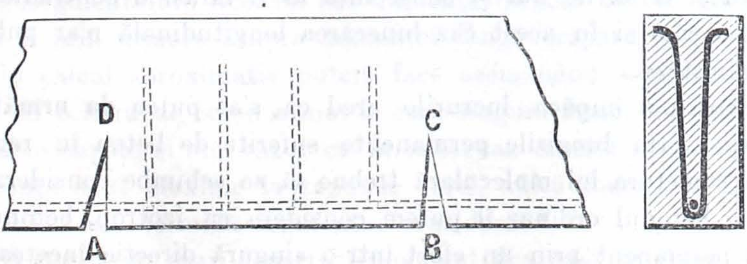

Fig. 3.

ca efortul ΔF să poată fi luat prin o prizmă care să fie întărită la nevoe prin câteva bare de fer verticale numite *scări*. Paternitatea acestor scări *(étriers)* revine lui Hennebique eminent practician care independent de vre-o concepţiune teorică asupra acestor legături transversale a avut grija de a le da o mare importanţă în practică. In timpii din urmă s'a căutat a se contesta întru cât-va utilitatea scărilor*), cred că e mai prudent însă de a le da mai bine prea multă atenţie de cât prea puţină. Asupra acestor scări voi reveni în urmă cu un studiu mai amănunţit.

D-nul Considère, profesor la şcoala de poduri şi şosele din Paris, a dat o nouă explicaţie la modul de a rezista al unei grinzi de beton armat supusă la flexiune. După numeroase experienţe D-sa a stabilit o proprietate nouă a betonului armat: *plasticitatea* lui la tensiuni mari. Adică, *o bară de beton armat o putem supune la tensiuni cari să întreacă nu numai limita elastică a betonului, dar chiar s'ajungem cu lungirile la limita elastică a metalului fără ca betonul să crape.* Fenomenul se întâmplă astfel: până la limita elastică a betonului tensiunile în beton cresc cu lungirea lui, însă de la această limită înainte tensiunea numai creşte cu lungirea ci rămâne sensibil constantă. Aceasta se traduce prin a spune că de la acea limită coeficientul de elasticitate al betonului la tensiune devine nul. Astfel crăpăturile nu vor fi provocate de lungirea exagerată din porţiunea întinsă şi dacă la unele grinzi se observă crăpături acestea sunt datorite unui defect de fabricaţie sau conservare în timpul prizei**).

Deşi experienţele D-lui Considère aruncă multă lumină asupra chestiunei totuşi rămâne un punct obscur. In adevăr coeficientul de elasticitate la tensiune al părţei întinse fiind nul, cum coeficientul de elasticitate la lunecare G este proporţional cu cel la tensiune ar urma că şi G să fie nul şi consecinţa ar fi iarăşi o contradicţie cu realitatea căci şi în acest caz lunecarea longitudinală n'ar putea să se manifesteze.

Pentru a împăca lucrurile cred că s'ar putea da următoarea explicaţie: prin lungirile permanente suferite de beton în regiunea întinsă, structura lui moleculară trebue să se schimbe considerabil şi de unde betonul ordinar îl putem considera ca izotrop, betonul deformat permanent prin un efort într-o singură direcţie încetează de

*) „Der Betoneisenbau seine anwendung und theorie" bearbeitet von F. Mörsch, 1902, pag. 101.

**) Génie Civil, t. XXXIV No. 14, 15, 16 şi 17 asemenea t. XLVI, No. 15

a mai fi şi se poate prea bine ca coeficientul de elasticitate într'un sens să devie nul fără ca coeficientul de elasticitate într'alt sens să devie şi el nul. In felul acesta lunecarea longitudinală se poate manifesta.

Deşi împărtăşesc vederile D-lui Considère în ce priveşte plasticitatea betonului armat, totuşi nu e mai puţin adevărat că se pot produce crăpături în regiunea întinsă a betonului, fie ele provocate prin un defect de construcţie fie din cauza contracţiunei în timpul prizei.

Ce se întâmplă atunci cu fenomenul flexiunei?

Din cele spuse mai sus se poate vedea că crăpăturile dacă intervin ele intervin ca puncte de discontinuitate, numărul lor fiind destul de restrâns şi grinda se poate presupune împărţită în atâtea bucăţi plus una câte crăpături există.

Fiecărui segment de grindă coprins între 2 crăpături teoria noastră generală este aplicabilă cu condiţie de a introduce ca forţe exterioare tensiunea armăturei şi compresiunea betonului în dreptul crăpăturilor.

Dacă în dreptul crăpăturilor cunoaştem efortul în fer, putem determina constantele equaţiunei generale (8) (pag. 57 B. 1. XXI) şi astfel să analizăm ceea ce se petrece în segmentul considerat.

A priori putem vedea că aderenţa este brusc schimbată prin prezenţa unei crăpături. In adevăr în dreptul crăpăturei tensiunea betonului în jurul ferului e nulă, pe când în interiorul segmentului de grindă e finită; prin urmare în 2 secţiuni consecutive ale segmentului, tensiunea în beton nu poate fi aceeaşi (cel puţin la capetele segmentului). Aceasta are influenţă directă asupra coeficientului μ şi prin urmare asupra aderenţei lângă crăpătură.

Un calcul aproximativ putem face asemănând segmentul considerat cu o bară de beton armat la care singură armătura este trasă de ambele capete şi am văzut că în acest caz efortul în fer precum şi aderenţa sunt maxime la capetele barei, adică tocmai în dreptul crăpăturilor cari termină segmentul considerat*).

Să urmărim mai departe fenomenul flexiunei şi după ce am încărcat grinda suficient pentru ca în regiunea întinsă să se producă

*) pag. 43. B. 1. XRI aplicaţia 3-a.

deformațiuni permanente în beton fără a ajunge însă la limita elastică a ferului, descărcăm grinda de sarcinele sale. Ferul va tinde să revie la lungimea sa primitivă precum și betonul în regiunea comprimată, unde presupunem că nu s'a întrecut limita elastică la compresiune. Fenomenul însă nu e reversibil de oarece regiunea întinsă a betonului fiind deformată permanent, nu tinde să revie la starea inițială ci din contră se va opune la destinderea ferului. Rezultatul final va fi dar, că betonul din regiunea întinsă se va găsi comprimat, ferul va rămâne cu o tensiune inițială iar betonul din regiunea comprimată se va găsi parte comprimat, parte întins; anume, o parte de lângă fibra neutră se va găsi după circumstanțe mai mult sau mai puțin întinsă iar partea fibrelor extreme comprimată sau întinsă, după cum și deformațiunea permanentă din grindă a fost mai mult sau mai puțin pronunțată.

După D-l Considère betonul care a fost supus la lungiri mari în porțiunea întinsă a grindei, posedă aproape aceleași proprietăți la compresiune și tensiune ca un beton ordinar, odată ce cauza care a provocat lungirea dispare**). Astfel acest beton care în timpul fazei de încărcare a luat lungiri mari, va putea în general lua compresiuni suficiente ca la un moment dat să echilibreze tensiunea rămasă în fer în faza de descărcare.

Cu toate acestea putem întrevedea necesitatea de a verifica dacă după descărcare nu cumva compresiunea sau tensiunea în regiunile cari au fost în timpul încărcărei întinse sau comprimate, nu întrece o limită care să producă din nou o deformațiune permanentă în beton. Dacă aceasta ar avea loc, e lesne de văzut că grinda nu va avea o viață lungă. In adevăr regiunea imediat în jurul armăturei ar fi supusă la deformări permanente alternative ceeace după un timp oarecare ar aduce anihilarea adesiunei ferului la beton și astfel grinda ar fi compromisă.

Nu trebue să se creadă însă că provocarea unei deformațiuni permanente în beton prin o tensiune exagerată este un inconvenient. Tocmai în această proprietate constă unul din avantajele capitale ale betonului armat, căci aceasta i permite să fie o construcție „autoregulatoare“ ca să zic așa: betonul cedează fără a se rupe în toate

**) Génie civil t. XLVI, No. 15, pag. 243.

părțile unde tensiunile sunt exagerate și permite ferului să ia tensiunea, apoi după ce încărcarea a trecut, noua stare în care se găsește construcția de beton armat sub tendința ferului de a se scurta, i permite ca sub încărcări inferioare celei care a provocat deformațiunile permanente mai sus citate, regiunile care ar trebui să fie întinse în beton se găsesc de fapt toate comprimate și cu atât mai mare este compresiunea cu cât încărcarea ulterioară este mai mică.

In virtutea acestei proprietăți se poate afirma dar că în o construcție de beton armat construită cu îngrijire, așa ca să nu existe rosturi de ruptură datorite defectelor de construcție sau lipsei de precauțiuni în perioada prizei și care a fost încercată la o încărcare superioară celei la care are să reziste de obicei, betonul se va găsi în condiții mult mai bune de rezistență iar probabilitatea de a avea crăpături în regiunea întinsă foarte mică, ceea ce nu e fără importanță din punct de vedere al prezervărei armăturei de influențele atmosferice.

(Va urma).

Gogu Constantinescu
Inginer