

Conferința D-lui Inginer O. Alexandrini asupra Betonului armat ținută la Societatea Polytecnică

Domnilor,

Chestiunea betonului armat interesează astăzi pe toată lumea constructorilor. De și la noi încă nu se dă destulă importanță acestei chestiuni, și prevenirea contra ei sunt mai mari ca în alte părți, totuși îmi voi permite a vă expune chestiunea, insistând mai mult asupra părților cari par în o oarecare contradicție cu modul nostru obicinuit de a vedea; și a vă atrage bine-voitoarea d-v. atențiune asupra acestor construcțiuni de mare viitor.

Domnilor, în timpul din urmă întrebuițarea betonului s'a răspândit într'un mod surprinzător, grație bunei calități a mortarelor ce servesc la confecțiunea sa.

Departate sînt timpurile cînd betonul se întrebuițea numai la fundații, dîndu-i-se un rol analog pietrișului adică de repartizator al greutateilor.

Încă din 1871 d-l G. Ritter a executat la Friburg în beton simplu un baragiu de 200 m. lungime și 23 m înălțime deasupra fundațiilor pe riul la Sarine. În 1879—1886 s'a construit în beton mai mult de 3500 m. de tunel sub riul Mersey între Liverpool și Birkenhead.

La lucrări mai grosolane, ca fortificații și lucrări maritime, se întrebuițează de mult timp betonul, însă la lucrări mai delicate ca bolți și mai ales bolți de deschideri mai importante, este considerat și acuma ca o lucrare dificilă.

Cu toate acestea în construcțiunile mai nouă, s'a dat betonului și oficiul de material de mare rezistență.

Ast-fel în 1894 s'a construit în beton simplu cu mortar de ciment bolțile podurilor de la In-

zigkoffen și Imnau, la care solicitarea admisă era de 36—34 kgr. la compresiune.

De asemenea d-l Christophe, inginer belgian, a arătat că în construcțiunile în beton armat, sistem Hennebique, travaliul la compresiune al betonului ajunge la 60 kgr. pe cm².

Pe lângă avantajul rezistenței, betonul are și pe acela de a se pune repede în operă, fără aparate importante, pentru manipulare; poate rezista la oare-cari eforturi de tracțiune mai ușor de cît zidăria ordinară, și în fine nu necesitează studii pentru apareillagiu.

Cere însă o prea mare supraveghere în raport cu construcțiunile de zidărie ordinară. Ceea ce și explică pînă la un punct puținele construcțiuni de beton executate în țară; căci alt-fel ar rămîne inexplicabil, ca în o țară unde piatra și cărămida sînt în general de calitate inferioară, să nu se întrebuițeze peste tot betonul, care se întrebuițează în țări, cari nu au aceste inconveniente.

Despre betonul armat.

Să intrăm acuma în studiul propriu zis al betonului armat.

Betonul simplu se poate întrebuițea în toate locurile unde se întrebuițează zidăria brută și mai în toate cașurile în care se întrebuițează zidăria cioplită, adică acolo unde numai rezistența la compresiune e necesară.

Practicianii construcțiunilor în beton au avut ideia, — de sigur din întimplare, — de a îneca în beton bare de fer spre a 'i da rezistența la trac-

țiune, care 'i lipsește, și au dat ast-fel naștere *betonului armat*.

Nici unui teoretician nu i-ar fi venit în minte a-ceastă idee atît de deosebite ca proprietăți elastice și fizice sînt materialele puse în contact.

De la începutul aplicării betonului armat și pînă acuma chiar, teoreticianii au avut pentru el o mare repulsiune.

Necunoștința proprietăților materialelor în contact și insuficiența teoriilor usuale ale rezistenței materialelor o explică suficient; mai ales dacă adăogăm la aceasta și faptul că primii aplicatori ai betonului armat căutau să explice prin proprietăți misterioase rezistența și buna sa comportare, — și căutau a ține secret modul determinării dimensiunilor construcțiunii. Aceasta pentru a avea numai ei monopolul acestui fel de construcțiuni.

Astăzi însă, betonul armat s'a răspîndit în așa fel și a dat rezultate, așa de bune că: a mai face obiecțiuni contra sa, bazate numai pe concepțiuni pur teoretice, este cel puțin absurd.

Teoria betonului armat nu a mers în adevăr așa repede ca practica lui, totuși însă e suficientă pentru calculul uvrageilor construite cu acest fel de materiale.

De alt-fel, tot ast-fel s'a întîmplat și cu construcțiunile metalice, după cum zice d-l P. Christophe inginer belgian în uvrageul său asupra betonului armat :

«De mai mult de un secol s'a aplicat metalul la esecutarea podurilor și sunt 60 ani de cînd se construiesc tabliere în fer.

Astăzi, cu toate acestea nu cunoaștem încă complet modul lor de funcționare. La începutul întrebuințării metalului la executarea marilor lucrări, oameni de talent au exprimat multe temeri. Ele nu împediară însă pe partizanii ferului de a merge înainte și noul procedeu își luă avîntul.

Atunci se începu a determina dimensiunile ferelor prin diferite metode, mai mult sau mai puțin empirice și constructorii încrezători în aceste calcule nu se interesară de alt-ceva.

Trebuie să se întîmple nemulțumiri repetate și accidente, pentru a deștepta neîncrederea adormită. Cu toate aceste lecțiuni ale experienței, nimănui nu 'i veni însă în minte de a renunța la progresul dobîndit. Însă, se studiază mai de aproape rezistența podurilor și în zilele noastre studiul experimental

ne conduce din revelațiune în revelațiune. El ne arată în aceste tabliere metalice, ce se credeau cunoscută, existența unor fenomene cari au fost poate gîcite, însă despre care nu se ținuse compt.

O evoluțiune asemănătoare se prepară pentru betonul armat. În timp ce inginerii se îndoiau și savanții calculau, inventatorii au aplicat și perfecționat și experiența, grație lor, se mărește în fiecare zi cu fapte noi. Ne apropiem de momentul decisiv, cînd îndoiala va face loc credinței.»

Acuma putem spune că, de și teoria betonului armat nu este cu totul perfectă, totuși experiențele făcute și cari se urmăresc acuma în special de d-l Considère, ajutate și de luminele teoriei, au luminat mult modul cum lucrează betonul armat sub influența încărcărilor.

Istoricul

Acuma, D-lor, să arătăm diferitele faze, prin care a trecut chestiunea pînă a ajuns în stadiul în care se găsește astăzi:

Niște metalurgiști francezi par a fi executat pentru întăia oară ceva în beton armat.

Ei au format niște cloasoane ușoare din bare încrucișate, înecate în o pătură subțire de mortar de ciment.

În 1855, la expoziția din Paris, se afla o corabie construită astfel.

La 1861 François Coignet, pricepînd avantajul unirei ferului cu cimentul, propune executarea a diverse lucrări din beton armat.

În fine Monier Joseph care era grădinar, cam în acelaș timp s'a ocupat cu această chestiune; formînd cutiile pentru flori din un treillagiu metalic înecat în mortar de ciment.

El a mai făcut în acelaș mod diverse obiecte ca, rezervorii, țevi de canal etc.

Monier se consideră de ordinar ca primul inventator al betonului armat. El a și obținut un brevet pe care l-a vîndut în 1880 unei societăți din Berlin, care răspîndi în toată Germania acest fel de construcțiuni. Acelaș lucru se întîmplă și în Austro-Ungaria cu societatea fondată pentru exploatarea aceluiași brevet sub direcția D-lui Wayss. Se executară diverse lucrări; iar începînd din 1889, se esecutară și poduri.

Ceea ce este însă particular construcțiunilor din Austria și Germania din acel timp, este faptul

că s'au construit mai mult bolți masive și mai puțin dale, iar nu grinzi în arc și încă mai puțin grinzi drepte.

Aceasta este de altfel calea naturală pentru a ajunge de la construcțiile de zidărie simplă la adevăratele grinzi în beton armat; de oare-ce bolta are nevoie de fer numai pentru a'i neutraliza micile eforturi de tracțiune ce s'ar putea naște și pentru a mări fără frică solicitarea admisibilă a betonului la compresiune.

Tot cam în acelaș timp Englezii și Americanii cari aveau în vedere mai ales incombustibilitatea, au avut ideia de a îneca ferul în beton. Astfel a început aplicarea betonului armat în Anglia și America.

În 1879 D-l Hennebique execută mai multe construcțiuni în beton armat în Franța și Belgia.

Însă sistemul seu nu devini ceea ce e astăzi de cât în 1895.

Înainte de aceasta în 1876 D-l Hersent, la lucrările portului Toulon avu ideia de a uni zidăria cu ferăria, cu ocazia construirii a 2 forme de radub. Fundul chesonului fiind ridicat, trebuia ca acesta să reziste, în mare parte cu ajutorul zidăriilor, la eforturile mari la cari era supus (momente de 10 la 20 milioane kilogr. metri în partea aferentă unei grinzi transversale). Calculele necesare fură făcute de D-l de Mazas, după regulile rezistenței materialelor luându-se în căutarea axei neutre ca raport al coeficienților de elasticitate al ferului și betonului 20 și considerându-se ca egali coeficienții de elasticitate la compresiune și tracțiune pentru beton.

Lucrarea a reușit complet. Tot astfel a reușit D-l Hersent cu chesonul de 161.00 m. construit după acelaș sistem la Toulon 1898.

O altă aplicațiune a zidăriei armate cu fier, care se face de mult, este următoarea: În architravele cari susțin etajele superioare ale caselor din Paris și care la rîndul lor razămă pe coloane, se pune 2 la 3 grinzi de fier de 0.25^m înălțime. Calculul arată însă, că dacă aceste grinzi ar rezista singure, fără concursul zidăriilor și chiar al armăturilor analoage de la etajele superioare, ele ar suferi un travaliu înadmisibil, chiar dacă s'ar considera și încastrarea grinzilor. D-l Canovetti, inginer italian, arată că s'a întîmplat în asemenea

casuri ca pilaștrii în piatră de talie de desupt să se fi strivit din cauza presiunii mari, fără însă ca grinzile să se fi rupt.

În fine exemple de fer înglobat în zidării sunt multe; actualminte D-l G. Wayss a luat și un brevet pentru aceasta.

Să revenim la istoricul dezvoltării betonului armat.

În 1889, la expoziția de la Paris, s'a văzut multe aplicațiuni ale betonului armat după sistemele Monier, Dumesnil, Bordenave, Cottancin, Hennebique etc.

În fine, în ultimii ani, aplicațiunile betonului armat au devenit cu desăvîrșire numeroase și din ce în ce mai perfecționate.

Teoria betonului armat.

Acum D-lor, ne vom ocupa cu teoria betonului armat.

Pentru a ne putea da seamă de modul de calcul și de modul cum lucrează betonul armat supus la diverse solicitări, trebuie a cunoaște modul cum se comportă materialele din care se compune la acele diverse feluri de solicitare, adecă proprietățile lor elastice. Apoi să vedem, dacă nu cum-va prin reunirea betonului cu ferul, în piesele astfel formate, materialele acestea nu se comportă în mod diferit:

Betonul simplu. Vom studia numai betonul, de oare-ce proprietățile elastice ale ferului sunt în deobște cunoscute. Acest material este compus ca de obicei. În construcțiunile Hennebique, care sînt cele mai răspîndite, dosagiul seu este de 300 kilogr. ciment la 0.85 m. c. pietriș și 0.40 m. c. nisip.

Resistența la compresiune a betonului este foarte variabilă. Ea depinde în primul rînd de natura materialelor, din care se compune, de îngrijirea fabricațiunei și pilonărei; iar în al doilea rînd de forma pieselor încercate la compresiune.

Astfel D. Tourtay a arătat că mortarul în rosturi mici resistă la o compresiune enormă.

D-l Durand-Claye a arătat că în toate experiențele de ruptură prin compresiune a betoanelor și mortarelor, ruptura are loc prin alune-care, iar rezistența propriu zisă a betonului la compresiune este enormă.

Asupra curbei deformațiilor betonului la com-

presiune de asemenea nu există date absolut certe. Se știe însă că coeficientul de elasticitate nu e constant și că pentru presiuni de 24 la 64 kgr. pe cm^2 (presiuni care se întâlnesc de obicei în practică), coeficientul de elasticitate variază numai cu 10%, astfel că cu oare-care aproximație se poate lua ca constant între limite de presiune nu tocmai îndepărtate.

La tracțiune, atât rezistența la rupură cât și curba deformațiilor nu au fost bine stabilite. Incercările la tracțiune depind într'un grad mai mare de diverșii factori, despre cari am vorbit la rezistența la compresiune a betonului. Modul aplicării sarcinei și forma epruvetei au și aci un rol preponderant. Modul cum sarcina e aplicată, produce flexiuni în prisma supusă la tracțiune, iar forma epruvetei influențează intru aceea că rupura nu se produce după un plan perpendicular pe direcția efortului, ci (din cauza eforturilor secundare produse) după plane înclinate—conform experiențelor maiorului Hartman — tot-deauna de același unghi, pe direcția efortului principal. Astfel rezistența la rupură e proporțională, nu cu secțiunea dreaptă, ci cu suprafața conică, după care se face rupura, și prin urmare depinde de forma epruvetei. Rezistența la forfecare a betonului este mare și după d-l inspector general Durand Claye ar fi de 90 kgr. pe cm^2 , iar nu cum zice d-l Christophe de $\frac{4}{5}$ din rezistența la tracțiune. Aceasta se vede din formula dată de d-l Harel de Noë

$$c = R_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{E'}{3E} \right)$$

în care E și E' sunt coeficienții de elasticitate la tracțiune și compresiune a betonului, R_0 rezistența la tracțiune, iar c rezistența corespondentă la alunecare. Această formulă arată că atunci, când E are o valoare mică ceea ce se întâmplă de ordinar în grinzile armate, supuse la solicitările obicinuite ale practicei, c crește foarte mult.

Aderența ferului de beton e mai mare ca rezistența la forfecare a betonului. Experiențele cele mai concludente în această privință sunt acelea ale serviciului francez de fare și balise prin d-nii Klein și Debray și anume: În un bloc de granit de Laber de $0.70 \times 0.30 \times 0.40$, s'a făcut o gaură

tronconică de 0.60 lungime și 0.11 diametru (la suprafața blocului) (fig. 1).

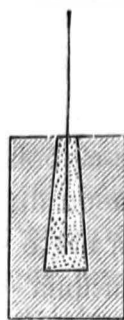


Fig. 1

În gaură s'a pus ciment în pastă și un fer cilindric, a cărui diametru a variat în diversele experiențe (de la 0.036 — 0.025). În unele experiențe suprafața i-a fost linsă, în altele rugoasă sau crestată. Unele fere aveau capetele crepate. În fine și natura metalului lor, deci rezistența era diferită.

Resultatele incercărilor făcute, exercitind asupra barelor o tracțiune, blocul de granit fiind ținut fix, au fost absolut identice. Mărind sarcinele treptat, deformațiile merg regulat până când secțiunea ferului începe să diminueze, adică aproximativ când limita de elasticitate a ferului sau a metalului în chestiune e atinsă. Atunci levierul mașinei cade brusc; însă nici atunci aderența nu a încetat, de oare-ce ferul ese învălit cu un mic strat de ciment. În aceste experiențe sarcina raportată la cm^2 de suprafață aderența a atins cifra de maximum 48 kgr.

Rezistența la alunecare a cimentului, precum și aderența ferului de ciment, e deci superioară aceste cifre.

În practică încă s'a constatat că scelementele cu ciment nu sînt inferioare celor cu plumb, cari, după experiențele lui Tresca, ajung la o rezistență la alunecare de 200 kgr pe cm^2 .

Experiențe asupra betonului armat în ceea ce privește tracțiunea și compresiunea. După ce am studiat modul cum se comportă betonul la deformațiile simple, acum vom studia același lucru pentru betonul armat.

Experiențele de tracțiune asupra betonului armat și în special acelea ale serviciului francez de fare și balise au arătat că el resistă mai bine ca betonul simplu, însă nu au dat rezultate perfecte din cauza modului imperfect cum se transmiteau eforturile de la mașină la epruvete.

Cele ce am spus acum, se referă și la solicitarea betonului la compresiune.

În fine experiențele d-lui Considère, pe care le vom cita mai în urmă, arată că betonul urmează deformațiile ferului la tracțiune, iar la compresiune ambele aceste materiale, se deformează împreună.

Calculul pieselor supuse la compresiune sau

tracțiune se face, presupunând că efortul se transmite egal pe toată suprafața secțiunii și că secțiunile plane rămân plane și după deformație. Se admite că tensiunea luată de beton în cazul tracțiunii e nulă.

Tot astfel practicienii admit că compresiunea luată de beton în cazul compresiunii e nulă.

În aceste ipoteze formulele de calcul se stabilesc ușor ¹⁾.

Experiențe asupra flexiunii betonului armat.

De mult interes sînt, din punctul de vedere a aplicațiilor, experiențele asupra flexiunii betonului armat.

Aceste experiențe consistă mai ales în măsurarea fleșelor, produse sub acțiunea diverselor încărcări, fie cu ocazia încercării planșeurilor, fie în experiențe făcute în adins.

Rezultatele căpătate nu pot fi însă concordante de oare ce fleșa e rezultanta a o mulțime de cauze care nu sînt constante, ca nefixitatea razămelor modul cum acționează încărcările etc.

O oare-care lumină asupra modului cum lucrează forțele interioare au dat încercările la flexiune duse pînă la ruptură. Dacă piesele sînt armate numai cu bare longitudinale și fără legături transversale, crăpăturile se produc lingă razăm, paralel cu barele, în partea unde distanța armăturii de fața verticală a betonului e minimă și apoi se continuă înclinîndu-se la 45° spre mijlocul grinzii. Aceste crăpături datorite puterii tăetoare, dau naștere rupturii. Dacă grinzile sînt armate complet, adică și cu legături transversale, crăpăturile apar mai întăiu, la partea inferioară a grinzii și către mijlocul ei și se continuă pînă la jumătatea înălțimei grinzii. Ruptura se face prin lărgirea uneia din aceste crăpături și strivirea betonului la partea superioară și e datorită momentului încovăetor.

Însă experiențele care au avut de obiect măsurarea exactă a deformațiilor, adică a scurtării

¹⁾ Întrebuințind notațiile D-lui Christophe iată formulele pentru calculul la compresiune a unui prism în beton armat:

$$P = p(\Omega + m\omega)$$

$$\tau = m p$$

în care P e efortul la care piesa e supusă, p solicitarea admisibilă pentru beton, Ω secțiunea betonului, ω a ferului, τ solicitarea admisibilă a sa, m raportul coeficienților de elascitate a ferului și betonului, care este în cazul dosagiului Henebique, cuprins între 8 și 11 pentru armături în fer și de 9—12 pentru armături în oțel.

Pentru calculul la estensiune, avem formula $P = \tau\omega$, în care τ e au aceleași semnificații ca mai sus.

fibrelor comprimate și a lungirii fibrelor întinse produse de momentul de flexiune, au clarificat fenomenul flexiunii grinzilor de beton armat.

D. Christophe a făcut asemenea experiențe în Belgia — asupra unor palplanșe destinate canalului de la Terneuzen — iar D. Considère, inginer șef de poduri și șosele, a făcut acelaș lucru în Franța.

Vom descrie aci cu oare-cari detalii experiențele D-lui Considère și rezultatele la care a ajuns, de oare-ce numai pe baza lor se poate întemeia un studiu al betonului armat.

D. Considère a luat piese prismatice dreptunghiulare — de 60c m. lungime și 0.^m60 latură a secțiunii — de mortar, armate numai de bare în sens longitudinal, (spre a nu complica fenomenul) pe care le așeza vertical, încastrate la un capăt (fig. 2),

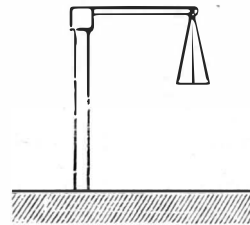


Fig. 2.

la celalt puse în o pălărie fixată de un braț de pîrghie orizontal de 0.70 lungime, de care atirna greutatea. Procedînd astfel, piesa era supusă numai la flexiune însă nu și la puterea tăetoare, iar momentul de flexiune era constant pe toată lungimea piesei, deci și deformațiile erau tot astfel, prin urmare lesne de măsurat.

În încastramente se produceau de sigur puteri tăetoare și de lunecare, a căror intensitate se putea varia mărind încastrările, însă în partea medie a prisme nu se exercita de cît momentul de flexiune. Deformațiile se măsurau cu oglinzi.

În încastramente se produceau de sigur puteri tăetoare și de lunecare, a căror intensitate se putea varia mărind încastrările, însă în partea medie a prisme nu se exercita de cît momentul de flexiune. Deformațiile se măsurau cu oglinzi.

Când se făcea o încercare asupra unei prisme de beton armat, se încerca totdeauna și o prismă analogă, confecționată din acelaș mortar, nearmată.

Iată cîteva din rezultatele experiențelor D-lui Considère :

Tensiunea și lungirile fibrelor de beton întinse au fost de 2 ori și jumătate mai mari în cazul încercării la flexiune a prismelor nearmate de cît în încercările lor la tracțiune simplă; iar în cazul flexiunii prismelor armate de 20 ori, pentru sarcini statice aplicate o dată, și de 13 ori în cazul repetițiilor de eforturi.

Fisurarea betonului și încetarea de a se lungi coincide cu momentul cînd limita de elasticitate a metalului armăturii e atinsă. Aceasta se vede lesne, schimbînd natura metalului. Ast-fel, în ex-

periențele de mai sus, metalul era fir de fer re-copt, a cărui limită de elasticitate era atinsă în momentul când solicitarea era de 38 kgr. pe $\frac{m}{m^2}$, când lungirea maximă a betonului era de $2\frac{m}{m}$. Însă în cazurile ordinare ale practicei, armatura fiind de oțel moale, a cărui limită de elasticitate e atinsă în momentul când solicitarea ajunge la 18—26 kgr. pe $\frac{m}{m^2}$, lungirea fibrelor de beton întinse nu atinge de cât $1\frac{m}{m}$.

Ca să nu rămie vre-o îndoială asupra faptului, dacă lungirile fibrelor de beton au fost reale, a-decă, că betonul le-a suferit fără a se rupe, D. Consideră a tăiat din betonul întins prisme, pe care le-a supus la încercări de flexiune. Ei bine rezistența fibrelor întinse a atins 25 kgr. pe cm^2 , rezistență vecină de a mortarului neobosit.

Acest mod curios de comportare al betonului, se explică în modul următor, prin analogie cu ceea ce se întâmplă la metale.

Piesele de metal supuse la flexiune, se lungesc în mod uniform pînă într'un moment, când o secțiune se micșorează mai mult ca cele-l-alte. Din acel moment limita de elasticitate e atinsă și în acel punct se întâmplă lungiri locale foarte mari cari ating pentru oțelul moale 200—300% lingă secțiunea în chestiune; pe când lungirea suferită raportată la întreaga lungime a barei, dă o lungire proporțională medie numai de 18—20%.

În acel moment și în acea secțiune se întâmplă *stricțiunea*.

Să presupunem acum, că pe lingă metalul nostru ar fi lipit un alt metal cu o limită de elasticitate mult mai ridicată. Pentru fie-care lungire a primului metal, în momentul când tinde a căpăta stricțiunea, metalul al doilea capătă o mărire considerabilă de rezistență și ast-fel lungirea primului tinde a se repartisa egal în toate secțiunile sale prin faptul solidarității cu metalul superior, negreșit cu ajutorul unui mic adaos de travaliu al acestuia. În acest mod nu se mai pot produce lungiri numai locale de 200—300%, care să dea naștere rupturii, ci aceste lungiri se repartizează pe toată lungimea barei, putînd da ast-fel lungiri totale de 200—300% în total, iar nu de 18—20%, cum se capătă la încercările oțelului supus singur la tracțiune.

Acelaș lucru se întâmplă cu betonul, care poate

căpăta, cum am văzut, lungiri mari, numai prin faptul alăturării cu ferul.

Trebue să adăogăm, că ajutorul dat betonului de către metal, pentru a'și putea desvolta lungirea maximă, este negreșit proporțional cu coeficientul de elasticitate al metalului. El însă scade la $\frac{1}{10}$ din valoarea sa, imediat după limita de elasticitate. Ast-fel se explică pentru ce betonul se fisurează imediat ce metalul atinge lungirea corespunzătoare limitei de elasticitate; de oare-ce micșorarea coeficientului de elasticitate produce acelaș efect, ca și micșorarea secțiunii metalului.

Curba deformațiilor. Bazat pe experiențele sale, D. Consideră a dresat niște tablouri, în care se copriind diversele momente (începînd de la zero) la care resistă cuplul eforturilor interioare, desvelite în betonul supus la tracțiune și celor corespunzătoare din betonul supus la compresiune. Prin tatonări s'a putut afla pentru lungirile sau scurtările fibrelor extreme ale betonului, efortul la care erau supuse în ipoteza conservării secțiunilor plane. Cu elementele ast-fel căpătate, s'a construit curba deformațiilor raportată la două axe dreptunghiulare: ox axul pe care se măsoară deformațiile raportate la lungimea piesei și oy pe care se măsoară eforturile raportate la unitatea de suprafață (fig. 3)

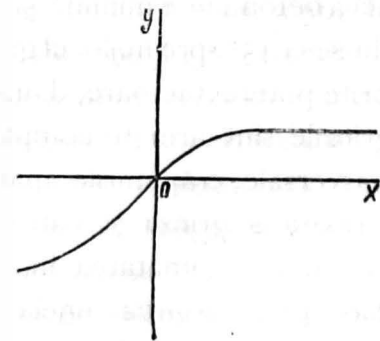


Fig. 3.

În partea deasupra lui ox , curba reprezintă deformațiile betonului supus la tensiune și se confundă aproape în cea mai mare parte cu o dreaptă paralelă cu ox . Prin urmare de la o solicitare la tensiune oare-care în sus, deformațiile cresc fără ca travaliul să crească.

Curba deformațiilor fiind o dată construită; dîndu-se lungirea sau scurtarea suferită de fibrele extreme ale betonului în o primă supusă la flexiune, se poate deduce prin tatonamente, presiunile și tensiunile la care sunt supuse toate fi-

brele grinzii, în ipoteza conservării secțiunilor plane, precum și momentul rezistent de care acea grindă e capabilă.

Dacă înlocuim curba deformațiilor betonului la tracțiune prin orizontala formind partea finală a acelei curbei și pe curba deformațiilor la compresiune prin o dreaptă medie, se poate rezolvi chestiunea de mai sus prin ecuațiuni algebrice simple; de alt-fel a căuta o exactitate mai mare ar fi inutil, față cu admiterea ipotezei conservării secțiunilor plane.

Calculul pieselor supuse la flexiune. Cu ajutorul acestor principii se stabilește cu ușurință formulele pentru calculul grinzilor în beton armat, servindu-ne de teoremele asupra echilibrului puterilor. Nu mai stabilim și noi aceste formule, care de alt-fel se găsesc mai în toate locurile unde se tratează despre betonul armat iar stabilirea lor nu presintă nici un interes¹⁾.

¹⁾ Însemnând cu ω și ω_1 secțiunea armăturii inferioare și celei superioare (Cristophe, Anales des travaux publies de Belgique année 1899) p presiunea maximă a betonului, τ și τ_1 solicitarea medie respectiv a armăturilor superioare și inferioare e grosimea grinzii (fig. 12) M momentul de încovăiere, avem ecuația proiecției

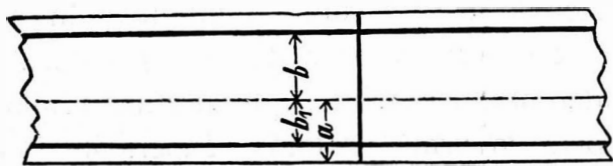


Fig. 12.

pe orizontală, a egalității momentelor și 2 ecuații a conservării secțiunilor plane. Iată acele ecuații după mici transformări:

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} \tau = pm \frac{b}{a} \\ \tau_1 = pm \frac{b_1}{a} \end{array} \right\} (1') \\ \frac{1}{2} a^2 e + m(\omega_1 b_1 - \omega b) = 0 \\ M = \frac{p}{a} \left[\frac{1}{3} a^3 e + m(\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \right]$$

În aceste formule nu intră tensiunea betonului, de care nu se ține cont în calcule. Ea se poate introduce ușor de oare-ce, cum am văzut se poate considera ca uniform distribuită.

De asemenea nu s'a ținut cont de momentul de inerție propriu al armăturilor, care se poate adăoga în paranteză mică la momentul de inerție incomplet al barelor, dacă valoarea lui e importantă.

m are aceeași însemnare ca atunci când am vorbit despre compresiune.

Iată formulele cari servesc imediat în practică pentru calculul pieselor de secție rectangulară în beton armat, fără armătură superioară, deduse din formulele de mai sus :

$$\left. \begin{array}{l} a = \sqrt{\frac{6M}{pe \left[2 + 3 \frac{\tau}{pm} \right]}} \\ h' = \left(1 + \frac{\tau}{pm} \right) a \\ \omega = \frac{pae}{2\tau} \end{array} \right\} (2)$$

Trebuie să observăm însă că e bine a nu se conta de loc pe rezistența betonului la întindere, de oare-ce e mică și foarte variabilă. Ast-fel, pe când epruvetele experimentate de D. Considère,

Aceste formule servesc atunci când se dă p și τ , iar înălțimea piesei nu e determinată.

Aici $h' = a + b$.

Dacă h' e dat și mai mic de cât valoarea sa, dată de ecuația (2), se întrebunțează formulele:

$$(3) \left\{ \begin{array}{l} a = \frac{3h'}{2} - \sqrt{\frac{9h'^2}{4} - \frac{6M}{pe}} \\ \omega = \frac{a^2 e}{2m(h'-a)} \\ \tau = pm \frac{h'-a}{a} \end{array} \right.$$

în cari se dă valoarea lui p .

Dacă h' e dat și mai mare valoarea dată de ecuația (2), ne putem impune valoarea lui τ , și avem formula:

$$\tau = \frac{6Mm(h'-a)}{a^2 e (3h'-a)}$$

de unde se găsește a prin tatonamente, cele-lalte formule sînt date de (3).

Pentru cazul a 2 armături, punind în (1) $b = h' - a$ când se dă h' , p și τ , avem următoarele formule:

$$a = \frac{h'}{1 + \frac{\tau}{pm}} \\ \omega = \frac{M + pae \left(\frac{a}{6} - \frac{c}{2} \right)}{\tau(h'-c)} \\ \omega = \frac{(h'-a) \left[M - pae \left(\frac{h'}{2} - \frac{a}{6} \right) \right]}{\tau(a-c)(h'-c)}$$

Pentru calculul secțiunii armăturilor transversale putem lua de asemenea formulele D-lui Cristophe care de și dau valori prea mari însă sînt simple. Iată acele secțiuni σ :

$$\sigma = \frac{\Delta M \cdot mb\omega}{\theta_m \left[\frac{1}{3} a^3 e + m(\omega_1 b_1^2 + \omega b^2) \right]}$$

pentru grinda cu armături duble, și

$$\sigma = \frac{\Delta M}{\theta_m \left(h' - \frac{a}{3} \right)}$$

pentru grinda cu armături simple D Christophe consiliază punerea armăturilor numai în cazul când lunecarea betonului pe cm^2 la nivelul armăturii inferioare sau lunecarea acelei armături în beton date de formulele:

$$\theta_0 = \frac{k}{Ae} mb\omega$$

și

$$\theta = \frac{k}{Ae} mb\omega$$

e mai mic ca solicitarea admisă, pe care Dl Christophe o ia numai de 1 kgr. ξ În aceste formule k e puterea tăetoare și A este expresia din paranteza mare al formulei (1) iar θ_m ie solicitarea admisă pentru glisment. ΔM e creșterea momentului între punctele de la jumătatea distanței între două armături.

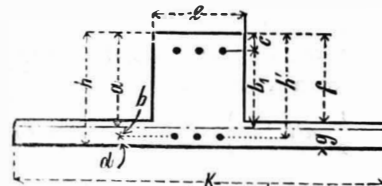


Fig. 13.

În cazul grinzilor în T drept formulele sînt aceleași ca în cazul

care erau fabricate cu mare îngrijire, dădeau rezistențe de 21 kgr. pe cm^2 , altele fabricate din betonul Hennebique dădeau o rezistență numai de la 8—12 kgr.

Betonul însă are în piesele de beton armat supuse la încovăere rolul de a rezista la compresiune.

Pentru ameliorarea și a acestui fel de rezistență servesc armăturile. În adevăr, în diversele experiențe asupra compresiunii betonului, rezistențele câpătate sînt mai mici ca cele ce betonul e în realitate în stare de a suporta, de oare-ce ruptura piesei se face prin alunecare. Prin legăturile transversale însă se anulează posibilitatea acestor alunecări. De alt-fel D. Christophe găsește chiar prin calcul, că în piesele armate calculate cu formulele empirice ale D-lui Hennebique, solicitarea betonului la compresiune ajunge la 60 kgr. pe cm^2 , ceea-ce ar fi cam mult pentru un beton care are o rezistență—nearthat—de 150 kgr. pe cm^2 ; negreșit dacă armăturile nu ar ajuta întru nimic rezistenței la compresiune.

În acelaș mod se petrec lucrurile cu piesele supuse la compresiune simplă, la cari de asemenea armăturile transversale ajută. În adevăr maiorul Hartmann arată că în tot deauna ruptura unui prism, supus la un efort de tracțiune sau compresiune, se face după o suprafață ce face un unghi constant cu direcția efortului principal; aceasta din cauza eforturilor secundare de lunecare ce se produc. Prin punerea armăturilor trans-

secțiunilor rectangulare, cînd axa neutră e în partea superioară a teului, cînd e însă în partea verticală a teului, formulele sînt:

$$(4) \begin{cases} \frac{1}{2} a^2 \lambda - \frac{1}{2} (a-g)^2 (\lambda-e) = m \omega b \\ M = \frac{p}{6a} [a^2 \lambda (3h'-a) - (a-g)^2 (\lambda-e) (3h'-a-2g)]. \end{cases}$$

Tot așa pentru grinzi în τ intors. Aci formulele sînt diferite de

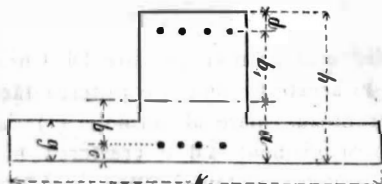


Fig. 14.

acele pentru grinzi rectangulare numai în caz cînd axa neutră este în partea inferioară a teului:

$$(5) \begin{cases} \frac{1}{2} a^2 c + \frac{1}{2} (a-f)^2 (\lambda-e) = m \omega b \\ M = \frac{p}{6a} [a^2 c (3h'-a) + (a-f)^2 (\lambda-e) (3h'-a-2f)]. \end{cases}$$

La ecuațiile (4) și (5) se mai adaugă și acelea (1').

versale la distanțe convenabile, ruptura nu se mai poate face după planul formînd unghiul constant sus zis, ci va trebui să se facă după un plan formînd alt unghi cu efortul principal. Raportul forțelor ce produc ruptura în ambele cazuri, e dat de D. Harel de Noë și arată că în cazul al doilea efortul necesar pentru a produce ruptura e mai mare ca în cazul I.

Eforturi de lunecare. În piesele supuse la flexiune se ivesc, pe lângă eforturi de tensiune și compresiune, și eforturi de lunecare datorite puterii tăetoare.

Lunecarea longitudinală și cea transversală în diversele puncte ale unei secțiuni transversale, se află în acelaș mod ca și la grinzile formate din materiale omogene.

Alunecarea crește cu cît înaintăm de la extremitatea superioară sau inferioară a secțiunii spre fibra neutră și, de la armături înainte, se mărește de o dată, cu creșterea tensiunii sau compresiunii longitudinale a armăturii.

Rezistența la alunecare a betonului e mare, cînd alunecarea se poate transforma în un efort de compresiune, ast-fel cum s'a întîmplat în experiențele serviciului francez de fare și balise. Despre aderența betonului de fer nu mai rămîne nici o îndoială în urma acelorași experiențe și a altora multe.

Pentru a se opune la efortul de alunecare, se pun legăturile transversale, cari, în cazul cel mai simplu, (precum în grinzile sistem Hennebique) sînt nise fere late, întoarse în formă de U în jurul armăturilor (fig. 4 și 5). Să presupunem că două secți-

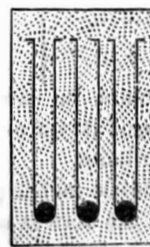


Fig. 4.

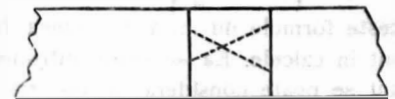


Fig. 5.

uni transversale coprinzînd legăturile transversale ar luneca una în raport cu alta. Între secțiuni putem presupune că există diverse legături în linie dreaptă; unele din aceste drepte se comprimă prin faptul lunecării, altele se întind. Aceste din urmă sînt în cazul fibrelor ce sînt întinse de pe lîngă armăturile întinse; ele se întind fără a se rupe, ne luînd un mare travaliu, din cauza

micimeii coeficientului de elasticitate. Atunci, fibrele întinse cedând, cea mai mare parte din efort, va fi luat de fibrele comprimate, cari transmit travaliul legăturilor transversale.

În mod analog se petrec lucrurile când lunecă una în raport cu alta 2 secțiuni între 2 armături, sau când lunecarea se face în sens longitudinal. Aici numai, rolul armaturilor transversale îl au armăturile longitudinale, care, prin urmare, trebuie să existe la partea superioară și inferioară a grinzii în părțile unde efortul tranșant are valoare mare.

Din cele de mai sus rezultă că armăturile transversale lucrează la tracțiune, iar nu la tăere, cum se spune dese ori, și imposibilitatea acestui din urmă fapt se poate ușor demonstra. Cadrul acestei conferințe nu ne permite însă această dezvoltare.

Armăturile transversale se calculează de D. Christophe, și Boussiron la tăere, considerând că lor li se transmite toată lunecarea longitudinală, lucru cu totul imposibil, mai ales dacă se admite cum face D. Christophe că aderența ferului de beton și rezistența la lunecare a betoului e mică. Totuși însă acest mod de calcul dă secțiuni mai mari de cât cele întrebuițate în sistemele din practică și prin urmare suficiente.

Diversele sisteme de beton armat și modurile lor speciale de calcul

După ce am arătat experiențele pe care se bazează teoria betonului armat, precum și câteva indicații asupra acelei teorii, vom arăta acum, cum diverșii constructori au realizat în practică principiile expuse mai sus, principii care arată deja posibilitatea diverselor construcții în *beton armat*.

Există o mulțime de sisteme pentru construcțiile în beton armat. Cea mai mare parte din ele nu diferă unul de altul de cât prin un mic detaliu de construcție.

Aici nu putem înșira toate aceste sisteme cu descrierea lor, cadrul nostru fiind prea strimt pentru aceasta. Ne vom mărgini a le clasifica și a expune caracterele principale ale claselor:

Putem împărți toate sistemele de beton armat în 3 clase și anume: 1) Sistemele în care legăturile transversale nu sînt legate fix de armăturile longitudinale, și legătura între ele o formează

numai betonul; 2) Sistemele în care cele 2 feluri de armături sunt legate fix unele de altele, fie prin nituri, fie prin alte mijloace și 3) Sistemele în cari armăturii sunt formate din fere curbe.

Să studiem *prima clasă*, în care armăturile longitudinale (fere drepte) nu sînt legate fix de legăturile transversale.

O grindă în acest sistem se compune din niște bare de fer sau oțel, puse la partea inferioară a grinzii, care tot-deauna suferă tracțiune, și dese-ori și din bare asemenea celor dintăiu puse la partea superioară a ei. Legătura transversală e formată, fie din fere late întoarse în formă de U în jurul barelor, ca în sistemul *Hennebique*, fie din o triangulație de fer lat legată de armăturile longitudinale prin fire de fer (fig. 6), ca în sistemul *Coignet*, fie din fire

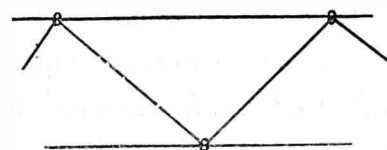


Fig. 6.

de fer formînd zăbrele, fie în fine din o triangulație formată din corniere legate de armături prin manșoane înfășurînd cornierele, ca în sistemul preconizat de d-l *Lefort*, inginer șef de poduri și șosele.

Alte sisteme, ca sistemul *Dégon*, *Walser Gérard* și al societății de la *Crèche*, fac legătura transversală puternică prin fire de fer sau fer lat, care se prelungește în hurdiu, după ce înfășură armăturile.

Pe lângă aceasta în sistemul *Dégon* se mai află o triangulație longitudinală de fire de fer (fig. 7).

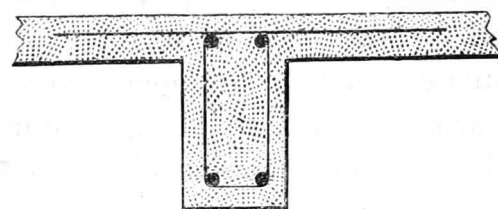


Fig. 7.

Armătura superioară variază după sisteme.

În sistemul *Hennebique* armătura superioară are secțiune egală cu cea inferioară și este îndoită, (fig. 8) astfel ca la razeme să fie lângă fața

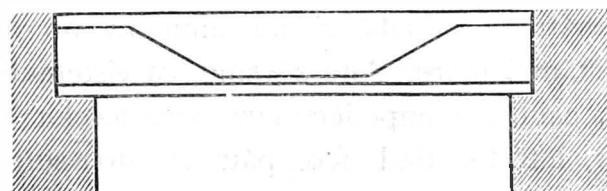


Fig. 8.

superioară a grinzii, pentru a face față la ten-

siunile date de încastrări, iar în treimea de la mijloc a lungimei grinzii, atinge armătura inferioară.

Aceasta dispoziție e bună, întru cât nu lasă părți mari din beton nearmat, iar în părțile unde puterea tăetoare e mare, adecă la razăme, se poate face mai bine legătura transversală fiind 2 armături, cum am aratat când am vorbit despre eforturile de lunecare. Inșă, dacă în cazul grinzilor simplu rezămate distribuția ferăriei e oare-cum justificată; apoi la grinzile încastate, aceasta nu se întâmplă de loc, armătura superioară are secțiune prea mică pe razăm, dacă calculăm armătura după momentul de la mijloc; iar dacă se calculează armătura superioară după secțiunea de la razăm, apoi secțiunea ferăriei la mijloc va fi cu mult prea mare, chiar dacă nu vom pune armăturile egale, după cum consiliază d-l Hennebique.

În sistemul *Coignet* armătura superioară are o importanță mult mai mică ca cea inferioară în grinzile simplu rezămate și servă a face ca legătura transversală să fie mai bine făcută.

În fine d-l Christophe consiliază a se pune armătura superioară numai lângă razăme, adecă în punctele, unde betonul pôte suferi tracțiune, în cazul încastrării pe razăme. Acest sistem nu este bun, de oare-ce nu se știe întru cât încastrarea e realizată, pentru a se ști exact cât de lungi să se pue barele. Apoi, când cimentul face prisă își mărește puțin volumul; unde este armătura, această mărire e în parte împedicată; în celelalte părți însă nu. Acest lucru poate da loc la fisuri. Astfel s'a întârplat cu un planșeu construit în acest mod la Mans care a căzut.

Mai întoate sistemele se preferă barele rotunde, în jurul cărora betonul se poate bate mai ușor și cari condensează în dimensiunile cele mai mici cea mai mare cantitate de fer, și astfel dau în general pieselor de beton armat un moment de inerție mai mare de cât ferele laminate.

În unele sisteme, ca sistemul *Bordenave* armăturile se fac din fere laminate, pentru ca să aibă o suprafață mai mare de aderență cu betonul, și ca armăturile să aibă și un moment de inerție propriu mai mare. Alte sisteme, ca sistemul *Ransome*, caută să împedecă lunecarea ferelor armăturilor, întrebuițind fere pătrate întoarse. După cum am văzut însă, din ceea ce am spus asupra eforturilor de alunecare, aderența ferului de beton

e așa de mare, că aceste precauțiuni sunt inutile; și chiar în sistemul *Ransome*, dacă am admite că aderența ajunge a fi întrecută, și că lunecarea barelor ar fi oprită numai de torsiunea lor, s'ar da naștere — mai ales în cazul lipsei barelor de repartițiune perpendiculare pe armaturele principale — la lunecări în beton mai mari ca atunci când torsiunea n'ar esista. Acestea sînt însă mai periculoase, de oare-ce rezistența betonului la lunecare e mult mai mică de cât aderența lui de fer. Prin urmare în special sistemul *Ransome* e rău conceput și torsiunea barelor inutilă.

Ca să terminăm cu descrierea sistemelor din această clasă, vom adăogi, că primul sistem de beton armat, sistemul *Monier*, se compunea din bare rotunde formînd armătura inferioară pusă în sensul deschiderei a dalelor sau bolților și din bare de repartițiune puse de-asupra celor d'întăi, spre a repartisa greutatea acestora. Bazat pe aceeași idee e stabilit sistemul *Cottancin* și cu *metal déployé*. Acest din urmă sistem e acum foarte răspîndit. Armătura îi e formată din o tolă tăiată prin tăeturi în quinconce și care fiind trasă în un sens, se preface în o rețea formată din o mulțime de romburi lipite prin laturile lor, de 5 la 150 ^m/_m lungime și de o greutate de 1.40 la 8.40 k. pe metru pătrat.

Dalele armate cu metal *déployé*, după experiențele d-lui Edmond Coignet, au o rezistență de 2 ori mai mare ca a dalelor de aceleași dimensiuni și armate cu aceeași cantitate de metal, din cauza bunei calități a metalului și a faptului că mai tot metalul servă la rezistență, ceea ce nu se întâmplă cu barele de repartițiune la celelalte dale.

Diferite moduri de calcul. Acuma vom expune în mod sumar modul de calcul special diversilor inventatori sau diversilor teoreticieni:

1. D-l *Hennebique* are un mod special de calcul pentru grinzile din răspînditul seu sistem; ipotezele pe cari se bazează sunt false, însă formulele ce se găsesc pe baza lor, dau rezultate bune pentru grinzile ce construște el. Iată acele ipoteze:

a) Toată partea comprimată este solicitată de un travaliu uniform de 25 kgr. pe cm².

b) Momentul acestei compresiuni uniforme, în raport cu fibra neutră, echilibrează jumătatea momentului de încovăere, cealaltă jumătate este echi-

librată de tensiunea armăturii de fer care lucrează la 1000 kgr. pe cm^2 .

c) In fine etrierii (armăturile transversale) se pun de d-l Hennebique la mijlocul grinzii, la distanța $H_1 + \frac{4H}{3}$ pentru grinzi fără hurdiu și $H + H_1$ pentru grinzi cu hurdiu unde H_1 este distanța de la axa neutră la axa armăturii întinse, iar H distanța de la axa neutră la fibra extremă a betonului comprimat. De la mijlocul grinzii spre razăm etrierii se îndesesc după variația momentelor.

2. D-l *Lefort* a stabilit un sistem de calcul analog cu cel preconizat de noi, însă a admis următoarele ipoteze false: A considerat în calcul că coeficientul de elasticitate al betonului la tracțiune și la compresiune e același. Apoi a mai făcut greșala de a considera travaliul la tracțiune al betonului. Cu aceste date negreșit ajunge la concluzia că grinda cu armătură simetrică e cea mai economică, lucru cu totul fals.

Pentru a simplifica calculele și pentru a le da o bază experimentală, d-l *Lefort* admite în urma unor experienți a d-lui *Tedesco* din 1897 asupra fleșelor unor grinzi armate simetric, că betonul și ferul își împart momentul forțelor exterioare în proporție de 0.60 pentru fer și 0.40 pentru beton.

Mai în urmă revenind, a admis pentru siguranță, proporția de 0.80 pentru fer și 0.20 pentru beton. Această repartizare e negreșit valabilă numai pentru grinzi de natura celor experimentate în cari înălțimea lor e egală cu de 25 ori raza secțiunii armăturilor.

In ipotezele acestea calculul e foarte ușor, de oare-ce nu mai e nevoie de a determina poziția fibrei neutre care e la mijlocul înălțimei grinzii.

3. D-l *Wayss*, primul aplicator al sistemului *Monier*, pentru calculul dalelor, admite ipoteza falsă că fibra neutră e la mijlocul înălțimei dalelor armate la partea inferioară.

4. Pentru dale armate cu *métal déployé* societatea franceză a metalului *déployé* recomandă o proporție de metal de $\frac{2}{3}\%$ din volumul betonului. Iar momentul resistant al dalei exprimat în kgrcm . e $5h^2$, în care h e înălțimea dalei exprimată în cm .

5. D-l *Planat* admite pentru calculul grinzilor în beton armat, că în casurile ordinare ale practicei, armăturile de fer lucrează ca niște tiranți încastrați la capete și că betonul lucrează ca

boltă. Bazat pe aceste ipoteze, pe ipoteza distribuției uniforme a sarcinilor și admițând pentru travaliul ferului la tensiune 8 kgr. pe $\frac{\text{m}}{\text{m}}$, iar pentru al betonului la compresiune 25 kgr. pe cm^2 . D-l *Planat* stabilește formulele sale. Acest mod de calcul e bazat după cum știm pe ipoteze neesacte, însă mai defavorabile ca cele reale. Totuși însă aplicația e grea, de oare-ce stabilirea formulelor e foarte laborioasă și ele trebuiesc schimbate, cînd distribuția sarcinilor se va schimba.

6. D-nii *Melan*, *Coignet*, *Tedesco*, *Dubois*, *Ritter* etc. fac calculele în acelaș mod ca și noi, numai cu mici modificări de detaliu.

7. In fine d-l *Max v. Tullie* calculează aproape în același mod, numai că admite că curba deformațiilor la compresiune se poate înlocui cu 2 drepte și nu cu o dreaptă, cum am admis noi.

Clasa 2-a a grinzilor armate, în care armăturile inferioare sînt legate fix de cele inferioare.

Armăturile în această clasă sînt adevărate grinzi metalice, formate din corniere, teuri sau cruci legate prin o triangulație de fere plate nituite de cele d'întăi în *sistemul Bonna* de exemplu. Acest sistem are armăturile superioare și inferioare egale, adecă are, cum se zice, armături simetrice. Calculul seu se face după sistemul d-lui *Lefort* și *Tedesco*, adecă admițînd că ferul ia 0.60 din momentul forțelor exterioare, iar betonul 0.40.

Acest mod de calcul are defectul că prin el se poate calcula numai ferul, iar pentru beton nu știm adevărata solicitare, și nici experiențele d-lui *Tedesco*, cari au arătat acea repartiție de momente, nu au determinat solicitarea betonului la compresiune.

Sistemele de grinzi armate cu armături legate fix una de alta, s'au stabilit, pentru ca partea metalică să aibă o rezistență proprie, care să nu depindă, ca la clasa precedentă, numai de rezistența betonului.

Observînd bine ce se întîmplă cînd grinzi din aceste sisteme sînt supuse la flexiune, vedem că nu partea metalică lucrează de la început, încercîndu-și toată rezistența de care e capabilă, ci se întîmplă ca și la clasa precedentă, armătura întinsă va suferi tensiune, iar în partea comprimată a grinzii, aproape numai betonul va lua compresiunea, din cauza secțiunii sale mari.

Puterile tăetoare de asemenea dau alunecări, cari —după cum am văzut—produc compresiuni elastice în beton, puțin modificate aci de influența triangulațiilor de fer, și transmise legăturilor transversale în virtutea aderenței betonului.

Or e ușor de constatat, că atunci cînd compresiunea betonului e elastică, ferul lucrează foarte puțin în comparație cu secțiunea sa. Și prin urmare sintem și aici în cazul clasei precedente, unde aproape numai betonul lucrează la compresiune și aproape numai ferul la tensiune.

Deci, pentru ca rezistența întregii grinzi metalice înglobată în beton să fie pusă în joc, trebuie ca betonul să sufere o compresiune importantă, și în unele cazuri, și în special cînd e rău făcut, să se desagrezeze; și numai atunci grinda metalică va lucra complet, însă și în acest cas e capabilă de a rezista numai la 0.60 din moment.

Ca concluziune, grinzile din această clasă, afară de siguranța mai mare ce presintă contra căderii, cînd betonul s'ar desagreja; nu au o rezistență sensibil mai mare ca grinzile din clasa precedentă, însă presintă o cheltuială cu mult mai mare pentru lucrul ferăriei.

Totuși însă trebuie să recunoaștem avantajul acestui sistem, de a putea monta toată partea metalică și de a începe în urmă betonul.

Analog sistemului Bonna e *sistemul Boussiron*, în care armăturile sint bare rotunde și nesimetrice. Legăturile transversale sunt fere late fixate prin manșoane și pene pe armături, pentru a nu se putea deplasa.

Această dispozițiune e luată în vedere că nu se contează pe aderența ferului armăturii cu betonul; însă, după cum am văzut, puterea tăetoare se manifestă și prin o lunecare verticală, în care intră în joc aderența betonului de armăturile transversale. Însă e un non sens a admite că există aderență pentru aceasta din urmă lunecare, însă pentru cea d'întîu nu.

Clasa 3-a a grinzilor armate cu fer lat sau cable în formă de parabolă sau lanțisor.

În această categorie avem sistemele *Klett*, *Wilson*, *Möller*, *Matray*.

În primele, armătura e formată din ter plat, pe care se află nituite—în unele sisteme—bucăți de corniere, în sens transversal, care să impiedice tendința de lunecare.

Cel mai mult întrebuițat e însă sistemul *Matray*. Aci grinzile sint compuse din grinzi rigide de fer, pline sau cu zăbrele și din cable de fire de oțel, care au aceeași fleșă ca înălțimea grinzilor. Cablele și grinzile se presupune că iau fiecare jumătate din sarcină.

Hurdiul e armat cu simple cable de fire de oțel, atașate de cadrul rigid, format de grinzile de fer între care se află. Aceste cable sint puse atît în 2 sensuri perpendiculare, cît și în diagonală. În acest mod încărcările de la mijlocul hurdiului nu se transmit la mijlocul grinzilor, ci aproape de razăme. Se poate ajunge ca efectul încărcărilor asupra grinzilor să fie jumătate din efectul ce ar fi fost dacă încărcarea ar fi fost distribuită în mod uniform.

Cablele au forma parabolică, adică tocmai forma necesară pentru a rezista la încărcări uniform distribuite; pentru o alt-fel de distribuție li se poate da o altă formă. Ele se calculează prin formula $F = \frac{Ql}{8f}$ care dă tensiunea cablului, Q fiind greutatea, l deschiderea și f fleșa. Se admite 15—20 kgr pe $\frac{m}{m^2}$ solicitarea admisibilă pentru firele de oțel.

D. Matray admite că toată greutatea e suportată, numai de ferărie, și că betonul nu servă de loc la rezistență, și ast-fel sistemul presintă o siguranță cu mult mai mare ca cele-l-alte sisteme.

La aceasta vom răspunde că betonul aderă de fer, și la început lucrurile trebuie să se presinte ca în ori ce grindă de beton armat, în care betonul e bun. Dacă betonul nu e bun, atunci nu se va întîmpla nici o deformație sensibilă cit timp încărcările vor fi uniform distribuite; imediat însă ce poziția sau distribuția lor se va schimba, cablele vor trebui să și schimbe poziția lor, deci să desagrezeze betonul. În grinzi acest efect posibil este însă atenuat prin faptul că cablele hurdiurilor fiind atîrnate de grinzile metalice, transmit acestora variațiile de distribuție a încărcărilor.

Prin urmare și acest sistem nu presintă în comparație cu alte sisteme, de cit o siguranță mai mare în ceea-ce privește posibilitatea unei căderi a construcțiunei, de oare-ce cablele resistă mai lesne la 15 kgr. pe $\frac{m}{m^2}$ de cît barele de fer ce formează armătura celor-l-alte

Cu aceasta am terminat expunerea diverselor sisteme de beton armat.

Calitățile și defectele betonului armat.

Acuma vom vorbi despre calitățile și defectele betonului armat.

1. *Eforturi repetate.* Să vedem mai întâiu modul cum se comportă betonul armat la eforturi repetate și la eforturi dinamice.

D. Consideră găsește, că atunci cind supunem o grindă de beton armat la un moment de flexiune, și scădem treptat acest moment, coeficientul de elasticitate al betonului întins scade; apoi, cînd se suprimă complect momentul, rămîne o mică deformație în beton și o mică tensiune în fer.

Dacă, după ce prisma armată a suportat un moment de flexiune anumit, se repetază un moment mai mic ca primul, deformația betonului va crește; însă din ce în ce mai puțin, iar travaliul ce suportă va scădea, de asemenea din ce în ce mai puțin. Aceste creșteri de deformații și scăderi de travaliu par a tinde spre zero, cînd efortul primitiv, dă o lungire sub o limită determinată.

Limita de efort analoagă cu aceasta, corespunzătoare compresiunii, pare a fi $\frac{2}{3}$ din rezistența la ruptură prin compresiune.

Din cele de mai sus rezultă că repetițiunea de eforturi nu e periculoasă în practică, de oare-ce, după cite-va repetițiuni de eforturi, deformațiile succesive se anulează după anularea efortului, deci, devin elastice.

•
Acțiuni dinamice. Iată acum, cum lucrează acțiunile dinamice asupra betonului armat :

Ele lucrează în 2 moduri: 1) Sub formă de vibrații produse în grinzi, fie prin aplicarea sarcinilor, fie prin vibrațiile motorilor. Aceste vibrații însă nu au influență, de oare-ce interesează masa mare și atît de rigidă a betonului armat. 2) Sub formă de lovituri, care au o acțiune numai locală, desagregînd puțin betonul din cauza marelui sale rigidității. Ast-fel de efecte se produc la palanșele și piloții de beton armat sub acțiunea berbecului, unde se desagrează puțin betonul ce vine în contact imediat cu berbecul; la joan-

turile șinilor, dacă acestea ar fi așezate direct pe beton și nu pe traverse și balast, interpus între șină și beton; în fine, acelaș lucru se întîmplă cu pavelele puse direct pe beton.

În rezumat acțiunile dinamice, întru cît nu sunt de cît niște măriri, mai puțin însemnate încă de cît la podurile metalice, a sarcinilor statice, pot fi suportate fără pericol de betonul armat. Trebuie însă a se lua precauțiuni locale în ce privește efectul șocurilor.

Pentru a arăta puțină influență a vibrațiilor asupra betonului armat, ne-am bazat pe rigiditatea sa.

Iată cauzele care fac ca grinzile în beton armat să fie atît de rigide în comparație cu construcțiile metalice: 1) Hurdiul formează un corp cu grinzile și resistă la flexiune împreună. 2) Betonul e mult mai puțin compresibil ca ferul. 3) Brațul de pîrghie al tensiunii desvelită în armătura întinsă, în raport cu axa neutră, e mai mare în grinzile de beton armat.

Aci vom arăta o experiență făcută asupra planșeurilor unei substațiuni electrice a companiei de Orléans la Paris în această privință. Erau 2 planșeuri: unul cu grinzi de fer și bolți de cărămidă, și altul în beton armat, ambele de aceleași deschideri și calculate pentru aceleași greutateți.

Asupra planșeului de fer, care cîntărea 480 kgr. pe m^2 , s'a exercitat o lovitură a cărei forță vie era de 100 kgrm.

Asupra planșeului în beton armat, care cîntărea 300 kgr. pe m^2 , o lovitură de 400 kgrm. Fleșa primului a fost de $7.8^m/m$, iar a celui al 2-lea, $1.2^m/m$. Durata vibrațiunii celui întăiu era de 2", iar a celui II de $\frac{5}{7}$ ".

Aceasta arată în destul mica influență a acțiunilor dinamice și marea rigiditate a betonului armat.

Mai înainte în lucrările publice, se întrebuița puțin betonul armat, tocmai din cauza temerei de modul cum se va comporta la acțiuni dinamice; ast-fel, la drumul de fer metropolitan, la Paris, s'a făcut în beton numai planșeurile și paserele pentru pietoni.

Totuși, însă, mai ales de cît-va timp, temerea aceasta nu mai există nici în Franța, unde ea era

mai accentuată, ast-fel : D-l Harel de Noë, a construit în beton armat, toate lucrările de artă, planșuri etc., la liniile de interes local, executate în 1896 și 1897 în departamentul Sarthei.

Avem podul de la Chatellerault peste Viena de 135^m lungime cu 3 deschideri, 2 de 40^m și una de 50^m, cu grinzi în arc încastrate de 0.50 lățime și o înălțime de 0.80 la naștere și 0.60 la cheie, în sistemul Hennebique.

Podul în X de la Mans, construit de inginerul șef Harel de Noë, în un mod special. Podul peste Gers la Auch de 21^m deschidere, executat de D. Bonna, constituit din 4 arce de 0.30 înălțime la cheie și 0.40 grosime, etc.

Apoi avem o mulțime de poduri și podețe constituite din arce masive nenervate, încărcate cu pământ, construite în sistem Monier de societatea germană și austriacă pentru beton armat.

La acestea însă putem observa că influența vibrațiilor e mică din cauza marelui cantități de pământ de deasupra lor.

Alte construcțiuni supuse vibrațiilor și care se comportă bine sunt fabricele în care s'a executat din beton armat consolele, pe care razămă palierele ce suportă arborele mașinilor.

Influența variațiilor de temperatură, a aerului și apei. Să ne ocupăm acum de influența variațiilor de temperatură a aerului și apei și asupra betonului armat.

Se știe că planșurile formate din grinzi de lemn și de fer se distrug în cas de incendiu, unele arzând, altele răsturnând zidurile prin lungire și îndoindu-se sub acțiunea sarcinilor. Planșurile în beton armat nu au acest inconvenient, din cauza relei conductibilități a betonului, în care ferul este înglobat; a egalității coeficientului de dilatație a ferului și cimentului și a marelui aderenți a acestor două materiale. Causele acestea fac ca ferul să nu se deslipească de beton.

Atît e de cunoscută incombustibilitatea construcțiilor de beton armat, în cît, chiar primele lucrări din beton armat, în Anglia și America, provin din necesitatea de a face construcțiuni incombustibile.

S'a făcut și experiențe în această privință; astfel d-l G. Flamant, în o comunicare la societatea inginerilor civili din Franța a arătat că în 1899

la Gand s'a făcut experiențe asupra unui planșeu de 12 cm. grosime, astfel: S'a supus de 2 ori la interval de 2 luni la o temperatură de 1200° în timp de 2 ore, fiind deasupra lui sarcini disimetrice ceva mai mari ca de 2 ori și jumătate sarcina la care a fost calculat.

S'a găsit că planșeu intercepta cu totul căldura.

Experiențe analoge s'au făcut în 1893 asupra unor construcțiuni în sistem Monier, cari au fost supuse la o temperatură de 1000° și de curînd la Cairo, unde s'a supus la acțiunea focului și apoi a apei un planșeu sistem Hennebique.

Toate aceste experiențe au dat rezultatele cele mai mulțămitoare. Pentru aceasta s'au și făcut în beton armat multe construcțiuni destinate a fi incombustibile, astfel: Teatrul din Berna, Archivele comptoarului național de scempt și ale curții de compturi din Paris, o casă de bancă la Bâle etc.

Dar betonul armat nu se întrebunțează numai la construcțiile destinate a fi incombustibile, ci și în locurile unde e espus la acțiunea intemperțiilor.

Trebue a se lua însă precauțiuni în privința dilatațiunii generale, lăsîndu-se rosturi de dilatație, care sînt necesare, cu toate că dilatația betonului armat e mai mică de cît cea a ferului, din cauza relei sale conductibilități.

De asemenea, pentru a se combate fisurile superficiale ce se observă la suprafața betonului expus la intemperii, se pune aproape de fața expusă o rețea metalică, ca să suporte tensiunile desvâlitate în beton, care după cum știm, urmează în totul deformațiile armăturii. Se mai poate acoperi cu pământ sau apă fețele betonului expuse intemperțiilor.

De altfel, crăpăturile ce observăm în betonul tencuit, provin mai ales din cauza tencuelilor de ciment rău făcute, astfel, d. ex. nu s'a curățit și nu se udă suprafața betonului înainte de a i se aplica tencuiala, nu se acopere tencuiala odată făcută, se sclivisește prea mult etc. După aceasta înghețul și desghețul face ca apa ce pătrunde în crăpături să strice tencuelile. Trebuie să adăogim că, pentru a fi siguri de tencueli, trebuie a le aplica pe beton înainte ca acesta să facă prisă.

Am esecutat niște stilpi de beton pe șoseaua Cirligul Caprei Frontieră, pentru parapeti din nisip mare și ciment, cari stilpi se comportă foarte

bine de trei ani de cînd sînt executați. În fine în serviciul de studii mai toate bolțile mici se fac din beton, cu întradusul spus intemperiilor și care se comportă foarte bine; el e format din mortar turnat odată cu betonul.

Cum vedem, pe de o parte se poate combate formarea crăpăturilor, iar pe de alta ferul e înconjurat de o pătură de mortar, care formează cu ferul o combinație chimică inatacabilă de apă, și prin care apa nu poate trece ca să atace ferul. În adevăr punîndu-se fer ruginit în beton de ciment, el își pierde, rugineala după un timp. De asemenea cu ocazia dărămării unor uvrage vechi, în care era înglobat fer, s'a constatat că ferul era nealterat și de culoarea ferului nou. Aceasta s'a întîmplat cînd s'a construit apeductul de la Achères și cînd s'a dărămat vechiul pod de la Soissons. Apoi avem construcțiuni în beton armat destul de vechi și care se comportă destul de bine, astfel rezervoriile construite de Monier în 1872 și 1873 pentru compania apelor de la Alençon și pentru drumurile de fer de Vest. În fine laptele de ciment se întrebuițează la văpsirea ferărilor pentru a le feri de influența intemperiilor.

Tot aci trebuie să spunem că în urma experiențelor D-lui Liddy s'a constatat că betonul armat nu resistă mult timp acțiunii apei de mare din cauza permeabilității sale la această apă.

Variația coeficientului de elasticitate. Se aducea o acuzație modului nostru de calcul al construcțiilor de beton armat, anume că coeficientul de elasticitate variază cu presiunile și o eroare în adoptarea coeficientului de elasticitate va da o eroare corespondentă în rezistență. Însă aceasta nu e o obiecție fondată, de oare-ce coeficientul de elasticitate al betonului variază de la 11 la 7 pentru presiunile din practică. La aceste variații corespunde o variație de rezistență de 17—20% după proporția de metal. Această variație e însă fără însemnătate.

Alte avantagii. Iată și alte avantagii ale betonului armat și anume:

1. Se execută mai repede și mai ușor de cît o construcție metalică și de cît una de piatră. Aici nu avem multul și precisul lucru de atelier al unuia, nici complicația tăerei pietrelor al celui-lalt, și ori ce formă, cît de curioasă, este ușor executabilă.

2. Ancombrarea șantierelor e minimă, de oare-ce tot materialul e mărunț, deci lesne transportabil; iar lucrul preliminar, înainte de punerea în operă, se poate face în afară de șantier.

Economia betonului armat.

Acuma, D-lor, după ce am descris în mod sumar betonul armat, ne vom ocupa puțin de economia sistemului.

Ne vom ocupa mai întîi de economia construcțiilor în betonul armat, comparate unele cu altele:

În primul rînd, ceea ce se presintă mai întîi în mintea ori-cui, pentru a face o construcție economică; este a da pe cit se poate materialului din care e compusă acea construcție solicitarea maximă admisibilă, d-l Christophe admite 30 kgr. pentru compresiunea betonului în piesele supuse la flexiune și 25 în cele supuse la compresiune pentru betonul de compoziția Hennebique. Aceste solicitări sunt foarte mici.

Altă condiție pentru economia unei grinzi armate este a se arma grinda cu un procent anumit de fer. D-l Considère găsește, construind niște curbe în care a luat ca abscisă procentul de fer și ca ordinate momentul de ruptură și costul, că procentul de fer cel mai economic e 0.0217 pentru betonul Hennebique. Pentru betonul de 800 kgr. ciment la metrul cub, procentul de fer cel mai economic e 0.056, care însă, în general, nu se poate obține în practică. De aci rezultă că forțînd prea mult dosagiul, nu căpătăm rezultate economice.

Să comparăm acuma diversele sisteme de beton armat în ceea-ce privește economia :

Negreșit sistemele în care armăturile sînt legate fix, sînt mai scumpe ca cele-l-alte. Apoi cu aceste din urmă concurează cu succes sistemele Möller și mai ales Matray, care pe lîngă că are avantajul de a face grinzile și dalagiul, solid de egală rezistență; apoi 1) în planșeuri, de ex. înălțimea planșeului prin dispoziția firelor, e mai mică ca în sistemele ordinare (fig. 9, 10); 2) greutatea se

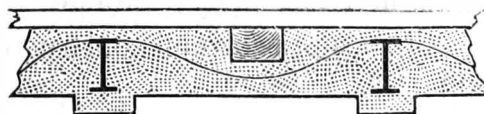


Fig. 9.

transmit după cum am văzut aproape de rază-

mele grizilor, ast-fel, că distanța între grinzi se poate mări de la 1^m la 4^m, păstrând aceeași secțiune, în fine, 3) firele de fer se calculează la o rezistență de 15 kgr. pe $\frac{m}{m^2}$, ceea ce ele pot susține cu înlesnire.

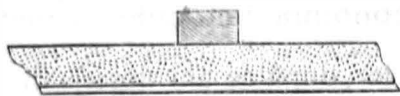


Fig. 10.

Este adevărat că există, cum am spus, un calcul empiric pentru grinziile armate simetric cu bare drepte, în care, barele sunt calculate la 15 kgr. rezistență pe $\frac{m}{m^2}$, fără a conta pe beton; însă aci avem 2 secțiuni de fer, pe cînd la sistemul Matray, avem numai una, iar ferul în bare nu resistă în adevăr la 15 kgr. pe $\frac{m}{m^2}$, și în definitiv, se contează și pe rezistența betonului. Formulele de calcul sînt însă absolut identice, dacă grinda armată cu bare drepte e simplu răsămată și înălțimea teoretică a grinzii e egală cu fleșa cablului.

Economia sistemului Matray e micșorată numai de necesitatea de a pune grinzi complete metalice în grinziile de beton. Totuși însă societatea *ferului beton*, cum se numește societatea ce exploatează brevetul sistemului Matray, pretinde, că face economii de 10—50% asupra celor-l'alte sisteme.

Ast-fel, la construcția marelui glob ceresc de la expoziția de la Paris, timpul și prețul de construcție cerut de cei-l'alți constructori de beton armat au fost cu 50% mai mari ca ale societății ferului beton.

Să comparăm acum betonul armat cu cele-l'alte sisteme de construcții:

D-l Lefort găsește, că admițînd 70 lei costul unui metru cub de beton și 0.35 prețul kilogramului de fer, economia construcțiilor de beton armat asupra celor de fer ar fi de 30% în mediu, neconsiderîndu-se legăturile. Acestea însă, împreună cu greutatea moartă, care e mult mai mare la betonul armat de cît la fer, micșorează economia sistemului. Totuși, dacă se face grinzi și dalage în beton armat, economia va fi mare, de oare-ce, intră și dalajul în rezistență, și atinge, după D-l de Tedesco, 20% asupra costului construcției corespunzătoare în fer.

Economia e cu atît mai mare, cu cît sarcinile sînt mai mari și suprafața mai mare.

Ast-fel, la construcția grajdurilor și magaziiilor prăvăliei Bon Marché din Paris, arhitectul Boileau aplicînd betonul armat la coloane și planșeuri, a găsit că a făcut o economie de 25%, iar la etajul de jos, — din cauza greutateilor mari și a fundațiilor care ar fi costat mult cu alte sisteme, — economia a fost de 44%.

În ceea ce privește coloanele, calculul se poate face lesne. D-l Christophe l-a făcut și a găsit pentru armătură de $\frac{1}{2}$ % procent (de secțiune de fer din secțiunea de beton), o economie de 50%, iar pentru 5% fer, economia nu e nici de 10%.

Pentru a face aceste calcule, s'a admis, că în Belgia prețul metrului cub de beton e 40 lei, al cofragelor 10 lei, al ferului 25 lei kgr. și al ferului lucrat 0.35.

Ca să ne facem o idee mai justă de costul betonului armat, vom da cîte-va prețuri de lucrări executate:

Planșeurile de 7^m deschidere suportînd o sarcină utilă de 350 kgr. pe m^2 , s'au executat în Franța de D-l Hennebique cu 16—17 lei metrul pătrat, preț care nu diferă mult de al planșeurilor ordinare cu fer laminat din comerț.

Pentru deschideri și greutatea mai mari, întrebuițînd însă suporturi, avantajul betonului armat crește. Ast-fel, un planșeu de 13^m deschidere, suportînd 600 kgr. pe m^2 , a fost executat la școala de artilerie de la Grenoble cu 20 lei metrul pătrat, coprinzînd și suporturile.

Un planșeu pentru o magazie de grine de 15^m deschidere, suportînd o sarcină utilă de 1100 kgr. pe m^2 , e de 20 la 22 lei, cu suporturile, după D. Hennebique.

Să dăm cîte-va prețuri pentru conductele de beton armat. Pentru o conductă de 0.30 diametru, așezată la 1^m 00 cel puțin sub nivelul terenului, cuprinzînd și terasamentele, însă fără boasagiu, prețul e 12 lei pe metru și ajunge la 77 lei pentru conducte de 1.10 diametru.

Aceste prețuri sînt mai mici ca la conductele și rezervoriile de tolă și iată de ce: 1) Travaliul admis pentru ferul rotund sau laminat ce formează armătura, e mai mare ca pentru tolă. 2) La conductele de tolă se admite un surplus de grosime de $\frac{2}{m}$ aproximativ pentru ruginire. 3) La

rezervorii se proporționează armătura după rezistență. 4) Nu sunt îmbinări cari să diminueze rezistența ferăriei.

Aplicațiuni.

Acuma, D-lor, vom trece în revistă aplicațiunile betonului armat:

1. *Stâlpi și coloane.* Se compun din prisme verticale de beton armate în cele 4 colțuri cu fere verticale întretoasate din distanță în distanță, cu legături de fere de fer sau cu plăci de fer.

2. *Planșeurile* se formează din simple dale armate, când deschiderea lor nu întrece 3—5 m. de aci înainte se fac nervate. Dacă deschiderile sînt mari, se fac grinzi principale, de care s'au executat pînă la 14 m. deschidere și grinzi secundare la 3—5 m. distanță una de alta. Această distanță se fixează pentru ca dala între grinzi să poată rezista ca semelă superioară a grinzilor.

Armăturile se așează la grinzi în felurile arătate, când am vorbit despre diversele sisteme de beton armat.

La dale armăturile se pun sau numai în sensul deschiderei, sau în 2 sensuri perpendiculare. În primul mod se așază armăturile, când dala razămă numai pe 2 razăme și încărcările locale pe ea sînt mici, astfel ca betonul să poată transmite fără ajutorul unor bare de repartitiune, sarcinile pe barele adiacente. Două sisteme de bare perpendiculare se pun: 1) când această din urmă condiție nu e îndeplinită și 2) când dala razămă pe 4 razăme, pe care sarcinile de pe dală se pot transmite efectiv, ceea ce se întîmplă, când raportul dimensiunilor dalei e mai mic ca $\frac{1}{2}$ ¹⁾.

În cazul armării dalei în 2 sensuri, când avem nervuri, partea supusă la compresiune a dalei, lucrează o dată, ca făcînd parte din dală, și a doua oară ca făcînd parte din semela superioară a grinzilor în T formate din nervuri și dale.

Aceste 2 compresiuni trebuiesc adunate și fac ca să se mărească mult dimensiunile pieselor. Pentru aceasta, în acest cas e mai economic dese ori a pune nervurile în partea superioară a grinzilor (fig. 11), atunci compresiunile în chestiune nu se mai adună.

¹⁾ Aceasta se vede din calculul dalei ca placă rectangulară răzămătată pe toate marginile sale.

Aceleași dispoziții se întrebuintează pentru planșuri în porte à faux. S'a făcut grinzi în porte à faux, peste cari s'au clădit etajele superioare.

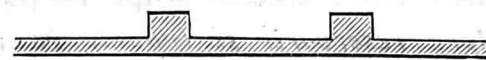


Fig. 11.

3. *Despre bolți.* Bolțile se fac în acelaș mod, fie de grosime uniformă, fie nervate. Deosebirea este numai că aci armătura simetrică e în general necesară, mai ales la bolțile cu 3 articulații, la care se dezvoltă o tracțiune aproape egală la partea superioară și la cea inferioară a bolții.

4. *Despre ziduri.* Betonul armat de ordinar nu poate concura la ziduri—în ceea ce privește economia — cu cele-lalte materiale. Totuși însă e economic și se face în beton armat osatura zidurilor și anume: coloane, lintouri etc., iar umplutura în materiale ordinare. Se face une-ori și umplutura în beton armat, formînd zidurile din cloasoane subțiri, simple sau duble și care sînt economice mai ales dacă se profită de calitățile lor, de a se susține singure, de exemplu, fără fundații.

În ceea ce privește fațadele, ele se fac în acelaș mod ca ori-ce ziduri. Până astăzi însă s'au aplicat mai mult la clădiri industriale.

4. *Despre acoperișuri.* Acoperișuri în beton armat se execută în mod analog cu cele ce se fac din alte materiale, însă mai simple. Astfel nu mai există căpriori, nu mai este nevoie a se pune toate piesele fermelor spre a se forma figuri indeformabile, de oare-ce se fac îmbinările mai rigide.

Dese-ori se fac acoperișuri în formă de terasă, acoperite cu pămînt sau petriș umed și, pentru ca apa să nu pătrundă prin beton, el se acopere cu asfalt, pixolină, ciment vulcanic etc.

Peste acoperișurile ordinare se așază învelitoarea fie pe piese de lemn așezate în beton, fie prinsă cu cuie de beton, care în acest din urmă caz se face înlocuindu-se petrișul cu scorii. Betonul astfel format, are proprietatea de a nu deveni complet dar de cît peste o lună și cuiele se pot bate ușor.

6. *Despre piloți și palplanșe.* Una din aplicațiile cele mai curioase ale betonului armat, e de sigur întrebuintarea lui ca piloți și palplanșe.

Armatura lor se face ca la coloane; cu deo-

Am avea numai inconvenientul că supravegherea va trebui să fie mult mai serioasă, mai ales la primele lucrări, de cit cum dese ori se face astăzi pentru construcțiile masive.

Prin urmare, D-lor îmi permit a zice: Să mergem înainte pe calea apucată deja de serviciul docurilor prin facerea silosurilor în ciment armat urmată de servicul studiilor și de alte servicii în diverse lucrări, și să generalisăm acest mod de construcțiune atit de economic și atit de bogat în resurse.

Nota. Uvrage consultate:

Le Ciment anii 1898, 1899, 1900.

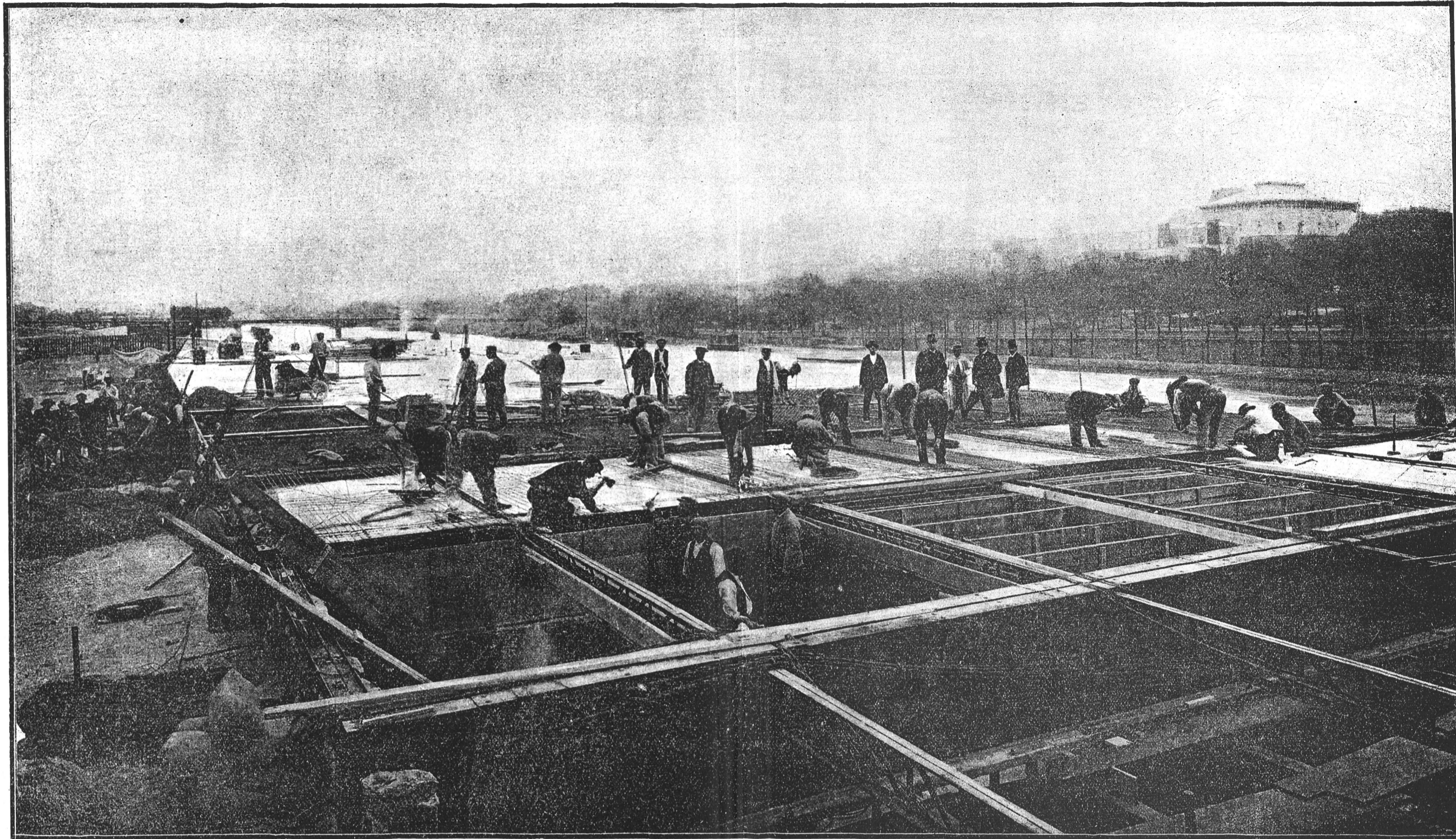
Annales des ponts et chaussées, 1899, 1900.

Annales des travaux publics de Belgique. 1899.
Ch. Boitel. Les constructions en ciment armé.
Le génie civil 1899, 1900.
Planat. Théorie des poutres en fer et ciment.
Revue technique No. 3, 1899.
Dubois Note sur les constructions en ciment armé.
Buletinul Soc. Polytechnice 1899, 1900.
Boussiron. Un nouveau système de béton armé.
Zeitschrift des oesterreichischen Ing. und Arch. Vereines. 1900.
«Le Fer béton» No. 1, 2, 5, din 1899.
Nouvelles annales de la construction, année 1899.
Betonbrücke über die Eyach bei Imnau M. Leibrand.
Donaubrücke bei Inzigkoffen M. Leibrand.
Calcul, des ouvrages en fer et ciment, E. Coignet de Tédésio

O. Alexandrini

Inginer în serviciu întreținerii C. F. R.

COUVERTURE DE LA TRANCHÉE DU CHEMIN DE FER DES MOULINEAUX, AMONT ET AVAL DU PONT D'IÉNA (TOUR EIFFEL), PARIS

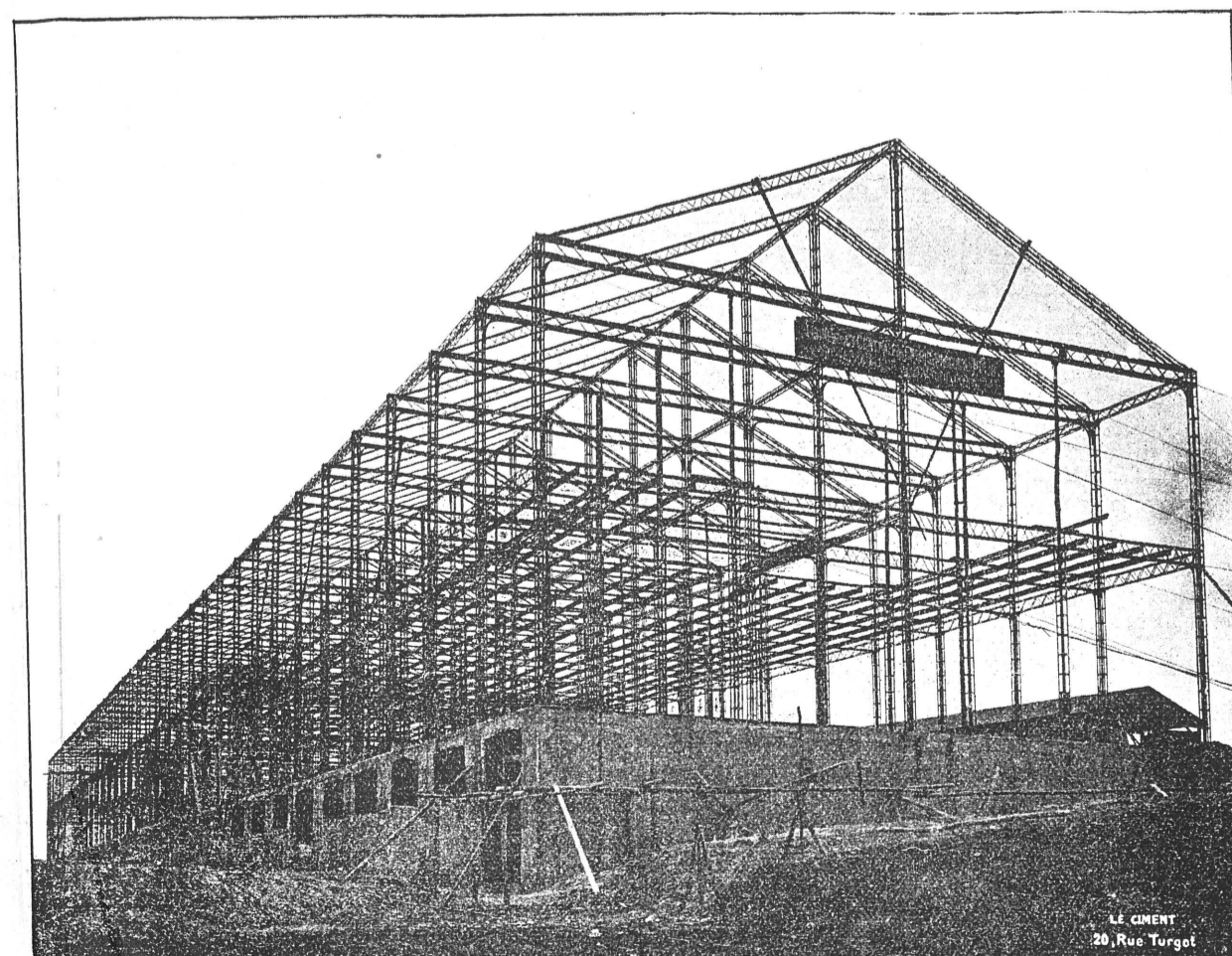
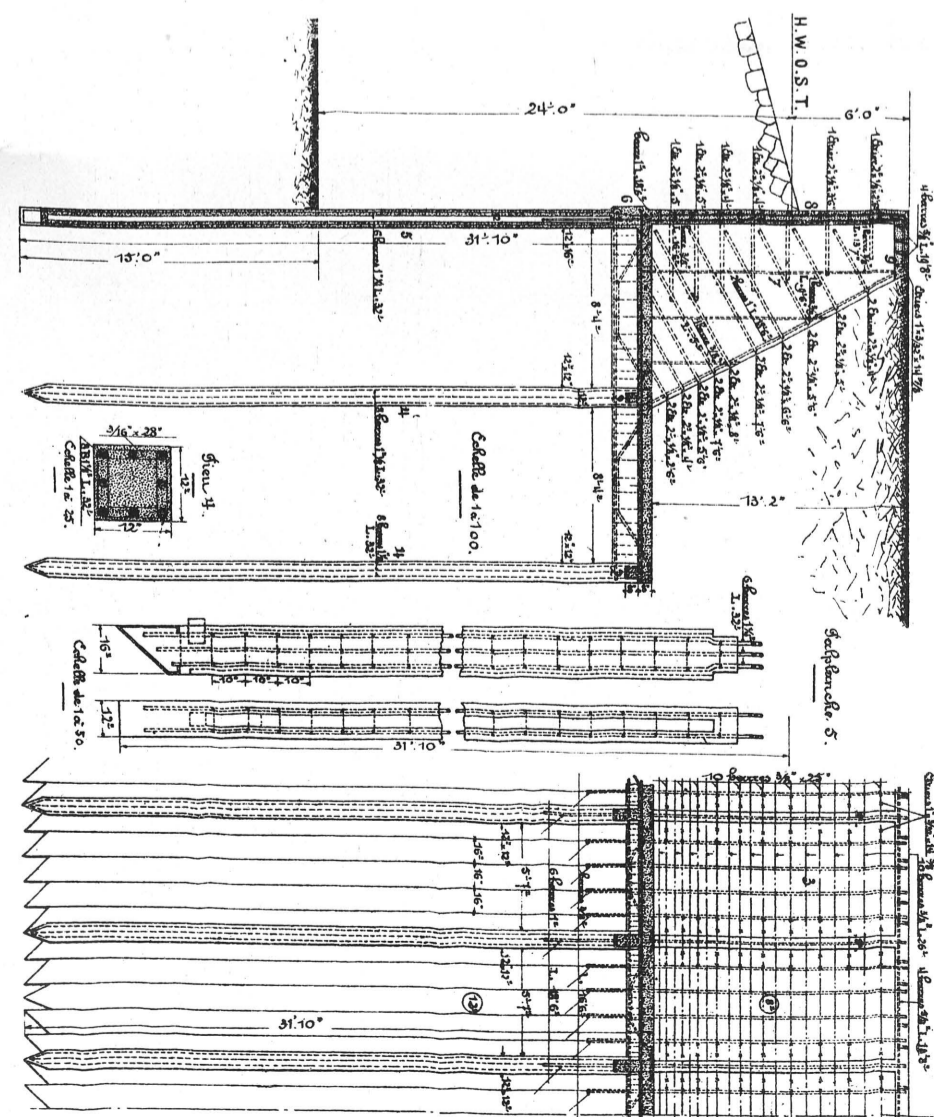


VUE D'UN DES CHANTIERS DES TRAVAUX EN FER-BÉTON, SYSTÈME MATRAI BREVETÉ S. G. D. G.

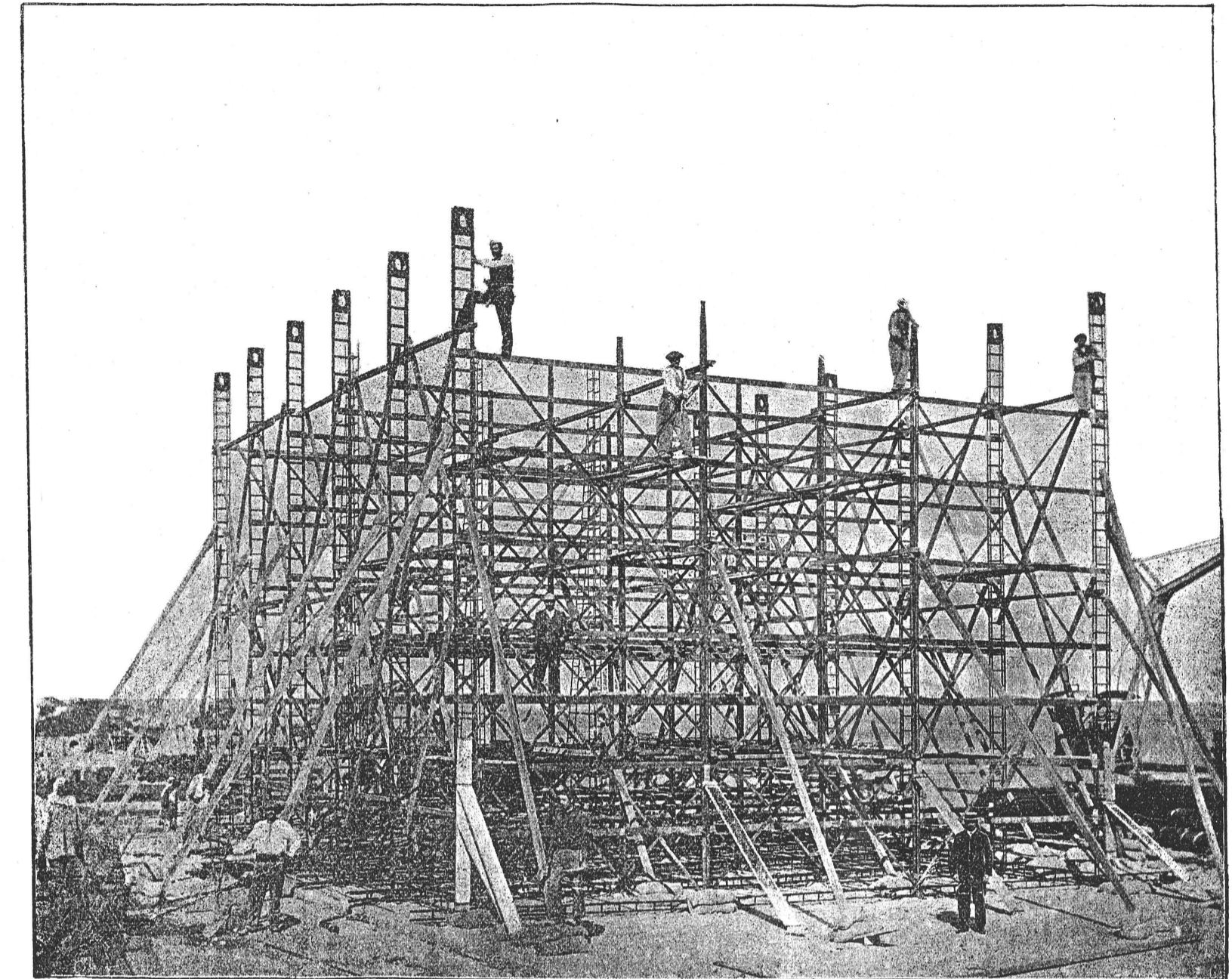
Ecartement des poutres principales 2^m,20 à 5^m,10
 Portée des poutres principales 11^m,00 à 16^m,00
 M. H. CHASSIN, Entrepreneur concessionnaire.

M. A. PICARD, Commissaire général.
 M. J. BOUVARD, Directeur des services d'architecture.
 MM. G. TRONCHET et Ad. REY, Architectes.

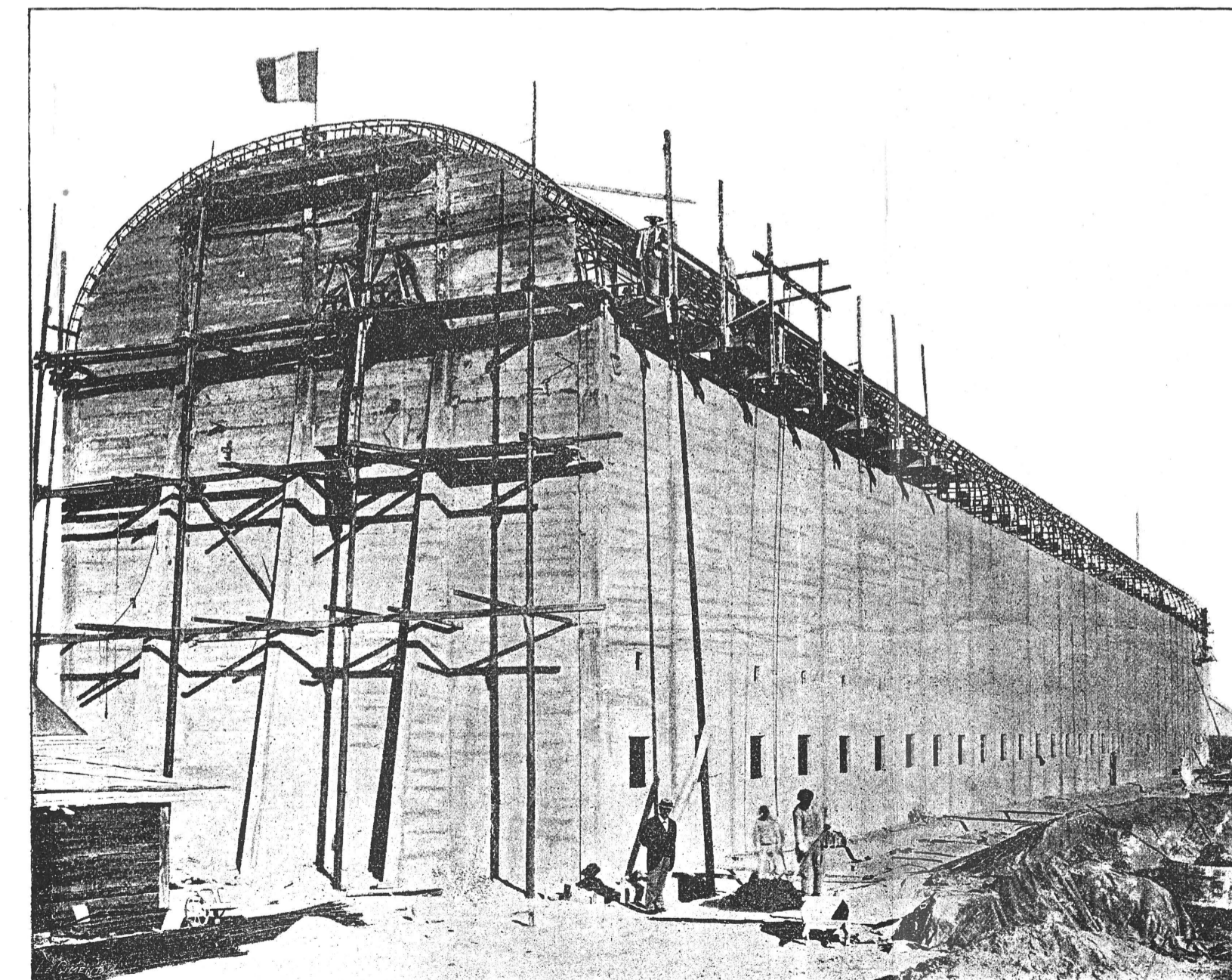
Surcharges uniformément réparties 500 et 1.000 kilogr. par mètre carré.
 Surcharges concentrées 19.000 à 60.000 kilogr.



Usine de la Compagnie centrale des Emeris et Produits à poir. (sist. Bonna).



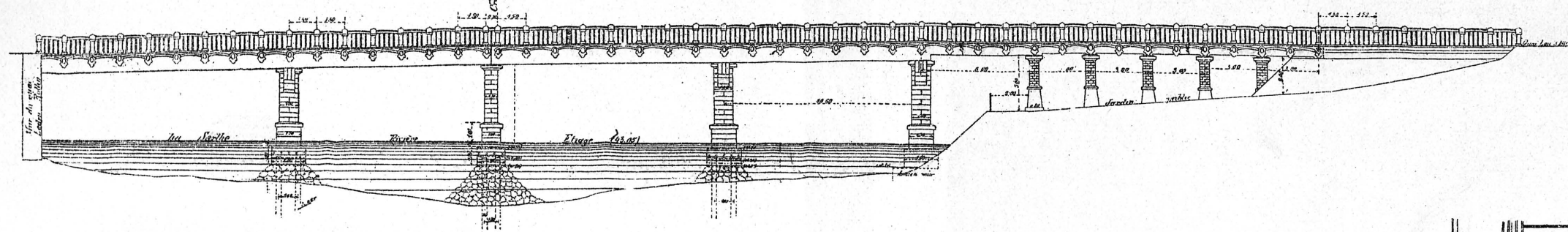
Magasin de zahar de la Stax (sist. Bonna).



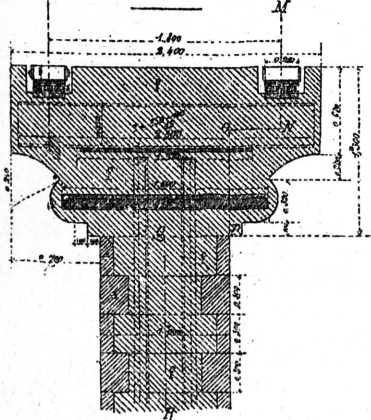
Magasinul de zahar de la Stax. (sist. Bonna).

LE PONT EN X, AU MANS

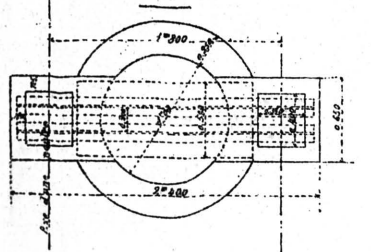
Elevation suivant ABCD du plan.



Coupe transversale



Plan supérieur



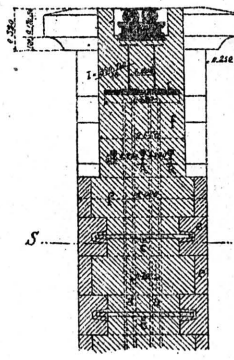
DÉTAILS D'UNE PILE

LÉGENDE.

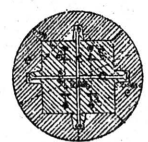
- Ventez radié de 30/7 le mètre environ
- Plaque de fond percussée de la dimension d'un mètre carré
- Ventez rayé de mètre environ
- Pis de fer de 3/4 de diamètre environ
- Pierres artificielles en tuf de ciment comprimé par une table de 17000 de pression (la table de 17000 est munie d'un ressort de 600 de ressort par mètre carré de table)
- Table de ciment coulé sur place et comprimé de la même façon que ci-dessus
- Table de ciment comprimé par une table de 17000 de pression (la table de 17000 est munie d'un ressort de 600 de ressort par mètre carré de table)
- Pierres moulées et percussées de la même façon que ci-dessus
- Pierres en tuf de ciment
- Ventez de 3/4 rayés de mètre environ

Echelle de 0^m05 par mètre

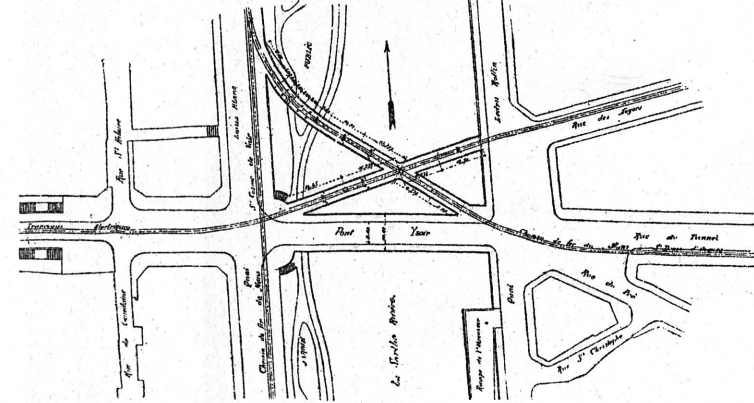
Coupe longitudinale suivant M'N'P'Q'



Coupe horizontale suivant S'T



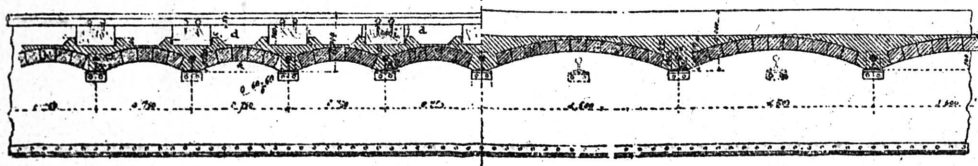
PLAN GÉNÉRAL



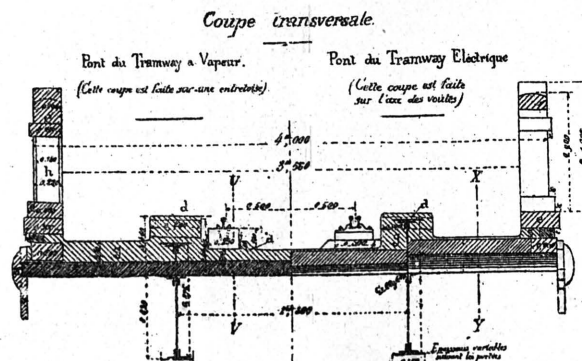
DÉTAILS DU TABLIER

Coupe longitudinale

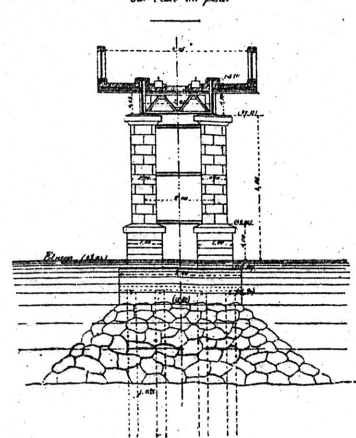
suyant UV



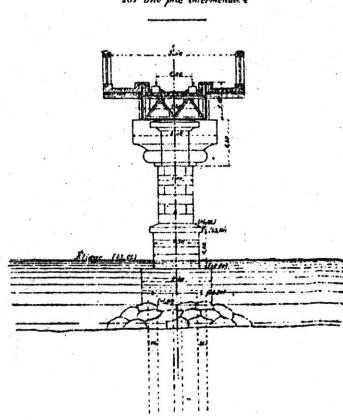
suyant XY



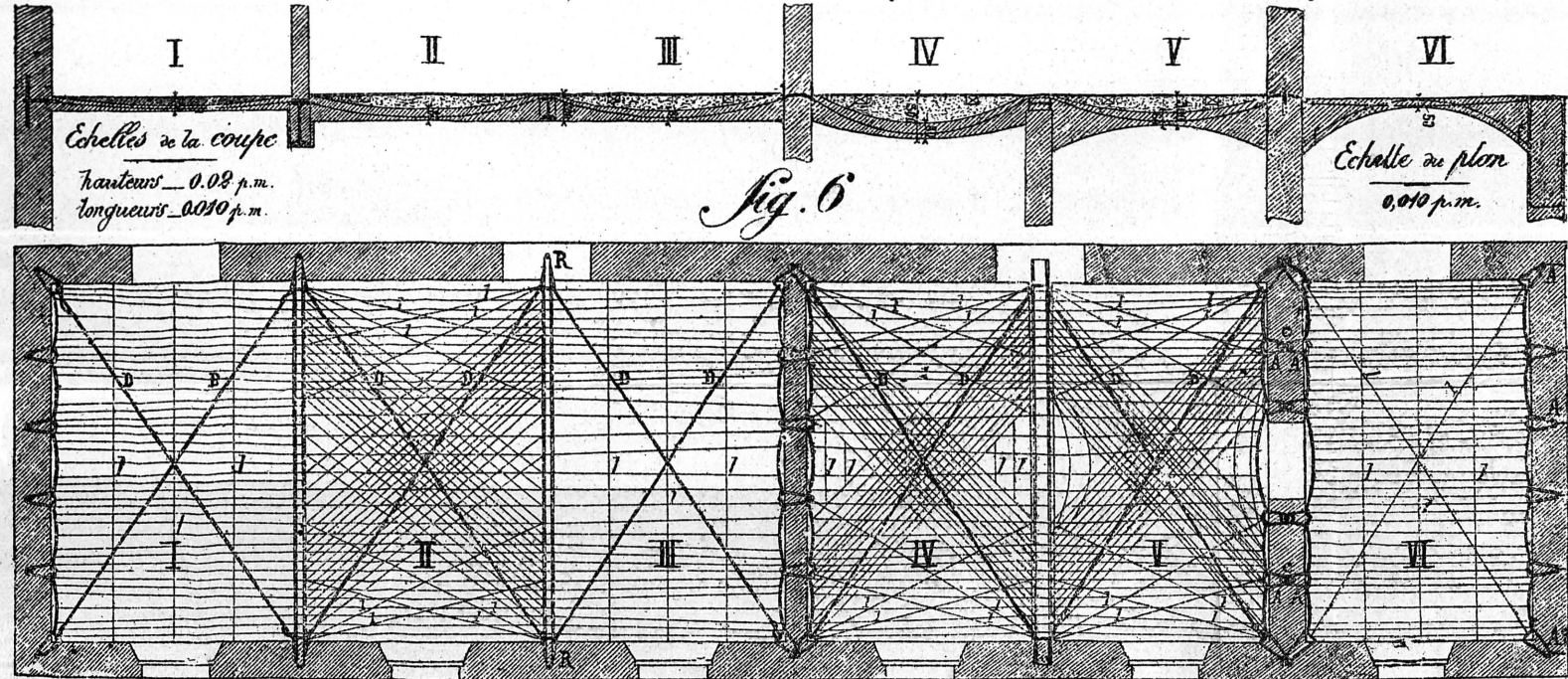
Coupe transversale



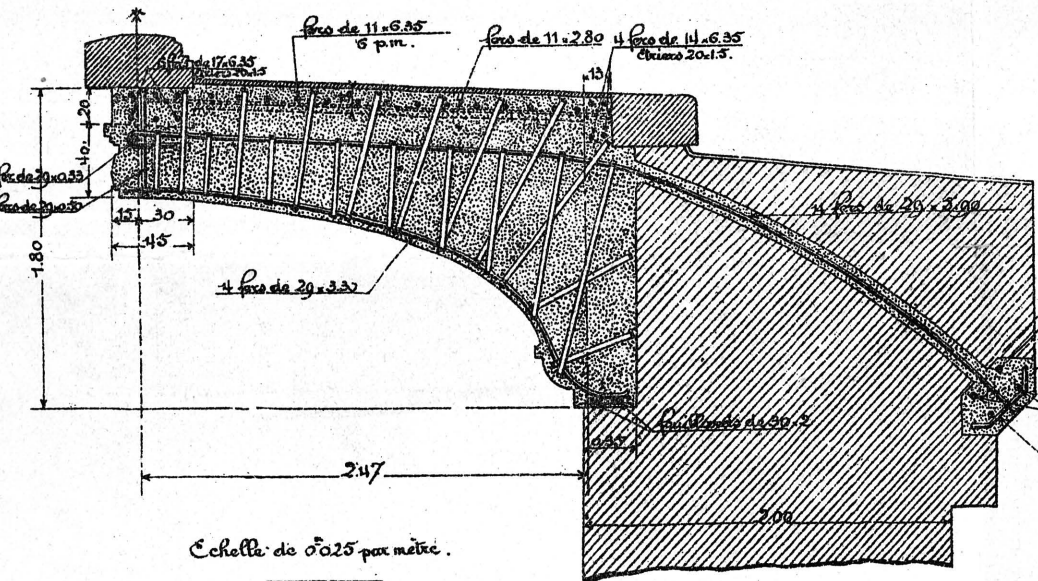
Coupe transversale



Dispositiunea ferelor in dalajele sistem Matravy

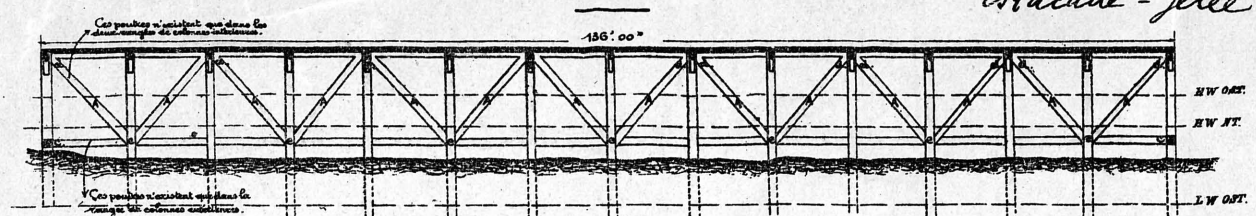


Encorbellement du chemin de fer de ceinture Console de 2.47 de saillie à Paris



Echelle de 0^m25 par mètre.

Coupe suivant 69.



Estacade-jetée à Southampton

Détails des assemblages a.

Groupement de poutres de 0.20x0.20 munies de son calet.

Détails des assemblages c.

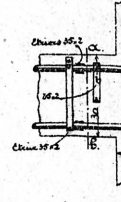
Calottes:

De plan: 1 x 4.20

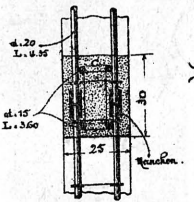
de coupe: 0.10 x 0.10

de la coupe 65: 1 x 2.00

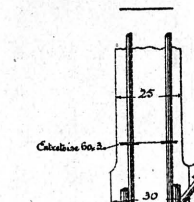
Détails des assemblages b.



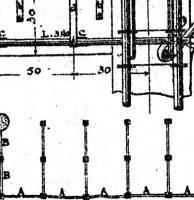
Détails des assemblages c.



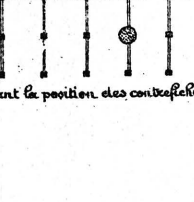
Détails des assemblages d.



Détails des assemblages e.



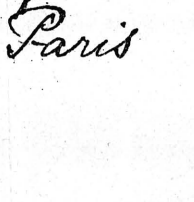
Détails des assemblages f.



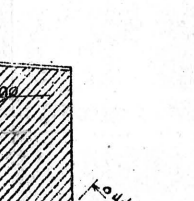
Détails des assemblages g.



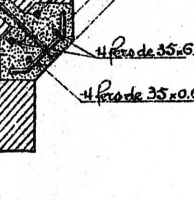
Détails des assemblages h.



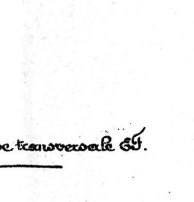
Détails des assemblages i.



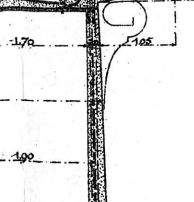
Détails des assemblages j.



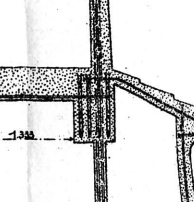
Détails des assemblages k.



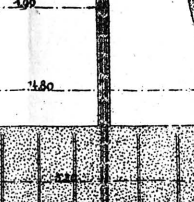
Détails des assemblages l.



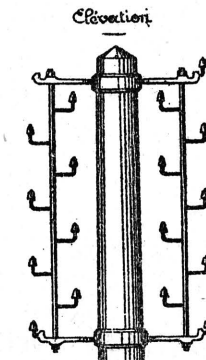
Détails des assemblages m.



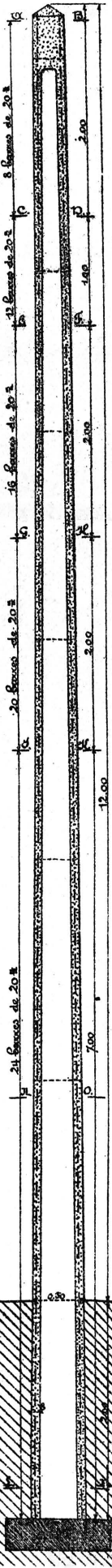
Détails des assemblages n.



Détails des assemblages o.



Coupe.



Notes pour transmission électrique.

