Taylor & Francis
Taylor & Francis Group

Statyba

ISSN: 1392-1525 (Print) (Online) Journal homepage: https://www.tandfonline.com/loi/tcem19

STRENGTH ANALYSIS OF AN OBLIQUE SECTION ACCORDING TO ELASTIC-PLASTIC CHARACTERISTICS

V. Svetlauskas

To cite this article: V. Svetlauskas (1999) STRENGTH ANALYSIS OF AN OBLIQUE SECTION ACCORDING TO ELASTIC-PLASTIC CHARACTERISTICS, Statyba, 5:3, 200-205, DOI: 10.1080/13921525.1999.10531462

To link to this article: https://doi.org/10.1080/13921525.1999.10531462

ISSN 1392-1525. STATYBA - CIVIL ENGINEERING 1999, V tomas, Nr. 3

ĮSTRIŽO PJŪVIO STIPRUMO APSKAIČIAVIMAS ĮVERTINANT TAMPRIĄSIAS IR PLASTINES MEDŽIAGOS DEFORMACIJAS

V. Svetlauskas

1. Įvadas

Šiuo metu gelžbetoninio elemento, veikiamo skersinių jėgų, skaičiavimo teorija ir metodai, nepaisant daugkartinių mokslininkų pastangų, yra labai netikslūs. Pagal skaičiavimo tikslumą jie labai atsilieka nuo skaičiavimo veikiant tik momentams ir ašinėms jėgoms.

Taikant skaičiavimo metodą, paremtą veikiančių išorinių ir vidinių jėgų pusiausvyra įstrižame pjūvyje [1], skerspjūvio stiprumas apskaičiuojamas tik pagal vieną skersinių jėgų lygtį.

Skaičiavimus atliekant remiantis nauju požiūriu į procesus, vykstančius susidarant ir vystantis įstrižam plyšiui [2–4], trimis pusiausvyros lygtimis įstrižame pjūvyje apskaičiuojami visi žinomi faktoriai, veikiantys šį pjūvį.

2. Teorijos pagrindai

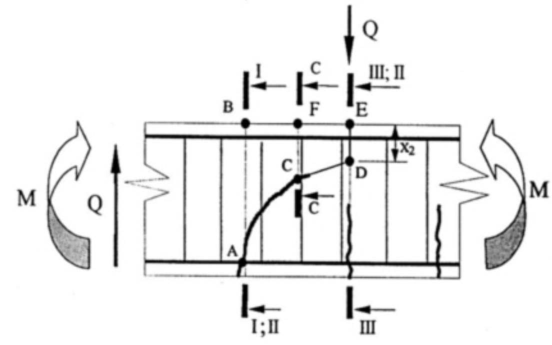
Išnagrinėsime dviatramę stačiakampio skerspjūvio gelžbetoninę siją, esančią ribinėje pusiausvyroje ir apkrautą dviem koncentruotomis simetrinėmis jėgomis.

Vertikalų pjūvį III–III išvesime greta koncentruotos jėgos skersinių jėgų veikimo zonoje. Gniuždomo elemento krašto susikirtimą su pjūviu III–III pažymėsime raide E. Įstrižo plyšio viršūnę C sujungsime su tašku D, kuris yra pjūvyje III–III atstumu x_2 nuo gniuždomo elemento krašto.

Per įstrižo plyšio pradžios tašką A išvedame vertikalų pjūvį I–I, o per įstrižo plyšio viršūnę C – vertikalų pjūvį CC. Pjūvį, sutampantį su įstrižu plyšiu AC ir laužtine linija CDE, pažymėsime pjūviu II–II (1 pav.).

Sakykime, kad pjūviu II–II gelžbetoninis elementas padalintas į dvi dalis. Jas jungia virš įstrižo plyšio viršūnės esantis blokas $CDEF$, armatūriniai ryšiai, kertantys įstrižą plyšį, ir betono nelygumo susikabinimai įstrižo plyšio plokštumose.

Skaičiuojamajai schemai sudaryti darome šias prielaidas:



1 pav. Nagrinėjamų skerspjūvių schema
Fig 1. Reference sections scheme

1. Kraštinis vertikalus plyšys grynojo lenkimo zonoje sutampa su pjūviu III–III.

2. Egzistuoja tik vienas įstrižas plyšys, sutampantis su pjūviu, kurio atsparumas skersinių jėgų poveikiui yra pats mažiausias iš visų galimų variantų.

3. Įstrižas pjūvis II–II ir vertikalus pjūvis III–III deformuojasi nepriklausomai vienas nuo kito.

4. Atkarpoje DE, kur pjūviai II–II ir III–III sutampa, vyksta tų pjūvių tarpusavio sąveika, išreiškiama jų nepriklausomų deformacijų aritmetine suma.

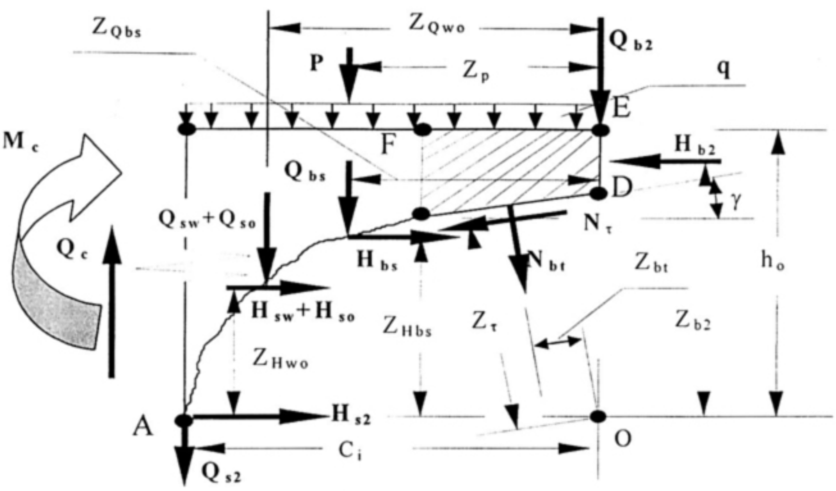
5. Po deformacijų pjūviai išlieka plokšti.

Pjūviu II–II atskirta sijos kraštinė dalis, veikiama išorinių apkrovų, dėl jungiamųjų ryšių deformacijų pasisuka apie tašką D. Šis posūkis įstrižo plyšio kertamiems jungiamiems ryšiams plyšyje suteikia horizontaliuosius ir vertikaliuosius poslinkius. Kinta veikiančių jėgų kryptys, iki nusistovi nauja pusiausvyra.

Pjūviais I–I ir II–II išskirkime ribiniame pusiausvyros būvyje esančią gelžbetoninio elemento dalį. Pjūvyje I–I ir iš viršaus pridėkime išorines veikiančias jėgas, o pjūvyje II–II – vidines įrąžas (2 pav.).

2-ame paveiksle H_{b2} ir Q_{b2} – pjūvyje III–III atitinkamai horizontalioji ir vertikalioji gniuždomos betono zonos aukštyje x_2 veikiančių jėgų dedamosios;

Q_{sw} ir Q_{s0} – atitinkamai įstrižu plyšiu kertamose sankabose ir atlenktuose strypuose vertikaliosios dedamosios;



2 pav. Lenkiamuose gelžbetoniniuose elementuose pjūviais I-I ir II-II išskirtas blokas ir jį veikiančios jėgos
Fig 2. Part and its forces of the bent reinforced concrete member selected by sections I-I and II-II

H_{sw} ir H_{so} – atitinkamai įstrižu plyšiu kertamose sankabose ir atlenktuose strypuose horizontaliosios dedamosios;

Q_{bs} ir H_{bs} – atitinkamai horizontalioji ir vertikalioji sukibimo jėgų dedamosios, veikiančios įstrižame plyšyje;

N_t ir N_{bt} – atitinkamai tangentinė ir tempimo jėgos, veikiančios atkarpoje *CD*;

H_{s2} ir Q_{s2} – horizontalioji ir vertikalioji dedamosios išilginėje armatūroje;

q ir *P* – atitinkamai vienodai išskirstyta apkrova ir koncentruota jėga, veikiantys išskirtą bloką.

Išskirtam blokui parašysime tris pusiausvyros lygtis:

$$\Sigma x=0,\ H_{b2}+N_\tau\cos\gamma-N_{bt}\sin\gamma- \\ -H_{so}-H_{sw}-H_{bs}-H_{s2}=0, \tag{1}$$

$$\Sigma Q=0,\ Q_c-Q_{so}-Q_{sw}-Q_{bs}-P-q\cdot c- \\ -Q_{b2}-Q_{s2}-N_\tau\sin\gamma-N_{bt}\cos\gamma=0, \tag{2}$$

$$\Sigma M=0,\ M_c+Q_c\cdot c_i-Q_{s2}\cdot c_i-(Q_{so}+Q_{sw})\cdot z_{Qwo}- \\ -Q_{bs}\cdot z_{Qbs}+(H_{so}+H_{sw})\cdot z_{Hwo}+H_{bs}\cdot z_{Hbs}+ \\ +N_\tau\cdot z_\tau-N_{bt}\cdot z_{bt}-P\cdot z_p-q\cdot c_i^2/2-H_{b2}\cdot z_{b2}=0. \tag{3}$$

Šis blokas pusiausvyrą praras, kai suirs 2 pav. raidėmis *CDEF* pažymėtas ir užbrūkšniuotas kūnas (išilginės armatūros praslydimo neįvertiname).

3. Praktinis skaičiavimas

Išskirto bloko analizė parodė, kad užbrūkšniuoto kūno *CDEF* laikomosios galios ir jėgų N_τ, N_{bt}, Q_{bs} ir H_{bs}, labai priklausančių nuo įstrižo plyšio trajektorijos, plyšio pločio, išskirto bloko deformacijų ir tarpusavio sąveikos tarp išskirto ir kitų blokų, nustatymas yra labai sunki užduotis, kuriai reikia atskiros gilios analizės. Todėl šiuo metu yra tikslinga tas jėgas analizuoti kartu su jėgomis H_{b2} ir Q_{b2} , t. y. tarti, kad įstrižas plyšys pasiekia pjūvį III–III, arba sumažinti bloką iki pjūvio C–C (1 pav.). Be to, realų įstrižą pjūvį keičiame sąlyginiu pjūviu, kaip pavaizduota 3a arba 3b pav.

Skaičiuojamosioms schemoms parašysime tris pusiausvyros lygtis:

$$H_{b2}-(H_{sw}+H_{so})-H_{s2}=0, \tag{4}$$

$$Q_c-Q_{s2}-P-q\cdot c_i-(Q_{sw}+Q_{so})-Q_{b2}=0, \tag{5}$$

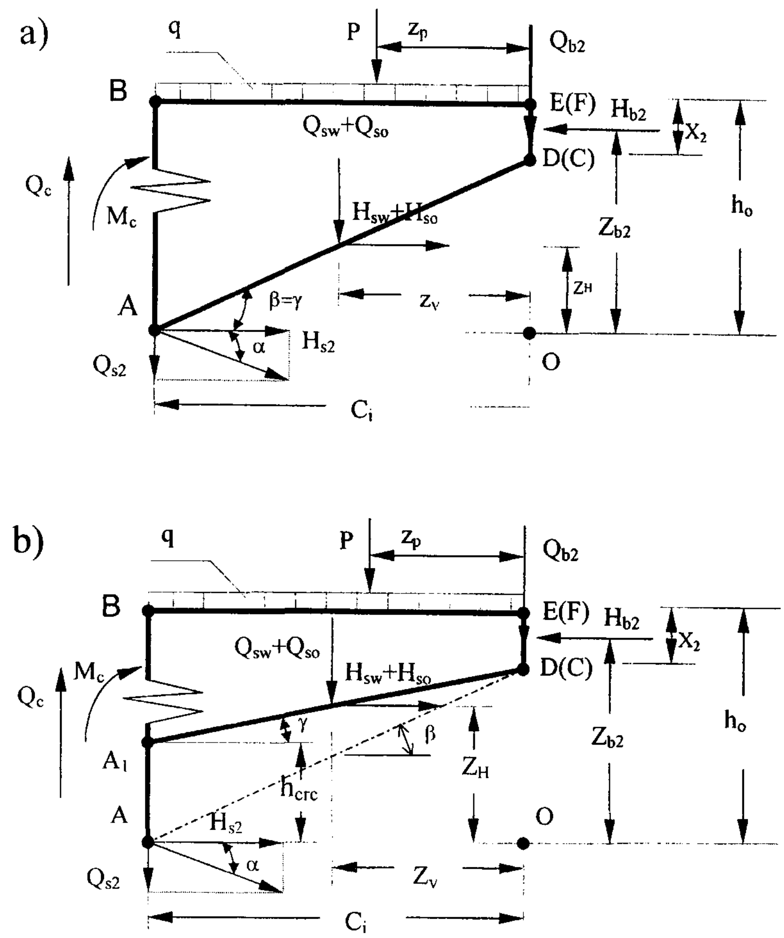
$$(Q_c-Q_{s2})\cdot c_i+M_c-(Q_{sw}+Q_{so})\cdot z_v+(H_{sw}+ \\ +H_{so})\cdot z_H-0{,}5\cdot q\cdot c_i^2-P\cdot z_p-H_{b2}\cdot z_{b2}=0. \tag{6}$$

Iš lygties (5) išvedame dydį Q_{S2} ir įrašę į lygtį (6) gauname:

$$M_i+(Q_{sw}+Q_{so})\cdot(c_i-z_v)+Q_{b2}\cdot c_i+ \\ +(H_{sw}+H_{so})\cdot z_H-H_{b2}\cdot z_{b2}=0, \tag{7}$$

čia $M_i=M_c+P\cdot(c_i-z_p)+q\cdot c_i^2/2$ – pjūvyje III–III veikiantis lenkimo momentas.

Iš eksperimentinių duomenų [5, 6] žinoma, kad skersinių armatūrų pagal įstrižo plyšio ilgį deformacijos yra nevienodos. Didžiausios deformacijos yra įstrižo plyšio pradžioje. Artėjant prie įstrižo plyšio viršūnės jos mažėja ir įstrižo plyšio viršūnėje laikomos ly-



3 pav. Konstrukcinio bloko *ABE(F)D(C)* skaičiuojamoji schema: a) įstrižąjį plyšį vaizduoja tiesė *AD(C)*; b) sąlyginį įstrižąjį plyšį vaizduoja laužtinė linija *AA₁D(C)*

Fig 3. Analysis scheme of the *ABE(F)D(C)* member part: a) oblique crack is expressed by the line *AD(C)*; b) conventional crack is expressed by the line $AA_1D(C)$

gios nuliui. Deformacijų matavimas dviejose priešingose sankabų pusėse elemento lenkimo plokštumoje taip pat yra nevienodos. Taigi skersinė armatūra yra ne tik tempiama, bet ir lenkiama. Elemento irimo metu, esant įprastam skersinio armavimo procentui, daugelio skersinių strypų abiejose pusėse pasiekiama takumo riba. Tarę, kad elemento irimo metu visuose skersiniuose strypuose būna vienodi įtempiai, o nevienodas deformacijas arti įstrižo plyšio viršūnės įvertinę atitinkamais pataisos kooficientas, turėsime:

$$N_{so} = \Sigma(\omega_{wo} R_s^o A_{so}), \tag{8}$$

$$N_{sw} = \Sigma(\omega_{wo} R_s^w A_{sw}). \tag{9}$$

N_{sw} ir N_{so} – jėgų atstojamoji atitinkamai sankabose ir atlenktuose strypuose; ω_{wo} – pataisos koeficientas, įvertinantis nevienodus įtempius skersinėje armatūroje pagal įstrižo plyšio ilgį; R_s^w ir R_s^o – atitinkamai sankabų ir atlenktų strypų skaičiuojamosios atsparos; A_{sw} ir A_{so} – sankabų ir atlenktų strypų viename pjūvyje skerspjūvio plotai.

Neįvertinę betono deformacijų įstrižo plyšio aplinkoje ir armatūros standumo jos skersine kryptimi, gauname:

$$Q_{sw} = N_{sw}\cos\beta,\ H_{sw} = N_{sw}\sin\beta,\ Q_{so} = N_{so}\cos\beta,$$

$$H_{so} = N_{so}\sin\beta,\ z_v = 0{,}5c_i,\ Q_{sw} = q_{sw}\,c_i,\ Q_{so} = q_{so}\,c_i,$$

$$z_H = 0{,}5\cdot(h_0 - x_2 + h_{crc}),$$

q_{sw} ir q_{so} – atitinkamai sankabų ir atlenktų strypų laikomoji vertikalioji jėga elemento ilgio vienete.

Dydį Q_{b2} stačiakampiam elementui galime išreikšti kaip tangentinių įtempių sumą aukštyje x_2:

$$Q_{b2} = \int_0^{x_2} \tau_{xy}^R \cdot b \cdot dx, \tag{10}$$

τ_{xy}^{R} – ribiniai tangentiniai įtempimai aukštyje x_2; b – stačiakampio elemento plotis.

Norint surasti ribines tangentinių įtempimų reikšmes, reikėtų taikyti betono stiprumo kriterijų plokščiajam įtempimų būviui. Šiuo metu yra daug pasiūlymų, paremtų įvairiomis teorijomis ir įvairiais eksperimentiniais duomenimis, kaip nustatyti tokį betono stiprumo kriterijų. Reikia pažymėti, kad gauti bandymų rezultatai vieni nuo kitų labai skiriasi. Tai paaiškinama skirtingais bandymų metodais. Be to, realiose konstrukcijose perimantis įtempius blokas savo formos įvairumu ir įtempių nepastovumu labai skiriasi nuo bandomų specialių pavyzdžių. Todėl teorinis ribinių tangentinių įtempių įvertinimas kol kas neišvengiamai bus su paklaidomis, kurias reikės įvertinti empiriniais pataisos koeficientais. Todėl šiuo metu dydį Q_{b2} siūlome apskaičiuoti pagal tokią empirinę formulę:

$$Q_{b2} = b \cdot \tau_{xy}^{m} \cdot x_2, \tag{11}$$

τ_{xy}^{m} – vidutinė tangentinių įtempių reikšmė aukštyje x_2.

Dydis τ_{xy}^{m} yra priklausomas nuo santykio M/Q, įstrižo plyšio trajektorijos, įstrižo plyšio viršūnės padėties ir kt. Pagrindinis veiksnys, kaip tai yra priimta ir normatyviniuose dokumentuose [1], yra įstrižo plyšio horizontalios projekcijos ilgis c_i. Įvairių reikšmių τ_{xy}^{m} analizė parodė, kad neblogą priartėjimą duoda šio tipo reikšmė:

$$\tau_{xy}^{m} = \omega_\tau \cdot (\tau_{xy}^{min} + R_b \cdot k_\tau \cdot k_{tg}), \tag{12}$$

$k_{tg} = (h_o - x_2 - h_{crc})/c_i$ – skaičiuojamojo įstrižo plyšio pasvirimo kampo tangentas (3 pav. kampas γ); k_τ – empirinis pataisos koeficientas, įvertinantis pasirinkto dydžio k_{tg} įtaką (skirtingą a ar b atvejais); τ_{xy}^{min} – minimali tangentinių įtempių reikšmė (siūlome laikyti, kad $\tau_{xy}^{min} = 2R_{bt.ser.}$); ω_τ - vidutinių tangentinių įtempių pataisos koeficientas. Pagal preliminarius skaičiavimus $\omega_\tau = 2/3$.

Įvertinę padarytas prielaidas gauname:

$$Q_{b2} = \omega_\tau (\tau_{xy}^{min} + R_b k_\tau k_{tg}) b x_2. \tag{13}$$

Normalinių įtempių σ_x pasiskirstymas virš įstrižo plyšio viršūnės aukštyje x_2 turi kreivąjį pobūdį, tačiau pokyčiai elemento irimo metu nėra žymūs. Skaičiavimui supaprastinti pasirenkame įtempių pasiskirstymą pagal stačiakampį ir jo dydį $\sigma_x = R_b$. Tada momentas, kurį perima gniuždomas betonas virš įstrižo plyšio viršūnės, išreiškiamas formule:

$$H_{b2} \cdot z_{b2} = R_b \cdot b \cdot x_2 \cdot (h_o - 0{,}5 \cdot x_2). \tag{14}$$

Vartojame tokius žymėjimus:

$$\alpha_i = \frac{M_i}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}, \quad \psi = \frac{q_{sw}}{R_b \cdot b}, \quad v = \frac{q_{so}}{R_b \cdot b},$$

$$\psi^H = \frac{H_{sw}}{R_b \cdot b \cdot h_o}, \quad v^H = \frac{H_{so}}{R_b \cdot b \cdot h_o}, \quad \xi_2 = \frac{x_2}{h_o},$$

$$k_{\tau\omega} = \frac{c_i}{h_o} \cdot \omega_\tau \cdot \left(\frac{\tau_{xy}^{min}}{R_b} + k_\tau \cdot k_{tg} \right), \quad \gamma_{crc} = \frac{h_{crc}}{h_o}.$$

Gautas reikšmes įrašę į (7) lygtį, turėsime:

$$\begin{aligned} &2\alpha_i + (\psi + v) \cdot \cos\beta \cdot (c_i / h_o)^2 + 2 k_{\tau\omega} \cdot \zeta_2 + \\ &+ (\psi^H + v^H)(1 - \zeta_2 + \gamma_{crc}) - 2\zeta_2 + \zeta_2^2 = 0. \end{aligned} \tag{15}$$

Elementams, neturintiems skersinio armavimo, ši lygtis yra tokio pavidalo:

$$\zeta_2^2 - 2 \cdot \zeta_2 \cdot (1 - k_{\omega\tau}) + 2 \cdot \alpha_i = 0. \tag{16}$$

Tada santykinis gniuždomos zonos aukštis virš įstrižo plyšio viršūnės apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\zeta_2 = (1 - k_{\tau\omega}) - \sqrt{(1 - k_{\tau\omega})^2 - 2 \cdot \alpha_i}. \tag{17}$$

Gauta santykinio gniuždomos zonos aukščio išraiška tinka ir grynojo lenkimo zonai. Kadangi įstrižo plyšio šioje zonoje nėra, tai $c_i/h_o = 0$ ir kartu $k_{\omega\tau} = 0$.

$$\zeta_2 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_i}. \tag{18}$$

Įstrižo pjūvio laikomąją galią apskaičiuosime iš lygties (5).

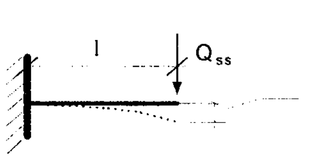
Dydį Q_{S2} išskirsime į dvi dalis – į išilginės armatūros, neturinčios skersinio standumo, laikomąją galią, priklausančią nuo betono tamprumo modulio [7]:

$$Q_{sb}=\frac{H_{S2}\,(a_{crc}\cos\beta+\Delta\cdot\sin\beta)}{(a_{crc}\sin\beta-\Delta\cdot\cos\beta)+2\sqrt{\dfrac{H_{S2}\cdot\Delta h}{E_b\cdot b}}},\qquad(19)$$

ir išilginės armatūros pasipriešinimą lenkimui dėl jos skersinio standumo, kurį nustatysime pagal [8]. Iš 4 pav. rašome:

$$Q_{ss}=y_c\cdot E_s\cdot n_s\cdot d_s\cdot 6{,}8176921\cdot 10^{-4},$$

čia d_s – išilginės armatūros skersmuo; n_s – išilginių armatūrų skaičius; E_s – išilginės armatūros tamprumo modulis.



4 pav. Modelis skersinei jėgai Q_{ss} apskaičiuoti
Fig 4. Model for analysis of transverse force Q_{ss}

Skerspjūvio laikomoji galia skersinių jėgų poveikiui apskaičiuojama iš (5) lygties. Visus lygties narius padaliję iš $R_b b h_0$, gauname:

$$\upsilon-(\eta_{2S}\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+\chi\cdot\cos\alpha)\cdot tg\alpha-k_{\tau\omega}\cdot\xi_2-$$
$$-\Omega\cdot\phi+(\psi+\vartheta)\cdot\left(c_i/h_0\right)=0,$$

čia

$$H_{S2}=A_S(E_S\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+\sigma_{sp}\cdot\cos\alpha)=$$
$$=\eta_{S2}\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+\chi\cdot\cos\alpha,$$

$$\varepsilon_{S2}^{H}=\frac{[\xi_2-(\psi+\vartheta)\cdot\mathrm{tg}\beta\cdot(c_i/h_0)-\chi\cdot\cos\alpha]}{\eta_{S2}},$$

$$y_c=V_{gy}=0{,}5\cdot(a_{crc}\cos\beta+\Delta\cdot\sin\beta),\ [7]$$

$$a_{crc}=a_{crc}^{h}\,/\,\sin\beta+\Delta/\mathrm{tg}\,\beta,\ [4]$$

$$\mathrm{tg}\alpha=\Phi/\left[(A/h_0)\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+2\sqrt{H_{S2}\cdot\delta}\right],$$

$$\upsilon=\frac{Q_c-P-q\cdot c_i}{R_b\,b\,h_0},\quad \eta_{2S}=\frac{A_S\,E_S}{R_b\,b\,h_0},\quad \chi=\frac{\sigma_{sp}\,A_S}{R_b\,b\,h_0},$$

$$\phi=\left[(A/h_0)\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+(\Delta/h_0)/\cos\beta\right]/\mathrm{tg}\beta,$$

$$\Omega=6{,}817692\cdot 10^{-4}\,E_S\cdot n_S\cdot d_S\,/\,R_b\,b,$$

$$A=\delta\cdot\varphi_1\cdot\eta\cdot 20\cdot(3{,}5-100\mu)\cdot\sqrt[3]{d_s},$$

$$\delta=(\Delta h\cdot R_b)/(h_0\cdot E_{bw}),$$

Δ – įstrižu plyšiu atskirtų gelžbetoninio elemento dalių persislinkimo dydis pagal įstrižą plyšį nuo virš įstrižo plyšio viršūnės esančio betono tampriųjų ir plastinių deformacijų (7, 4);

Δh – vidutinis atraminiame bloke tempiamos zonos aukštis įstrižo plyšio aplinkoje virš išilginės tempiamos armatūros, perimantis tempimo įtempimus [7];

E_{bw} – apibendrintas betono ir skersinės armatūros tamprumo modulis [9];

ε_{S2}^{H} – armatūros deformacijų prieaugis išilginėje armatūroje nuo to momento, kai jos svorio centre nuo išorinio poveikio betono deformacijos tampa lygios nuliui. Gauta iš ašinių jėgų pusiausvyros lygties;

σ_{sp} – išankstinio įtempimo dydis išilginėje armatūroje tuo metu, kai įtempimai betone tos armatūros svorio centre veikiant išorinėms apkrovoms sumažėja iki nulio.

Įstrižo pjūvio stiprumas esant bet kuriam dydžiui c_i bus užtikrintas, jeigu bus įvykdyta nelygybė:

$$\upsilon\le(\eta_{S2}\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+\chi\cdot\cos\alpha)\cdot\mathrm{tg}\alpha+k_{\tau\omega}\cdot\xi_2+$$
$$+\Omega\cdot\phi+(\psi+\vartheta)\cdot(c_i/h_0).\qquad(21)$$

Lygtyje (21) yra du nežinomieji – virš įstrižo plyšio viršūnės santykinis gniuždomos zonos aukštis ξ_2 ir įstrižo plyšio horizontali projekcija c_i. Uždaviniui išspręsti turime dvi pusiausvyros lygtis – (15) ir (20). Sprendimas vykdomas priartėjimo būdu ieškant tokios c_i reikšmės, kuriai esant dydis

$$(\eta_{S2}\cdot\varepsilon_{S2}^{H}+\chi\cdot\cos\alpha)\cdot\mathrm{tg}\alpha+k_{\tau\omega}\cdot\xi_2+\Omega\cdot\phi+$$
$$+(\psi+\vartheta)\cdot(c_i/h_0)$$

bus minimalus.

Jei sąlyga (21) neįvykdyta, didinamas sankabų skerspjūvio plotas arba išankstinis tempiamos išilginės armatūros įtempimo dydis.

Kai nėra skersinio armavimo, skaičiavimas labai supaprastėja. Lygčių analizė patvirtino, kad tuo atveju įstrižo pjūvio stiprumas mažėja didėjant dydžiui c_i. Kadangi pagal pasirinktą skaičiavimo schemą įstriži plyšiai prasideda nuo tempiamos elemento zonos krašto, tai maksimalaus dydžio c_i pradžia sutampa su paskutinio vertikalaus plyšio atsivėrimo vieta, t. y. ten, kur $M = M_{crc}$.

Žinant dydį c_i iš lygties (15) apskaičiuojame ξ_2, o iš lygties (20) – minimalią skerspjūvio laikomąją galią.

Literatūra

1. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84. Госстрой СССР, 1985.
2. В. А. Светлаускас. Возможность расчёта прочности наклонных сечений по одноблочной схеме с учётом трёх уравнений равновесия (Совершенствование методов расчёта и исследование новых типов железобетонных конструкций) // Межвуз. темат. сб. тр. /ЛИСИ. Л., 1987, с. 37-43.
3. В. А. Светлаускас, В. Л. Римкус. Совмещённая форма деформирования для расчёта железобетонных элементов на совместное действие поперечных сил. Деп. в ЛитНИИНТИ, № 1704 Ли-86.
4. В. А. Светлаускас. Влияние деформации сжатой зоны бетона над вершиной наклонной трещины на её ширину // Актуальные проблемы современного строительства и архитектуры. Научн. доклады. Часть I. Санкт--Петербург, 1997.
5. ОТЧЕТ: Исследовать влияние армирования и соотношение изгибающего момента и поперечной силы на несущую способность по наклонным сечениям и разработать предложения по уточнению расчета несущей способности железобетонных элементов при действии поперечных сил / НИИЖБ. Центральная лаборатория теории железобетона. 01-Н-У11-3а-73. Москва, 1973.
6. А. С. Залесов. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчёта прочности: Докторская диссертация. М., 1981.
7. В. А. Светлаускас, К. Ю. Багдонас, С. П. Шнюкшта. Расчёт канатов на восприятие поперечных сил, пересекающих наклонную трещину. Деп. в ЛитНИИНТИ 24.05.89 № 2646 – Ли, с. 14.
8. Ю. А. Климов. Определение усилий в наклонном сечении при расчёте прочности железобетонных элементов // Бетон и железобетон, 1990, № 1, с. 17.
9. V. Svetlauskas, V. Sodienė. Sankabų įtaka išilginės armatūros vertikaliems poslinkiams // Mokslas ir gamyba. 1 knyga. Klaipėda: Klaipėdos universitetas, 1995, p. 212-214.

Įteikta 1999 05 05

STRENGTH ANALYSIS OF AN OBLIQUE SECTION ACCORDING TO ELASTIC-PLASTIC CHARACTERISTICS

V. Svetlauskas

S u m m a r y

The equilibrium of a reinforced concrete members part limited by one oblique and two vertical sections and exposed to shear forces is under consideration. Three equilibrium equations system of the forces of this reinforced concrete part and the condition of its failure are given. The assumptions and the possibility of solution of this system are considered. The analysis of the values of oblique section forces is presented. The position of a permanent dangerous oblique section and the height of compression concrete layer on its peak, ie the position of weakest design oblique section, is discussed. The bearing capacity of an oblique section is analysed. The recommendations presented are universal. If oblique forces can be neglected, the formulae can be used for structural analysis of normal section in a pure bending zone.

Vytautas Antanas SVETLAUSKAS. Doctor, Associate Professor. Dept of Civil Engineering. Klaipėda University, Bijūnų 17, Klaipėda, Lithuania.

Doctor (technical sciences, 1981). Research visits to Moscow (1974, 1977), St Petersburg (1989).