

STRAIN-STRESS ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITHOUT UNLOADING BY EXTERIOR REINFORCEMENT

A. Šneideris & G. Marčiukaitis MSc (Eng)

To cite this article: A. Šneideris & G. Marčiukaitis MSc (Eng) (2000) STRAIN-STRESS ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITHOUT UNLOADING BY EXTERIOR REINFORCEMENT, *Statyba*, 6:5, 307-314, DOI: [10.1080/13921525.2000.10531607](https://doi.org/10.1080/13921525.2000.10531607)

To link to this article: <https://doi.org/10.1080/13921525.2000.10531607>



Published online: 26 Jul 2012.



Submit your article to this journal [↗](#)



Article views: 48

APKRAUTŲ GELŽBETONINIŲ SIJŲ, STIPRINAMŲ PAPILDOMA ARMATŪRA, ĮTEMPIŲ-DEFORMACIJŲ BŪVIO ANALIZĖ

A. Šneideris, G. Marčiukaitis

Vilniaus Gedimino technikos universitetas

1. Įvadas

Teisingas gelžbetoninių konstrukcijų būvio įvertinimas eksploatacijos laikotarpiu ir visų pirma įtempių-deformacijų būvio įvertinimas yra svarbus bendram eksploatuojamos konstrukcijos būklės įvertinimui, ypač kai konstrukcija stiprinama.

Konstruktinės statybinės medžiagos, tokios kaip betonas, armatūra ir pan., apkrautos deformuojasi skirtingai. Šis konstrukcijų deformavimasis vyksta skirtingai, sukeldamas įvairios formos ir dydžio įtempių būvį [1, 2]. Yra daug veiksnių, kurie lemia lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų būvį. Iki tam tikros ribos šis būvis kinta ir, esant linijiniam valkšnumui, jo kitimas stabilizuojasi. Pasikeitus sąlygoms jis gali keistis: įtempiai ir deformacijos betone ir armatūroje gali padidėti arba šiek tiek sumažėti. Didžiausią būvio pasikeitimą, kai konstrukcija nepažeista, sukelia įvairių poveikių (apkrovų, temperatūros ir pan.) pokyčiai.

Dažniausiai konstrukcijos stiprinamos papildoma armatūra. Dėl to turi būti nustatyta, kaip panaudojama jų tempiamojoje zonoje esanti armatūra ir likęs jos laikomosios galios resursas. Skaičiavimais vertinant šią armatūrą būtina atsižvelgti į tai, kokią įtempių ir deformacijų būvio stadiją ji jau yra pasiekusi.

Nežinant faktinių betono ir armatūros įtempių, negalima tiksliai įvertinti betono ir tempiamosios armatūros laikomosios galios resurso (likučio).

Tarp skirtingos stadijos armatūrų vyksta įtempių persiskirstymas, turintis įtakos stiprinamų konstrukcijų laikomajai galiai ir jų įlinkiams.

Norint skaičiavimu įvertinti šių įtempių persiskirstymą ir nustatyti racionaliausią abiejų armatūrų panaudojimą, būtina žinoti armatūros įtempių ir deformacijų analitines išraiškas. Be to, $\sigma(\epsilon)$ priklausomybes reikia

žinoti, norint įvertinti visų stadijų konstrukcijų būvį, įskaitant ir suirimą. Ypač tai svarbu nustatant įrašų persiskirstymą statiškai nesprenžiamose konstrukcijose.

Projektavimo normose (SNiT) nurodyta, kad lenkiamųjų gelžbetoninių elementų, kai jie apkrauti apkrova, didesne kaip 65% nuo skaičiuojamosios, normalinių pjūvių laikymo galia mažėja. Tokio mažėjimo pagrįsto įvertinimo nėra, nes nežinoma, kaip įvertinti esamos ir stiprinant papildomai pridėtos armatūrų įtempius ir deformacijas, jų tarpusavio persiskirstymą.

Yra pasiūlyta įvairių konstrukcijų stiprinimo ir skaičiavimo būdų [3–7], tačiau tokie skaičiavimai sudėtingi ir jais neįvertinamos stiprinamų konstrukcijų medžiagų plastinės deformacijos.

Iki šiol konstrukcijos, sustiprintos iš anksto įtemptomis templėmis arba papildoma neįtemptąja armatūra, skaičiuojamos taikant formules kaip paprastoms gelžbetoninėms konstrukcijoms skaičiuoti, neatsižvelgiant į armatūros įtempių ir deformacijų būvį virš takumo ribos. Mūsų atlikta analizė rodo, kad stiprinimo metodui parinkti ir skaičiavimo tikslumui labai svarbūs yra įtempiai konstrukcijos armatūroje (ypač kritiniu atveju, kai jie viršija takumo ribą), papildomos armatūros panaudojimas ir įrašų persiskirstymas tarp šių armatūrų.

Tačiau tyrimų šiais klausimais beveik nėra. Todėl šio straipsnio tikslas – pasiūlyti apkrautų gelžbetoninių sijų, sustiprintų papildoma armatūra, stiprumo skaičiavimo metodą įvertinant pradinį armatūros įtempių-deformacijų būvį ir eksperimentiškai patikrinti, kokią įtaką sustiprintos konstrukcijos darbui turi elemente esančios armatūros laikomosios galios resursas.

2. Teorinės prielaidos ir analizė

Gelžbetoninių sijų, sustiprintų papildoma armatūra, pridėta išorėje, stiprumas normaliniame pjūvyje apskai-

čiuojamas kaip ir paprastojo gelžbetoninio elemento – iš pusiausvyros lygčių apie tempiamosios armatūros svorio centrą [3, 6].

Normalinio pjūvio stiprumas apskaičiuojamas iš pusiausvyros lygties apie ekvivalentinio skerspjūvio gniuždomosios zonos centrą:

$$M_u = R_s A_{s,red} (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'_s), \quad (1)$$

$$x = \frac{R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (2)$$

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} \frac{R_{ss}}{R_s}, \quad (3)$$

$$h_{0,red} = h_0 + \frac{R_{ss} A_{ss}}{R_s A_{s,red}} (h_{0,s} - h_0). \quad (4)$$

A'_s , A_s ir A_{ss} – gniuždomosios, tempiamosios ir papildomos armatūros plotai; R_b – gniuždomojo betono stipris; R_{sc} , R_s , R_{ss} – gniuždomosios, tempiamosios ir papildomos armatūros skaičiuojamasis stipris; $h_{0,s}$, h_0 – atstumai nuo gniuždomosios zonos viršaus iki papildomos armatūros skerspjūvio vidurio ir tempiamosios armatūros skerspjūvio vidurio; M_u – ribinis lenkimo momentas.

Sijos kreivio apskaičiavimas atliekamas pagal SNiT, kaip paprastam gelžbetoniniam elementui su plyšiais:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_{0s} z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_{0s} E_b \nu} \right]. \quad (5)$$

Visi dydžiai, įeinantys į (5) formulę, apskaičiuojami ir parenkami remiantis SNiT, atsižvelgiant į sustiprintos sijos skerspjūvį. Koeficientas ψ_s gali būti skaičiuojamas pagal SNiT (167) formulę. Tačiau sijoms, kurios iki stiprinimo jau buvo supleišėjusios, šį koeficientą patariama imti lygų 1, nes dalis skaičiavimais vertinamos armatūros jau neturi jokio sukibimo su betonu.

Jei lenkiamasis gelžbetoninis elementas, stiprinamas papildoma armatūra, dirbo plastinėje stadijoje, tai šis skaičiavimas duoda dideles paklaidas, nes neteisingai įvertina įrašų persiskirstymą ir elemente esančios armatūros galios resurso likutį. Mūsų tyrimai rodo, kad naudojantis (1) lygtimi pirmajame jos naryje reikia taikyti ne armatūros stiprumą R_s , o suminį armatūros įtempį

$\sigma_{s,red}$, kuris įvertintų tiek plastinį elemente esančios armatūros darbą, tiek ir tamprų papildomai pridėtos neįtemptosios armatūros darbą. Taikant kompozitų teorijos „mišinio dėsnį“ [8, 9], galima įvertinti bendrą armatūrų, kurių viena dirba tampriojoje, o kita – plastinėje stadijose, darbą. Taigi:

$$\sigma_{s,red} = V_1 \sigma_s + V_2 \sigma_{ss}, \quad (6)$$

$$V_1 + V_2 = 1,$$

V_1 ir V_2 – elemente esančios ir papildomai pridėtos armatūros santykinės dalys sijoje; σ_s ir σ_{ss} – elemente esančios armatūros ir papildomai pridėtos neįtemptos armatūros įtempiai.

Norint vertinti konstrukcijos darbą, pirmiausia reikia atsižvelgti į jos darbą iki stiprinimo. Jei konstrukcija dirbo plastinėje stadijoje, tai jos normalinio pjūvio stiprumas:

$$M = \sigma_{s,pl} A_s (h_0 - 0,5\bar{x}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (7)$$

$$\bar{x} = h_0 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{b,R}}{\varepsilon_{b,R} + \varepsilon_{s,u}} \right),$$

$\sigma_{s,pl}$ – plastinės armatūros deformacijos; \bar{x} – gniuždomosios zonos aukštis, kai armatūra dirba plastinėje stadijoje; $\varepsilon_{b,R}$ ir $\varepsilon_{s,u}$ – ribinės gniuždomojo betono ir tempiamosios armatūros deformacijos, imamos iš eksperimentinių kreivių arba pagal mūsų pasiūlytas analitines išraiškas [10].

Kadangi stiprinimo metu elementas nenukraunamas, tai tolesnis jo stiprumas turi atspindėti (7) lygtimi įvertintą darbo stadiją. Vadinas, (1) lygtį užrašome taip:

$$(M + M_{ss}) = \sigma_{s,red} A_{s,red} (h_{0,red} - 0,5\bar{x}) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'_s) \quad (8)$$

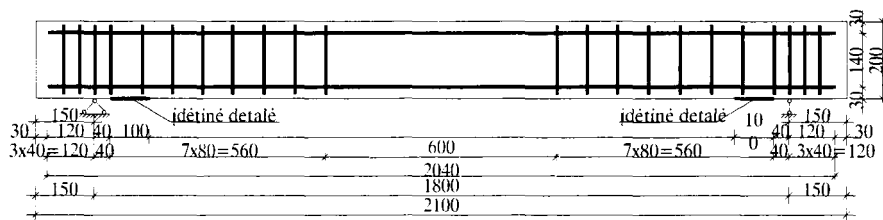
M_{ss} – atlaikymo momentas, įvertinantis papildomą armatūrą.

Įvertinę įrašų persiskirstymą tempiamojoje zonoje pagal (6), (8) lygtį užrašome taip:

$$M_u = (V_1 \sigma_s + V_2 \sigma_{ss}) A_{s,red} (h_{0,red} - 0,5\bar{x}) + R_{sc} A'_s (h_{0,red} - a'_s) \quad (9)$$

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} \frac{\sigma_{ss}}{\sigma_s}, \quad (10)$$

$$h_{0,red} = h_0 + \frac{\sigma_{ss} A_{ss}}{\sigma_s A_{s,red}} (h_{0,s} - h_0), \quad (11)$$



1 pav. Eksperimentui paruoštų sijų konstrukcija

Fig 1. Arrangement of reinforcement in the beams investigated

$$\bar{x} = h_{0,red} \cdot \left(\frac{\epsilon_{b,R}}{\epsilon_{b,R} + \epsilon_{s,u}} \right). \quad (12)$$

A'_s , A_s ir A_{ss} – gniuždomosios, tempiamosios ir papildomos armatūros plotai; R_{sc} – gniuždomosios armatūros skaičiuojamasis stipris; $h_{0,s}$, h_0 – atstumai nuo gniuždomosios zonos viršaus iki papildomos armatūros skerspjūvio svorio centro ir tempiamosios armatūros skerspjūvio centro; M_u – ribinis lenkimo momentas; \bar{x} – gniuždomosios zonos aukštis, kai sijoje esanti armatūra dirba plastinėje stadijoje.

3. Eksperimentinių tyrimų metodika

Iražų persiskirstymo sustiprintame elemente ir pradinio įtempimų-deformacijų būvio įtakos stiprinamos sijos tempiamosios zonos darbui įvertinti buvo atlikti specialūs eksperimentai.

Buvo pagamintos ir išbandytos 8 sijos, kurių konstrukcija parodyta 1 paveiksle. Tempiamoji sijų zona armuota Ø10 AIII klasės armatūra, kurios $\sigma_{pl}=440$ MPa, $\sigma_u=550$ MPa, $E_s=1,98 \times 10^5$ MPa. Skersinė ir gniuždomosios zonos išilginė armatūra Ø6 AI klasės. Sijos vidinėje dalyje ties atraminėmis zonomis buvo įbetonuotos įdėtinės detalės, prie kurių vėliau buvo virinama stiprinančioji armatūra. Tai leido nustatyti elemente esančios armatūros darbą, atsižvelgiant į tai, kad ši armatūra nepažeidžiama privirinus papildomą armatūrą.

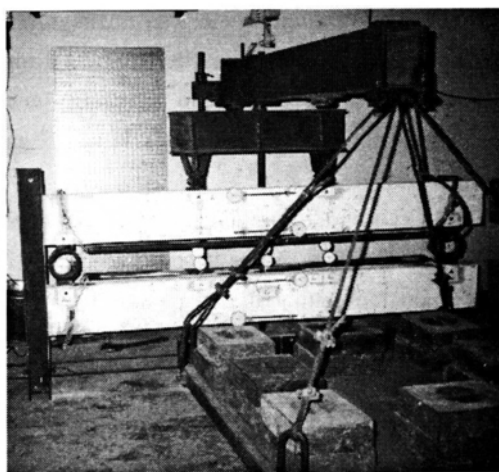
Sijos S1-1, S1-2, S2-1, S2-2, S3-1, S3-2 buvo apkrautos ilgalaikie apkrova, praėjus dviem mėnesiams po betonavimo. Viena kontrolinė sija S1 buvo išbandyta trumpalaikie apkrova sijų apkrovimo ilgalaikie apkrova metu, o kita kontrolinė sija S2 sustiprinta ir išbandyta trumpalaikie apkrova kartu su kitomis sustiprintomis sijomis.

Ilgalaikiam bandymui sijos buvo apkrautos apkrova, nuo kurios $M \approx 0,65 M_u$. Bandiniai apkrauti buvo

80 parų, tada papildomai apkrauti iki $0,85 M_u$, $0,90 M_u$ ir $0,95 M_u$ ir sustiprinti.

Betono fizikinėms-mechaninėms savybėms nustatyti kartu su sijomis buvo pagaminta 10 prizmių ($10 \times 10 \times 40$ cm) ir 20 kubelių ($10 \times 10 \times 10$ cm).

Visi bandiniai buvo gaminami iš vienos sudėties betono – 1:1,63:2,51. Vandens cemento santykis $V/C=0,45$. Cemento kiekis 1 m^3 betono mišinio $C=430 \text{ kg/m}^3$. Betono mišinio slankumas pagal kūgio nuoslūgį – 6 cm. Naudotas CM 2 M42,5 markės Akmenės portlandcementis. Užpildams buvo naudojamas plautas smėlis ir žvyras (frakcija 4/16).



2 pav. Ilgalaikio apkrovimo bandymai

Fig 2. Application of long-term load to the beams investigated

Ilgalaikiai bandymai esant pastovioms apkrovoms buvo atliekami pagal svertinę sistemą, kurios schema: sijos ant dviejų atramų, apkrautų dviem vienodomis jėgomis tarpatriamų trečdaliuose. Patalpos temperatūra buvo $15-18 \text{ }^\circ\text{C}$, o santykinė drėgmė $75-80\%$ (žr. 2 pav.).

Betono ir armatūros deformacijos buvo matuojamos laikrodiniais indikatoriais, kurių padala yra $0,001 \text{ mm}$.

Sijų įlinkiai buvo matuojami laikrodiniais indikatoriais, kurių padala yra 0,01 mm.

4. Eksperimentinių tyrimų rezultatai ir jų analizė

Fizikinės-mechaninės medžiagų savybės buvo tiriamos norint gauti duomenis, reikalingus pagrindiniams tyrimo tikslams.

Betono kubinis stiprumas buvo nustatomas bandant $10 \times 10 \times 10$ cm kubelius.

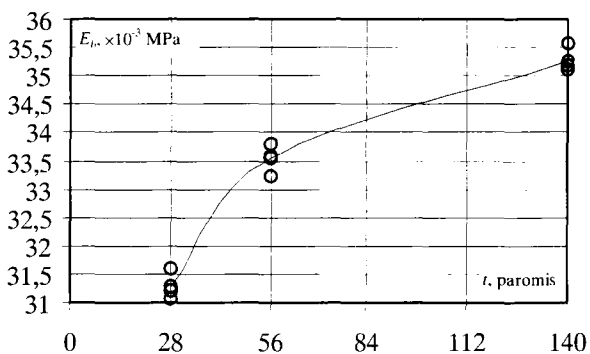
Betono bandymai parodė, kad po 140 parų betono stiprumas, palyginti su 28 parų betonu, padidėjo 18% ir vidutiniškai 5,5%, palyginti su stiprumu sijų apkrovimo metu.

Laikoma, kad tamprumo modulis didėja, didėjant betono amžiui. Kai kurie tyrimai [11] rodo, kad, didėjant betono amžiui ($t > 50$ parų), pastebimas betono tamprumo modulio mažėjimas. Todėl vertinant gelžbetoninių konstrukcijų įtempčių-deformacijų būvį, yra svarbu turėti duomenų apie tamprumo modulio kitimą priklausomai nuo betono amžiaus.

Pradinis betono tamprumo modulis buvo nustatomas bandant betonines $10 \times 10 \times 40$ cm prizmes.

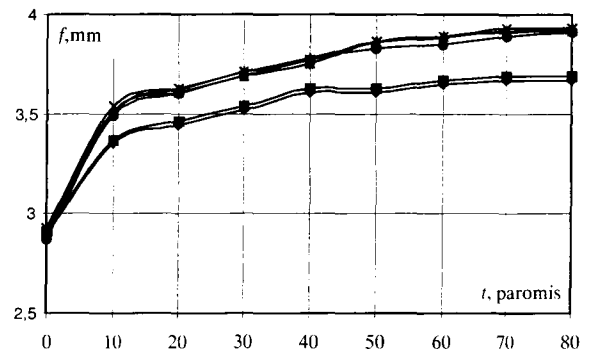
Mūsų atlikti tyrimai parodė, kad nustatytomis temperatūros ir drėgmės sąlygomis betono tamprumo modulis didėjo. Tai atitinka daugelio tyrinėtojų gautus rezultatus. Tamprumo modulio kitimas laikui bėgant pateiktas 3 paveiksle.

Ilgalaikiai sijų deformacijų tyrimai iki stiprinimo buvo atlikti su 6 sijomis. Visos jos buvo apkrautos 280 kN jėga grynajam lenkimui. Tai sudaro apie $0,65 M_u$. Čia M_u – sustiprintų papildoma horizontaliaja armatūra lenkiamųjų gelžbetoninių sijų suirimo momentas. Sijų įlinkio didėjimas laikui bėgant pateiktas 4 paveiksle.



3 pav. Betono tamprumo modulio kitimas

Fig 3. Time-history of concrete elasticity modulus



4 pav. Sijų įlinkio didėjimas po ilgalaikio apkrova

Fig 4. Time-history of the deflection of the experimental beams exposed to a long-term load

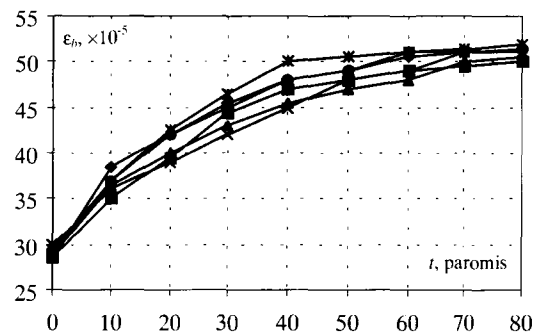
Šių kreivių analizė rodo, kad, sijos, nors ir nežymiai, tačiau deformavosi skirtingai (apie 7% po 80 parų). Tai galima paaiškinti tuo, kad skyrėsi jų skerspjūvio matmenys (iki 5 mm) bei armatūros karkasų padėtis, vibravimu tankinant betoną.

Sijų įlinkiai ilgalaikio apkrovimo metu padidėjo 32–37%.

Kaip matyti iš 4 paveikslo, sijų įlinkių didėjimas po 50–60 parų yra nežymus. Tai patvirtina ir betono bei armatūros deformacijų kitimas laikui bėgant (5, 6 pav.).

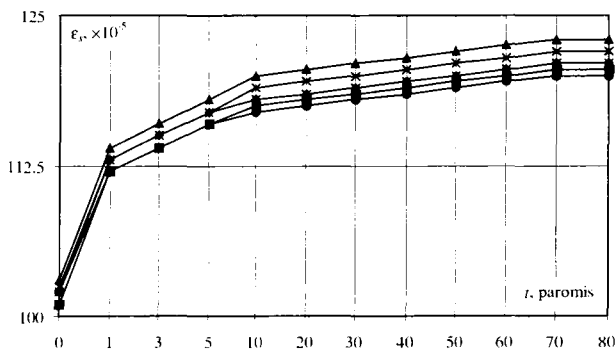
Kaip matyti iš 5 paveikslo, deformacijos gniuždomajame betone labiausiai didėjo per pirmąsias 40 parų. Per tą laikotarpį jos padidėjo apie 56%. Tuo tarpu per likusias 40 parų šis padidėjimas siekė apie 18%. Tačiau po 60 parų jų didėjimas beveik stabilizavosi. Vadinasi, kai $M = 0,65 M_u$, įtempiai sukėlė linijinį betono valkšnumą.

Reikia pažymėti, kad beveik nėra duomenų apie armatūros plastines deformacijas ir jų eigos pobūdį,



5 pav. Gniuždomosios betono zonos deformacijų kitimas

Fig 5. Time-history of the concrete strain in the compressive zone of beams



6 pav. Tempiamosios armatūros deformavimasis veikiant ilgalaikiai apkrovai

Fig 6. Time-history of the strain in the tensile reinforcement of the experimental beams exposed to a long-term load

veikiant ilgalaikiai apkrovai. Mūsų atliktų tyrimų duomenimis (6 pav.), jos labai didėja pirmosiomis dienomis po apkrovimo. Per pirmąsias 10 parų jos padidėjo apie 7%, o bendras padidėjimas per 80 parų buvo $\approx 9\%$.

Nors esant ilgalaikiai apkrovai armatūra nebuvo pasiekusi normomis nustatytos takumo ribos, tačiau, kaip rodo mūsų tyrimai [8], prieš takumo ribą ($0,7-0,8 \sigma_{0,2}$) pradeda pasireikšti plastinės armatūros deformacijos, kurios, veikiant ilgalaikiai apkrovai, tam tikrą laiką didėja ir santykinai greitai (po 10 parų) stabilizuojasi. Tuo galima paaiškinti ir žymų sijų įlinkių didėjimą per pirmąsias 10 parų (4 pav.).

Praėjus 80 paroms sijos buvo papildomai apkrautos trumpalaikiai apkrova atitinkamai iki $0,85 M_u$ (S1-1, S1-2), $0,90 M_u$ (S2-1, S2-2), $0,95 M_u$ (S3-1, S3-2) ir sustiprintos 2 Ø10 AIII klasės armatūros strypais.

Kadangi papildoma armatūra buvo virinama prie įdėtinių detalių, tai virinimo procesas nepakeitė tolesnio jau elemente esančios armatūros deformavimosi.

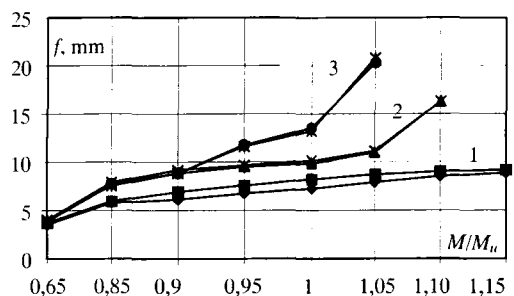
7 paveikslo kreivių analizė rodo, kad armatūra, jei stiprinimo metu jos įtempiai viršija takumo ribą, turi įtakos sijų standumui (įlinkiams) ir laikomajai galiai. Tai galima paaiškinti deformacijų ir įtempių armatūrose persiskirstymu, ir tai patvirtina armatūrų deformavimosi pobūdis. Pavyzdžiui, sustiprinus siją esant $M = 0,85 M_u$ ir pradėjus apkrauti, sijoje esanti ankstesnioji armatūra beveik nesideformuoja ir įtempius perima papildomai pridėta armatūra.

Tamprumo stadijoje esanti papildoma armatūra perima dalį sijoje esančios armatūros plastinių deformacijų. Jų sąlyginės $\sigma-\epsilon$ priklausomybės atstojamoji yra tarp jos sudedamųjų. Tai parodyta 8 paveiksle.

Jų atstojamoji rodo nedideles plastines armatūros deformacijas.

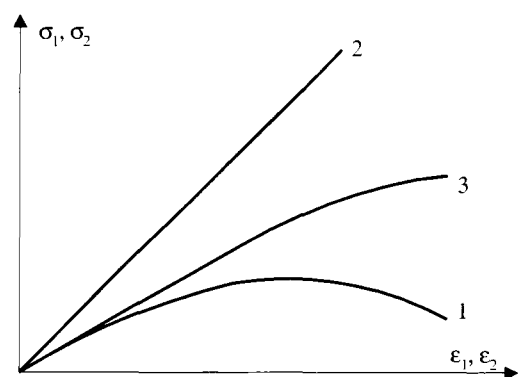
Kaip matyti iš pateiktų paveikslių, papildomai pridėta armatūra įsitraukė į darbą ir padidino sijų laikomąją galią 6,5–15% priklausomai nuo apkrovimo lygio iki stiprinimo. Tai galima paaiškinti skirtingu armatūros darbu skirtingose apkrovimo stadijose. Armatūros deformavimosi pobūdis (9 pav.) turėjo įtakos ne tik laikomajai galiai, bet ir bendram jų darbo ir irimo mechanizmui.

Daugiausia dėmesio buvo skiriama įrašų persiskirstymui tarp tempiamųjų armatūrų ištirti. 10 paveiksle



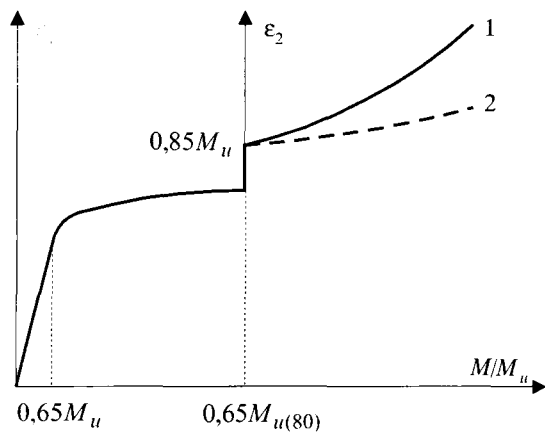
7 pav. Sijos įlinkiai bandant trumpalaikiai apkrova po sustiprinimo iki suirimo: 1 – sijos S1-1, S1-2 ($0,85 M_u$); 2 – sijos S2-1, S2-2 ($0,9 M_u$); 3 – sijos S3-1, S3-2 ($0,95 M_u$)

Fig 7. Deflections of the strengthened beams measured up to bending failure during the application of short-term loads: 1 – beams S1-1, S1-2 ($0,85 M_u$); 2 – beams S2-1, S2-2 ($0,9 M_u$); 3 – beams S3-1, S3-2 ($0,95 M_u$)



8 pav. Sijoje esančios (1) ir papildomai pridėtos (2) armatūros deformacijų priklausomybės ir jų atstojamoji (3)

Fig 8. The stress-strain relationships for the reinforcement cast in concrete (1), for the exterior reinforcement (2) and the reduced reinforcement as given by Eq (6) (3)



9 pav. Sijoje esančios (1) ir papildomai pridėtos (2) armatūros deformacijų priklausomybės viso konstrukcijos darbo metu

Fig 9. Relationships of the strain in the reinforcement cast in concrete (1) and the exterior reinforcement (2) versus the reduced bending stress measured for the entire stress range

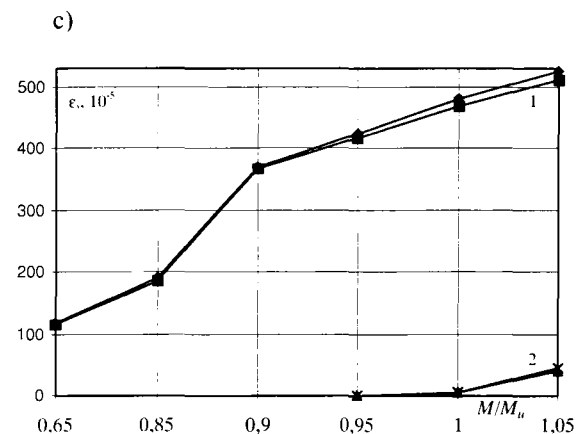
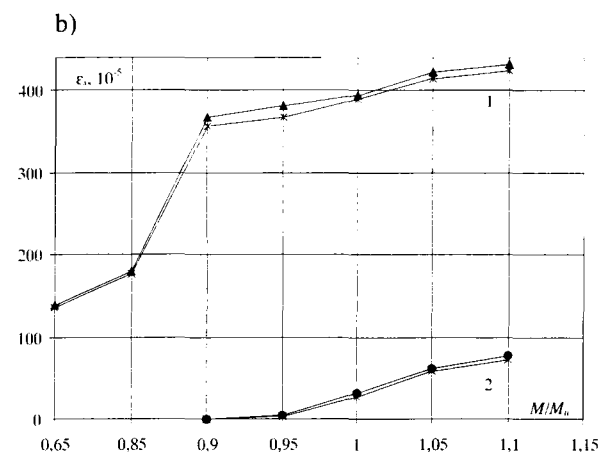
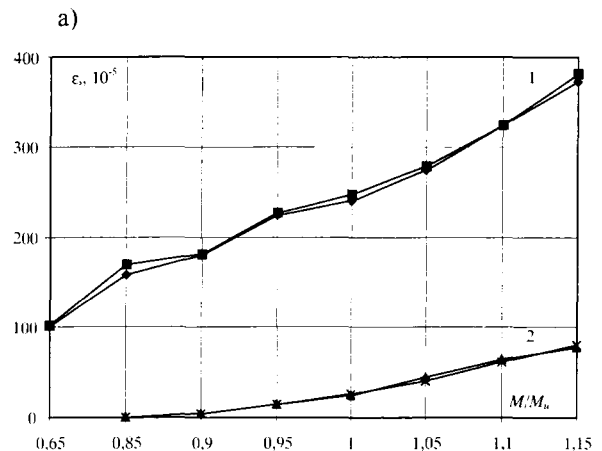
pateikiamas bendras tempiamojame zonoje esančių armatūrų darbo grafikas.

Atlikti tyrimai parodė (10 pav.), kad elemente esančios armatūros deformavimasis priklauso nuo pradinio įtempių būvio. Tačiau, įtraukus į darbą papildomą armatūrą, jų didėjimas dėl įrašų persiskirstymo sulėtėjo. Tuo galima paaiškinti kreivių (10 pav.) pobūdžio panašumą po papildomo apkrovimo, t. y. po $M = 0,85M_u$ (a), $M = 0,9M_u$ (b) ir $M = 0,95M_u$ (c).

Armatūros darbo analizė rodo, kad elemente esanti plastiškumo stadijoje dirbanti armatūra turi įtakos bendram tempiamosios zonos darbui ir kartu laikomajai galiai ir įlinkiams.

Nagrinėjant šią laikomąją galią buvo palyginti teoriniai ir eksperimentiniai rezultatai. Gauti rezultatai pateikiami lentelėje.

Teoriniai tyrimai rodo, kad neįvertinus plastiškumo stadijoje dirbančios armatūros negalima tiksliai įvertinti bendro sustiprintos konstrukcijos darbo ir jos stiprumo atsargos. Atlikti skaičiavimai (žr. lentelę) ir jų palyginimas su mūsų gautais eksperimentais rodo, kad konstrukcijai dirbant plastinėje stadijoje, esama skaičiavimo metodika [3, 6] neteisingai įvertina likutinį armatūros stiprį ir todėl gaunamas didesnis bendras stiprumas, viršijantis bandymo rezultatus. Taikant mūsų pasiūlytą metodiką gaunama 1–2% atsarga, o pagal esamą metodiką šią laikomąją galią net iki 11% viršija



10 pav. Elemente esančios (1) ir papildomai pridėtos (2) armatūros įtempiai po sustiprinimo nuo trumpalaikės apkrovos sijoje S1–1,2 ($0,85M_u$) (a), S2–1,2 ($0,9M_u$) (b), S3–1,2 ($0,95M_u$) (c)

Fig 10. Relationships of the strain in the reinforcement cast in concrete (1) and the exterior reinforcement (2) versus the reduced bending stress measured during the application of short-term loads after strengthening: beams S1–1,2 ($0,85M_u$) (a), beams S2–1,2 ($0,9M_u$) (b), beams S3–1,2 ($0,95M_u$) (c)

eksperimentinius duomenis. Vadinasi, normų pasiūlyta metodika neleidžia teisingai įvertinti konstrukcijos darbo ir gali sukelti neprognozuojamą suirimą.

Eksperimentiniai ir skaičiuojamieji ribiniai sijų momentai

Experimental and theoretical bending capacities of the beams investigated

Sijos	Suirimo momentai			
	$M_{u,obs}$ (kNm)	$M_{u,cal}$ (9) (kNm)	$M_{u,cal}$ (1) (kNm)	$M_{u,cal} / M_{u,obs}$ (9)/(1)
S1-1	16,5	16,3	16,6	0,99/1,00
S1-2	16,5	16,3	16,6	0,99/1,00
S2-1	15,7	15,4	16,6	0,98/1,06
S2-2	15,7	15,4	16,6	0,98/1,06
S3-1	15,0	14,7	16,6	0,98/1,11
S3-2	15,0	14,7	16,6	0,98/1,11

5. Išvados

1. Iki šiol taikoma apkrautų gelžbetoninių sijų stiprumo skaičiavimo metodika ((1) formulė) ne visai įvertina esamos armatūros, dirbančios plastinėje stadijoje, įtaką bendram sustiprintų sijų darbui.

2. Teoriniai ir eksperimentiniai tyrimai parodė, kad tarp esamos ir papildomai stiprinimui pridėtos armatūros vyksta įtempių persiskirstymas, turintis įtakos tempiamosios zonos bendram darbui.

3. Eksperimentinių tyrimų rezultatai parodė (10 pav.), kad po sustiprinimo abi armatūros deformuojasi beveik vienodai, neatsižvelgiant į deformacijų lygį stiprinimo metu.

4. Tyrimų rezultatai patvirtino teorines prielaidas, kad, apskaičiuojant apkrautų sijų stiprinimą papildoma tempiamąja armatūra, reikia naudotis redukuotais įtempiams armatūroje ((6) – (9) formulės), o ne atskirų armatūrų stipriais.

5. Teoriniai rezultatai, apskaičiuoti pagal esamą ir siūlomą metodikas, palyginus su eksperimentais parodė, kad pirmuoju atveju teoriniai rezultatai iki 11% viršija praktines reikšmes, o pagal mūsų pasiūlytą skaičiavimo metodiką yra tik 2% mažesni ir leidžia tiksliau įvertinti tempiamosios zonos darbą.

6. Tyrimo rezultatai gali būti naudojami ir analizuojant įrašų persiskirstymą statybos nesprendžiamose konstrukcijose.

Literatūra

1. A. Šneideris. Stiprinamų lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų pradinio įtempių-deformacijų būvio teorinio įvertinimo prielaidos // Pirmosios respublikinės jaunųjų mokslininkų konferencijos „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, įvykusios Vilniuje 1998 09 30 – 10 02, medžiaga. 1 t. Technologijos mokslai. V.: Technika, 1998, p. 165–171.
2. G. Marčiukaitis, A. Šneideris. Eksploatuojamų lenkiamųjų gelžbetoninių konstrukcijų įtempių-deformacijų būvio įvertinimo metodų parinkimo klausimu // Statybinės konstrukcijos: kūrimas ir stiprinimas: Konferencijos, įvykusios Vilniuje 1998 m. lapkričio 20 d., pranešimų medžiaga. V.: Technika, 1998, p. 43–47.
3. Z. Kamaitis, V. Jokūbaitis. Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų atstatymas ir stiprinimas: Mokomoji knygelė. Vilnius: Technika, 1986. 92 p.
4. Д. Н. Лазовский. Теория расчета и конструирование железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Минск, 1998. 41 с.
5. Н. М. Онуфриев. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. Ленинград, 1965. 342 с.
6. Е. Р. Хило, Б. С. Попович. Усиление железобетонных конструкций с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. Львов: Вища школа, 1976. 146 с.
7. В. А. Клевцов, Е. Г. Кремнева. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных под нагрузкой // Изв. вузов. Строительство, 1997, № 9, с. 45–49.
8. Ю. В. Немировский, Б. С. Резников. Упруго-пластический изгиб балок из двухкомпонентных материалов // Проблемы прочности, 1972, № 10, с. 11–18.
9. G. Marčiukaitis. Statybinių kompozitų kūrimo ir savybių prognozavimo principai. V.: Technika, 1998. 134 p.
10. G. Marčiukaitis, A. Šneideris. Tempiamosios armatūros $\sigma(\epsilon)$ priklausomybės virš takumo ribos nustatymas // Statyba, V tomas, Nr. 4. V.: Technika, 1999, p. 237–244.
11. Е. А. Чистяков. О модуле упругости бетона при сжатии // Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций. Москва: Стройиздат, 1969, с. 110–117.

Įteikta 2000 09 24

STRAIN-STRESS ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED WITHOUT UNLOADING BY EXTERIOR REINFORCEMENT

A. Šneideris, G. Marčiukaitis

Summary

The mostly used method for strengthening flexural concrete members is mounting exterior reinforcing bars. When applying the strengthening by exterior reinforcing, the

problem of assessing the remaining carrying capacity of the member being strengthened and estimating the actual stress in the reinforcement placed in the tensile zone of the member is to be solved.

In the paper a method for the analysis of the flexural concrete members strengthened by exterior reinforcing bars is proposed. The method allows to design the exterior reinforcement by taking account of the remaining carrying capacity of the member being strengthened. Moreover, the method proposed enables one to assess a redistribution of stress between the originally placed reinforcement and the exterior reinforcement used to strengthen the member.

The redistribution of stress has a considerable influence on the carrying capacity of the member as well as on its bending stiffness. The stress-strain relationships of the both reinforcements are necessary for assessing the redistribution of stress between them, and these relationships are input for the analysis method proposed in this paper.

In opposite to other methods suggested in the literature and used for the analysis of the flexural members strengthened in the way described above, the method proposed in the present paper allows one to take account of the plastic deformations of concrete and steel in the member being strengthened. In addition, the proposed method is less complicated to apply when compared to methods suggested to date.

The method proposed is represented by the formula (9), which expresses the bending capacity of the flexural member after its strengthening. The main idea of the proposed method is to replace the design strengths of the reinforcement cast in concrete and mounted outside the member, R_s , by the reduced strength $\sigma_{s,red}$ which is assigned to the both reinforcements. The reduced strength $\sigma_{s,red}$ was introduced in order to take account of the plastic deformations of reinforcing steel.

The proposed method was verified by a series of experiments with simple reinforced concrete beams. The aim of the experiments was an investigation of the redistribution of stress inside the normal section of the member analysed and the assessment of the influence of the stress-strain state in the member before strengthening on the characteristics of its tensile zone after the member is strengthened. The results of the experiments are shown in Fig 7. In this figure, the experimental relationship between the deflection of the beams being investigated, f , and the reduced bending stress M/M_u is depicted, where M is the stress applied and M_u is the carrying capacity of the beam. One can see from the polygons shown in Fig 7 that the exceedance of the yield stress in the reinforcement cast in concrete has a considerable influence

on the carrying capacity and the bending stiffness of the beams under investigation.

Another results obtained from the experiments with the beams strengthened by the exterior reinforcement is shown in Fig 10. This figure demonstrates the dependence of the strain in the reinforcement cast in concrete and the exterior reinforcement, ϵ , on the reduced bending stress M/M_u . From Fig 10, one can conclude that the strain in both reinforcements is influenced by the stress-strain state available in the member before strengthening.

In Table 1, the bending capacities measured in the experiments just mentioned are compared with the ones calculated by applying the formula (9), which utilises the reduced strength $\sigma_{s,red}$, and also the formula (1), which expresses the bending capacity through the design strengths R_s . The formula (1) represents one of the methods suggested to date for the prediction of the bending carrying after strengthening of flexural members by exterior reinforcement. The comparison of the experimental results with the ones obtained from formulas (1) and (9) demonstrates that the method represented by the formula (1) has the unconservative difference in bending capacity of 11%, whereas the proposed method represented by the formula (9) yields a conservative difference of only 2%. The results of experiments may be applied to predict the redistribution of stress in the statically indetermined structures.

.....
Gediminas MARČIUKAITIS, Professor, Doctor Habil. Head of Dept of Reinforced Concrete and Masonry Structures. Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Saulėtekio al. 11, LT-2040 Vilnius, Lithuania. E-mail: gelz@st.vtu.lt

A graduate of Civil Engineering Faculty of Kaunas Polytechnic Institute (1957). PhD (1963). Research visit to the University of Illinois (1969). Doctor Habil (1980, Moscow Civil Engineering Institute). Professor (1982). Author and co-author of 5 monographs, 4 text-books and about 300 scientific articles. Research interests: mechanics of reinforced concrete, masonry and layered structures, new composite materials, structures and investigation and renovation of buildings.

.....
Arnoldas ŠNEIDERIS, MSc (Eng). Vilnius Gediminas Technical University (VGTU), Saulėtekio al. 11, LT-2040 Vilnius, Lithuania. E-mail: gelz@st.vtu.lt

A graduate of Vilnius Technical University (1993, civil engineer). MSc (1995). PhD student, Dept of Reinforced Concrete and Masonry Structures, VGTU. Research interests: mechanics of reinforced concrete, strengthening of structures.