شبيه‌سازي رفتار تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده

محمد صادق معرفت*[1] و ياسر اسفنديار[2]

[1]استاد دانشكده مهندسي عمران - پرديس دانشكده هاي فني - دانشگاه تهران

[2]دانش آموخته كارشناسي ارشد عمران - گرايش زلزله - پرديس دانشكده هاي فني - دانشگاه تهران

(تاريخ دريافت ۸۶/۶/۲۷ ، تاريخ تصويب ۸۹/۲/۴)

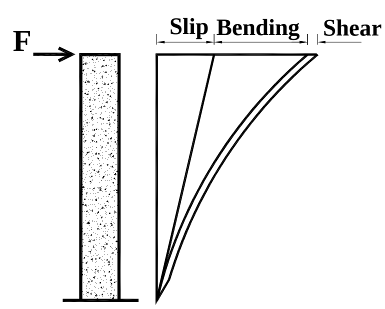
چكيده

ساختمان‌هاي بتني كه در سالهاي قبل از ١٣٤٠ ساخته شده اند، با استفاده از ميلگرد ساده مسلح شده اند. از آنجا كه ميلگرد ساده پيوستگي مناسبي با بتن ايجاد نمي كند، رفتار اينگونه ساختمانها بويژه در برابر بارهاي لرزه اي، مورد شك و ترديد است. اگر چه تعدادي آزمايش در مورد اين نوع تيرها وجود دارد، ولي مدل فيزيكي و مكانيک رفتار آن مبهم است و در مراجع معتبر و شناخته شده سخن زيادي از آن به ميان نيامده است. تغيير مكان‌هاي تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده از سه مولفه اساسي خمش، لغزش و برش تشكيل شده است. در اين مقاله سعي شده است يک مدل مبتني بر مفصل پلاستيک براي رفتار خمشي و نيز از يک مدل براي لغزش ميلگرد ساده در بتن ارائه و توسعه داده شود. با توجه به نتايج آزمايشگاهي بر روي سه نمونه تير، مدل تئوريک با نتايج آزمايشگاهي مقايسه و تائيد شده است. بر اساس نتايج به دست آمده سختي موثر تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده برابر ۰/۲۲ سختي مقطع ترک نخورده مي‌باشد. همچنين ميزان شكل‌پذيري اين نوع اعضا در حدود ۴/۵ است. اين خواص به نسبت فولاد طولي، نسبت ابعاد مقطع و آرايش فولادگذاري عضو وابسته است كه در اين مطالعه مورد بررسي قرار گرفته است.

واژه‌هاي كليدي : بتن مسلح، ميلگرد ساده، ارزيابي لرزه‌اي، مفصل پلاستيک، لغزش، شكل‌پذيري

مقدمه

به طور كلي پاسخ تغيير مكان تيرهاي بتني مسلح، تركيبي از سه جزء اصلي مي‌باشد: ۱- خمش الاستيک و غيرالاستيک در طول تير، ۲- برش در طول تير ۳- چرخش در انتهاي تير ناشي از لغزش ميلگرهاي طولي داخل پي[1]. شكل (۱) اجزاي تغيير مكاني تيرهاي بتني مسلح را نشان مي‌دهد.



شكل ۱: مؤلفه هاي تغييرمكاني در تيرهاي بتني مسلح[۱].

عموماً در تيرهاي بتني مسلح جزء تغييرمكان خمشي بيش از دو جزء ديگر مي‌باشد. پس از آن لغزش مهم‌ترين تاثير را خواهد داشت. البته در تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده سهم لغزش از سهم خمش مي‌تواند بيشتر شود. سهم برش در تيرها معمولاً ناچيز بوده و در حدود ۲ الي ۵ درصد تغييرمكان كل را شامل مي‌شود[2]. تغيير مكان تير بتني مسلح، حاصل جمع اين سه جزء خواهد بود؛ به طوري كه:

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_s + \Delta_v \quad (1)$$

كه در آن Δ_b، تغير مكان ناشي از خمش، Δ_s، تغيير مكان ناشي از لغزش ميلگرد داخل پي و Δ_v، تغيير مكان ناشي از برش در تير مي‌باشد.

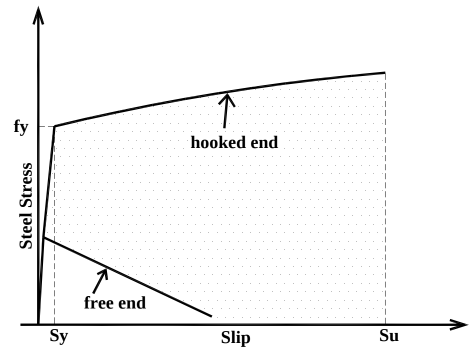
تغييرشكل ناشي از لغزش در تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده

اعضاي مسلح به ميلگرد ساده به علت عدم دارا بودن آج بر روي سطح خود نمي‌توانند همانند ميلگردهاي آجدار، بر اساس مكانيزم قفل شدگي بين بتن و ميلگرد تنش را انتقال دهند. در عوض تنش از طريق چسبندگي بين بتن و ميلگرد تا قبل از وقوع لغزش به بتن انتقال داده خواهد شد. اما پس از وقوع لغزش به علت از بين رفتن چسبندگي بين بتن و ميلگرد در حد بسيار زياد و نيز به علت پديده پواسون كه باعث كاهش محيط ميلگرد و در نتيجه كاهش سطح تماس بين بتن و ميلگرد خواهد شد، تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد به شدت افت خواهد نمود كه اين وضعيت ، منجر به گسيختگي

* نويسنده مسئول : تلفن : ۶۱۱۱۲۲۹۲ , فاكس : ۶۶۴۰۳۸۰۸ , Email: mmarefat@ut.ac.ir

آني عضو خواهد شد. (شكل ۲)[۳].

اما در تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده كه در انتهاي طول مهاري خود داراي قلاب مي‌باشند، رفتار عضو به گونه‌اي ديگر خواهد بود. مطابق شكل (۲) وجود قلاب در انتهاي طول مهاري باعث افزايش شكل‌پذيري در حد مناسبي خواهد شد كه از شكست ترد عضو تحت بارگذاري لرزه‌اي جلوگيري خواهد كرد. لذا استفاده از قلاب در اعضايي كه تحت بارگذاري لرزه‌اي قرار خواهند گرفت اصلي اجتناب ناپذير خواهد بود.[۴]



شكل۲ : روابط تنش و لغزش در ميلگرد ساده مهار شده در بتن [۴].

بر اين اساس لغزش در تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده كه در انتهاي خود داراي قلاب مي‌باشند از دو قسمت لغزش در ناحيه طول مهاري و لغزش در ناحيه قلاب تشكيل خواهد شد.

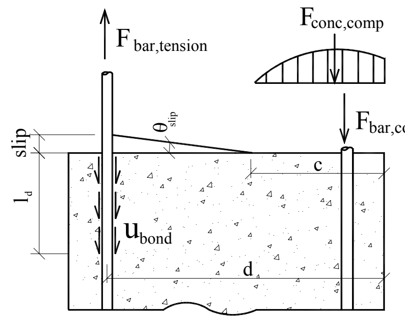
لغزش در ناحيه طول مهاري ميلگرد ساده

با توجه به شكل (۳) اگر فرض شود كه تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد برابر u_b در طول مهاري l_d باشد و همچنين فرض شود كه تنش پيوستگي به تنهايي قادر به تحمل نيروي موجود در ميلگرد باشد، رابطه (۲) برقرار خواهد بود.

$$F_s = f_s A_s = u_b p_d l_d \quad (۲)$$

با جايگزين نمودن محيط ميلگرد بصورت $p_d = \pi d_b$ و مساحت ميلگرد به صورت $A_s = \pi \frac{d^2}{4}$ طول مهاري به صورت رابطه (۳) محاسبه خواهد شد.

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4 u_b} \quad (۳)$$



شكل ۳ : لغزش ميلگرد در داخل پي[۵].

با توجه به رابطه (۴) لغزش يا دراز شدگي ميلگردها در طول مهاري برابر خواهد شد با:

$$Slip = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} = \frac{f_s l_d}{2E_s} = \frac{f_s^2 d_b}{8E_s u_b} \quad (۴)$$

با توجه به رابطه (۴) تغيير مكان ناشي از لغزش در انتهاي عضو برابر خواهد شد با:

$$\Delta_{Slip} = \frac{f_s^2 d_b}{8E_s u_b} \times \frac{L}{(d-c)} \quad (۵)$$

كه L در اين رابطه برابر طول عضو مي‌باشد. در رابطه (۴) پارامترهاي موثر f_s و d_b و E_s جزء مشخصات فيزيكي و مكانيكي ميلگرد بوده كه به راحتي قابل اندازه گيري مي‌باشند، تنها پارامتر نامعلوم در اين رابطه u_b و يا همان تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد مي‌باشد.

براي محاسبه تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد ساده در سال ۲۰۰۵ آقايان Lisa R.Feldman و F. Micheal Bartlett با آزمايش بر روي ۲۵۲ نمونه ميلگرد ساده توانسته‌اند رابطه‌اي را براي تنش پيوستگي بين ميلگرد ساده و بتن ارائه نمايند.

با توجه به حداكثر نيروي پيوستگي، $P_{\max}$، و نيروي پيوستگي باقي‌مانده، P_{res}، حداكثر تنش پيوستگي متوسط، $u_{\max}$، و تنش پيوستگي باقي‌مانده متوسط، u_{res}، به صورت زير تعريف مي‌شود[۳].

$$u_{\max} = \frac{P_{\max}}{\pi d_b l_d} \quad (۶)$$

$$u_{resx} = \frac{P_{res}}{\pi d_b l_d} \quad (۷)$$

همچنين مقادير $u_{\max}$ و u_{res} به صورت زير ارائه شده‌اند[۳].

$$u_{\max} = [(0.19 - 0.07k_{sz} + 0.05k_{sh})\sqrt{R_y} + (-2.7\times10^{-5} + 4.0\times10^{-5}k_{sz} - 3.0\times10^{-5}k_{sh})l_d R_y]\sqrt{f_c'} \quad (۸)$$

$$u_{res} = [(0.042 + 0.009k_{sz} - 0.007k_{sh})\sqrt{R_y} + (-1.65\times10^{-5} + 1.41\times10^{-5}k_{sh}). l_d R_y]\sqrt{f_c'} \quad (۹)$$

در اين روابط k_{sz} ضريب نمره ميلگرد، k_{sh}، ضريب شكل مقطع ميلگرد، R_y ضريب زبري سطح ميلگرد و l_d نيز طول مهاري ميلگرد در پي مي‌باشد.

رابطه اصلي بين تنش پيوستگي و لغزش ميلگرد ساده بصورت رابطه (۱۰) پيشنهاد شده است.[۳]

$$P(s)/\sqrt{f_c'} = \beta_0 + \beta_1 \log s \quad (۱۰)$$

كه در اين رابطه $P(s)$ تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد ساده، s لغزش ميلگرد در بتن، β_0 و β_1 به صورت زير تعريف مي‌شوند.

$$\beta_0 = \frac{2P_{res} + P_{\max}}{3\sqrt{f_c'}} \quad (۱۱)$$

$$\beta_1 = \frac{P_{res} - P_{\max}}{3\sqrt{f_c'}} \quad (۱۲)$$

در شكل (۴) رابطه بين لغزش و تنش پيوستگي براي ميلگردهاي دايره‌اي و با قطر كمتر از ۱۶ ميلي‌متر و در حالت بدون سندبلاست با طول‌هاي مهاري ۲۰۰ و ۸۰۰ ميلي‌متر نشان داده شده است. اين طول‌ها، حد بالا و پايين طول‌هاي مهاري‌اي بوده كه توسط نويسندگان مقاله براي تعيين رابطه تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد ساده مورد استفاده قرار گرفته است.

با دقت در نمودار شكل (۴) مشاهده مي‌شود كه ميزان تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد، خود به ميزان لغزش بستگي خواهد داشت. در مطالعات مربوط به لغزش معمولاً يک رابطه دو يا سه خطي براي تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد در مرحله قبل و بعد از تسليم ميلگرد بيان مي‌شود[۶ و ۱]. در اين تحقيق نيز از همين روش استفاده شده است. در اين روش مسئله مهم تعيين ميزان لغزش در لحظه تسليم ميلگرد خواهد بود.

براي محاسبه تنش پيوستگي در زمان تسليم ميلگرد بر اساس رابطه (۱۰) نمونه‌هاي عددي متعددي براي ميلگردهاي سايزهاي مختلف، طول‌هاي مهاري مختلف، و همچنين مقاومت فشاري گوناگون بتن، فرض شده است و ميزان لغزش به ازاي تنش‌هاي پيوستگي متفاوتي محاسبه شده است.

با توجه به شكل (۴) ميزان تنش پيوستگي، پس از تنش حداكثر اوليه كه و قبل از تنش باقي‌مانده، حدوداً بين $0.2\sqrt{f_c'}$ و $0.1\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال متغير مي‌باشد. لذا تنش پيوستگي در لحظه تسليم عددي بين اين دو مقدار خواهد بود. به همين علت براي تعيين حدود تغييرات در لغزش لحظه تسليم، تنش‌هاي پيوستگي $0.2\sqrt{f_c'}$، $0.15\sqrt{f_c'}$ و $0.1\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال براي نمونه‌هاي عددي درنظر گرفته شده است كه نتايج در جدول (۱) آورده شده است.

مشاهده مي شود كه، لغزش در لحظه تسليم به طور متوسط حدوداً برابر ۱/۵ ميليمتر براي ميلگردهاي ساده قلاب‌دار درنظر گرفته شده است. با توجه به شكل (۴) براي اين مقدار لغزش، ميزان تنش پيوستگي بين بتن و ميلگرد ساده بين $0.1\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال براي طول مهاري ۸۰۰ و $0.13\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال براي طول مهاري ۲۰۰ متغير مي باشد. با توجه به اين مطلب مي‌توان ميزان تنش پيوستگي براي لحظه تسليم ميلگرد را برابر $0.12\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال در نظر گرفت.

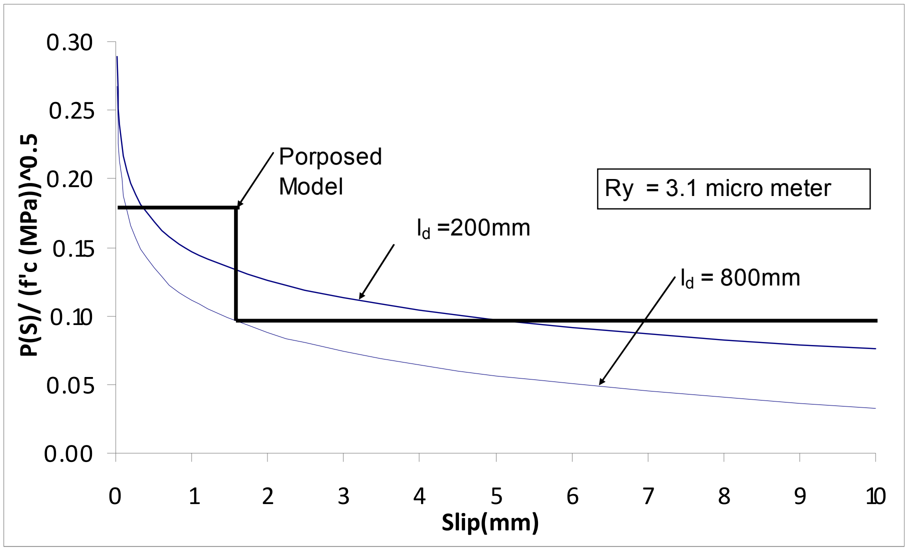
به اينكه تنش پيوستگي باقيمانده حدوداً برابر $0.05\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال مي‌باشد و اينكه تنش پيوستگي در لحظه تسليم به طور متوسط برابر $0.12\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال درنظر گرفته شده است، به طور متوسط برابر $0.08\sqrt{f_c'}$ مگاپاسكال در نظر گرفته خواهد شد كه در نمودار شكل (۴) به صورت خط پررنگي نشان داده شده است. فرم رياضي اين رابطه به صورت زير مي‌باشد.

$$u = \begin{cases} 0.17\sqrt{f_c'} & f_s \le f_y \\ 0.08\sqrt{f_c'} & f_s > f_y \end{cases} \quad (۱۳)$$

در رابطه فوق u, f_c' بر حسب مگاپاسكال مي‌باشند.

ميزان لغزش در قلاب ميلگرد در تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده

در سال ۲۰۰۵ ميلادي آقايان Giovanni Fabbrocino, Gerado M. Verderame, Geatano Manfredi با انجام آزمايشاتي بر روي چهارده نمونه، رفتار قلاب‌ها را مورد مطالعه و بررسي قرار داده اند. اين آقايان با تحليل آماري بر روي نمونه هاي تست شده توانسته‌اند تا رابطه (۱۴) را براي قلاب‌هاي ۱۸۰ درجه ارائه نمايند.[۴].



شکل ۴ : نمودار لغزش- تنش پیوستگي بین میلگرد ساده و بتن.

جدول ۱: تعیین میزان لغزش میلگردهاي ساده در لحظه تسلیم تیرهاي مسلح به میلگرد ساده.

$P(s)$	Model No	Reber Size	$f'c$	l_d	f_y	$Slip_{hook}$	$Slip_{bond}$	Slip
$0.2\sqrt{f'_c}$	1	25	20	800	350	0.38	1.40	1.78
	2	25	25	200	300	0.98	0.30	1.28
	3	20	20	800	350	0.25	1.40	1.65
	4	20	25	200	300	0.89	0.30	1.19
	5	16	20	800	350	0.13	1.40	1.53
	6	16	25	200	300	0.78	0.30	1.08
	7	12	20	800	350	0.03	1.40	1.43
	8	12	25	200	300	0.62	0.30	0.92
$0.15\sqrt{f'_c}$	9	25	20	800	350	0.56	1.40	1.96
	10	25	25	200	300	1.09	0.30	1.39
	11	20	20	800	350	0.42	1.40	1.82
	12	20	25	200	300	1.01	0.30	1.31
	13	16	20	800	350	0.29	1.40	1.69
	14	16	25	200	300	0.92	0.30	1.22
	15	12	20	800	350	0.13	1.40	1.53
	16	12	25	200	300	0.78	0.30	1.08
$0.1\sqrt{f'_c}$	17	25	20	800	350	0.79	1.40	2.19
	18	25	25	200	300	1.19	0.30	1.49
	19	20	20	800	350	0.67	1.40	2.07
	20	20	25	200	300	1.14	0.30	1.44
	21	16	20	800	350	0.54	1.40	1.94
	22	16	25	200	300	1.07	0.30	1.37
	23	12	20	800	350	0.36	1.40	1.76
	24	12	25	200	300	0.97	0.30	1.27
							Average	**1.52**

$$\sigma_{hook}(s) = f_u.\left(\frac{S_{hook}}{3.9}\right)^{0.3} \qquad (۱۴)$$

در اين رابطه S_u، لغزش در لحظه گسيختگي ميلگرد f_u، تنش گسيختگي ميلگرد، σ_{hook} تنش در قلاب، S_{hook} لغزش قلاب و α پارامتر بي بعدي كه كوچكتر از يک بوده و توسط آزمايش قابل تعيين خواهد بود. دراين مقاله فرض خواهد شد كه قلاب‌هاي ۹۰ درجه نيز رفتاري مشابه قلاب ۱۸۰درجه خواهند داشت. لذا از اين رابطه براي كليه قلاب‌هاي استاندارد در اين مقاله استفاده خواهد شد.

بررسي تغييرشكل ناشي از خمش در تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده

تغيير شكل ناشي از خمش در تيرهاي بتن مسلح را مي‌توان مهم‌ترين عامل در تغيير شكل كلي اين نوع اعضا دانست. به جهت تعيين اين سهم از تغيير شكل كلي اين اعضا، نياز به تعيين رفتار لنگر – انحناء در مقطع خواهد بود. تغيير مكان خمشي، Δ_b، با انتگرال‌گيري انحناء، ϕ، در طول تير، L، محاسبه خواهد شد.[۱]

$$\Delta_b = \int_o^L \phi(x)xdx \qquad (۱۵)$$

با توجه به اين رابطه با تقسيم بندي عضو به چندين قسمت و انتگرال گيري در طول عضو مي‌توان تغيير مكان ناشي از خمش را در هر نقطه از عضو محاسبه كرد

تغيير مكان در انتهاي عضو ناشي از خمش بعد از جاري شدن عضو را مي‌توان مطابق شكل (۵) به دو بخش مجزا تقسيم نمود و به صورت رابطه (۱۶) نشان داد.[۷]

$$\Delta_b = \Delta_y + \Delta_p \qquad (۱۶)$$

كه در رابطه فوق Δ_y تغيير مكان خمشي الاستيک و Δ_p تغيير مكان پلاستيک در عضو خواهد بود.

با توجه به شكل (۶) شكل واقعي در عضو، $\phi_e(x)$، تا قبل از جاري شدن اولين مقطع، رفتاري غيرخطي خواهد داشت، كه علت آن ايجاد سختي‌هاي كششي موضعي در بتن در فواصل بين ترک ها خواهد بود. با اين وجود با در نظر گرفتن اين نكته كه درلحظه تسليم عضو، حداكثر انحنا(كه مقطع پاي عضو خواهد بود) برابر ϕ_y مي باشد. مي‌توان با ايده‌آل سازي رفتار بصورت خطي ترم اول، انتگرال رابطه (۱۶) را در لحظه تسليم عضو به صورت زير تخمين‌زد.

$$\Delta_y = \int_o^L \phi(x)xdx = \int_o^L \frac{\phi_y x}{L}xdx = \frac{\phi_y L^2}{3} \qquad (۱۷)$$

همچنين تغييرشكل الاستيک در مرحله قبل از تسليم عضو را مي‌توان از رابطه زير محاسبه نمود.

$$\Delta_e = \int_o^L \phi(x)xdx = \int_o^L \frac{\phi\ x}{L}xdx = \frac{\phi L^2}{3} \qquad (۱۸)$$

پس از ايجاد مفصل پلاستيک در انتهاي عضو بتني مسلح به ميلگرد ساده، همان‌طور كه در شكل (۶) نشان داده شده است تغييرات انحناء شدت زيادي به خود خواهد گرفت و فرض خطي بودن قابل قبول نخواهد بود.

در اين حالت فرض مي‌شود كه در طول ناحيه مفصل پلاستيک، l_p، انحناي پلاستيک، $\phi_p = \phi - \phi_y$ مقدار متوسط ثابتي خواهد داشت. با توجه به اين نكته، تغييرمكان ناشي از انحناي پلاستيک را مي‌توان توسط رابطه (۱۹) تخمين‌زد.

$$\begin{aligned}\Delta_p &= \int_{L-l_p}^{L} \phi(x)xdx \\ &= \int_o^L (\phi-\phi_y)xdx = \frac{(\phi-\phi_y)}{2}[x^2]_{L-l_p}^{L} \\ &= \frac{(\phi-\phi_y)}{2}[L^2-(L^2+l_p{}^2-2Ll_p)] \\ \Delta_p &= (\phi-\phi_y)l_p(L-0.5l_p)\end{aligned} \qquad (۱۹)$$

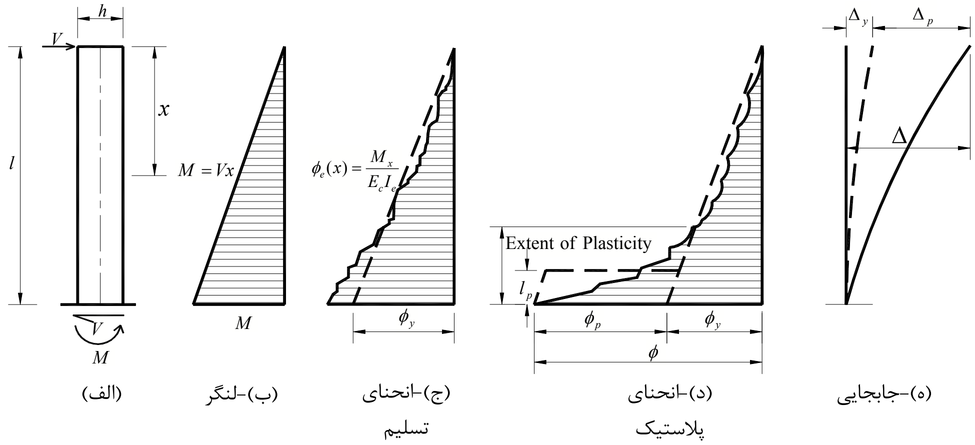
با توجه به اين رابطه لازم است تا براي محاسبه تغيير شكل پلاستيک، طول مفصل پلاستيک و انحناي مقطع و انحناي تسليم مقطع تعيين شوند.

براي تعيين طول مفصل پلاستيک روابط متعددي در ادبيات فني موجود مي‌باشد. يكي از معروفترين اين روابط، توسط **Priestley(1996)** ارائه شده است كه مطابق رابطه (۲۰) مي باشد.

$$l_p = 0.08L + 0.022 F_y d_b \qquad (۲۰)$$
$$, l_p > 0.044 F_y d_b \ (mm, Mpa)$$

در اين مدل L، طول عضو از محل ماكزيمم لنگر تا نقطه عطف، f_y، تنش جاري شدن آرماتور طولي نمونه و d_b، قطر آرماتور طولي نمونه مي‌باشد.

همچنين براي تعيين انحناي مقطع، از يک برنامه كامپيوتري استفاده شده است كه در قسمت‌هاي بعد تشريح خواهد شد.



شکل ٥: دیاگرام لنگر-انحناء و روابط تغییرمکان در اعضاي بتني مسلح[۷].

بررسي تغييرشکل ناشي از برش در تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده

مولفه ديگر در تغييرشکل‌هاي تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده، تغيير شکل برشي مي‌باشد. اين رفتار در ناحيه الاستيک، قابل مدل شدن توسط روش‌هاي رياضي مي‌باشد، اما مدل‌کردن اين رفتار در ناحيه غير الاستيک، به خصوص در شکل پذيري‌هاي بالا که سهم اين نوع رفتار کمي افزايش مي‌يابد با دشواري زيادي همراه است. بر اساس تحقيقات قبلي سهم اين نوع رفتار چيزي در حدود ۰ تا ٥ درصد کل تغيير مکان عضو مي‌باشد. بر اين اساس در اين مطالعه براي در نظر گرفتن اين مؤلفه، مقداري برابر ٥% مجموع تغييرمکان ناشي از خمش و لغزش در نظر گرفته شده است[۲].

مدل‌سازي رفتار مصالح

مصالح به کار رفته در تيرهاي بتني مسلح، از فولاد و بتن تشکيل شده‌اند که لازم است تا رفتار آنها به نوعي، مدل‌سازي گردد.

براي مدل‌سازي رفتار بتن با توجه به اينکه در تيرها از محصورسازي قابل توجهي استفاده نمي شود از مدل Mander [۸] در حالت غيرمحصور استفاده شده است.

پارامتر کنترل کننده ديگر، در مدلسازي رفتار بتن، کرنش حداکثر قابل حمل توسط بتن مي‌باشد. آقاي Kunnath و همکاران با مطالعه بر روي ۱۲ نمونه آزمايشگاهي تحت انواع بارگذاري مونوتونيک، سيکليک، و شبه استاتيکي در اين زمينه تحقيقاتي انجام داده است. آقايان Lehman و Mohele نيز تحقيقاتي بر روي ستون‌هاي پايه‌هاي پل انجام داده اند. بر اساس اين تحقيقات، کرنش نهايي پوشش بتن در هنگام اولين پوسته‌شدن، در کرنش‌هايي بين ۰/۰۰۸- الي ۰/۰۱- رخ خواهد داد. جدول (۲) نتايج تحقيق آقايان Lehman و Mohele را نشان مي‌دهد[۱].

براساس اين تحقيقات کرنش نهايي بتن براي تعيين حداکثر تغييرمکان تئوريک براي بتن در اين تحقيق برابر ۰/۰۰۸- در نظر گرفته خواهد شد.

جدول ۲: نتايج به دست آمده براي کرنش نهايي بتن از آزمايشات آقايان **Lehman** و **Mohele** [۱].

کرنش نهايي در زمان مشاهده اولين پوسته شدن بتن پوشش	تغيير مکان در زمان مشاهده اولين پوسته شدن بتن پوشش	شماره ستون
-0.008	*1.5 in.*	***407***
-0.008	*1.5 in.*	***415***
-0.01	*1.5 in.*	***430***
-0.009	*5.25 in.*	***815***
-0.008	*7.5 in.*	***1015***

براي مدل‌سازي رفتار ميلگرد نيز از يک مدل دوخطي استفاده شده است. خط اول، نقطه با تنش و کرنش صفر را به نقطه تنش و کرنش تسليم وصل مي‌نمايد و خط دوم نيز نقطه تسليم را به نقطه با تنش نهايي ۱/۳٥ برابر تنش تسليم و کرنش ۰/۱۸ متصل مي‌نمايد.

برنامه کامپيوتري

براي تعيين رفتار تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده از يک برنامه کامپيوتري استفاده شده است که مطابق روابط ارائه شده در قسمت‌هاي قبل تغيرمکان‌هاي خمشي، لغزشي و برشي را محاسبه مي‌نمايد. در اين بين براي تعيين تغييرمکان خمشي نياز به تعيين منحني لنگر-انحنا بوده است.

براي تعيين منحني لنگر-انحنا، در هر مرحله کرنش در مرکز سطح ميلگردهاي کششي افزايش داده خواهد شد و براساس اين کرنش عمق تار خنثي و از آنجا انحنا و ظرفيت لنگر قابل حمل توسط مقطع محاسبه مي‌شود. به اين ترتيب در هر مرحله يک نقطه از منحني لنگر-انحنا به دست خواهد آمد که با وصل نمودن اين نقاط منحني لنگر-انحناي مقطع پاي عضو به دست خواهد آمد افزايش کرنش در ميلگردهاي کششي تا جايي ادامه خواهد يافت که کرنش در دورترين تار فشاري بتن به حد ۰/۰۰۸- برسد.

براي تعيين تار خنثي در مقطع از يک الگوريتم سعي و خطا بر اساس کنترل تعادل نيروها در مقطع مطابق فلوچارت شکل (۶) استفاده شده است.

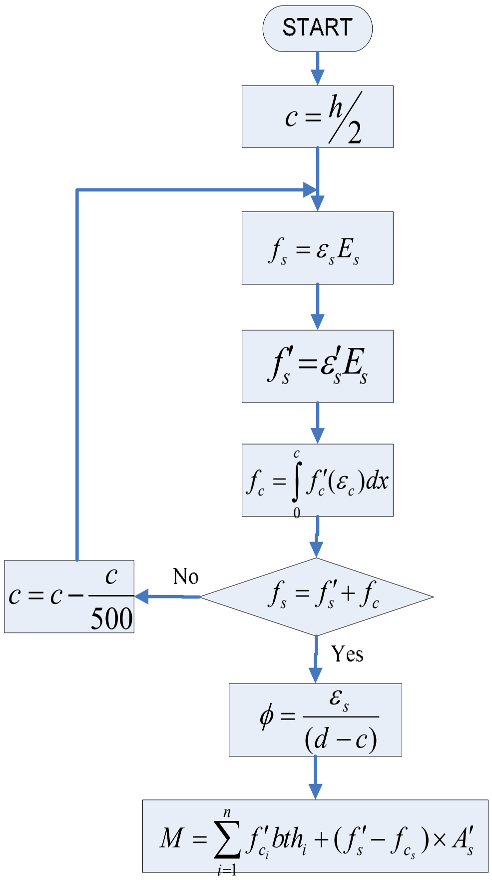
مقايسه مدلسازي عددي با نتايج آزمايشگاهي

نتايج به دست آمده از مدلسازي با نتايج آزمايشگاهي که توسط آقاي رستم شيرازي[۹] انجام شده است مقايسه شده است. مشخصات هندسي نمونه‌هاي آزمايشگاهي مطابق شکل (۷) مي‌باشد.

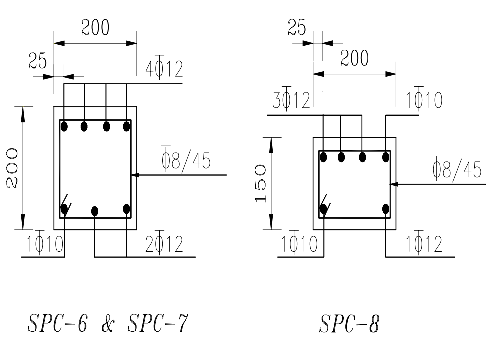
همچنين مشخصات مصالح مصرفي در اين نمونه‌ها مطابق جدول (۳) مي‌باشد. براي مدلسازي عددي از کرنش تسليم قرائت شده توسط کرنش‌سنج‌هاي نصب شده بر روي نمونه‌ها استفاده شده است. نکته ديگر اينکه طول طره اين نمونه‌ها برابر ۱۱۸۰ميلي‌متر بوده است.

در شکل (۸) نمودار نيرو-تغييرمکان نمونه SPC-6 با شبيه‌سازي عددي با هم مقايسه شده است. مدلسازي عددي در حد مناسبي توانسته است سختي الاستيک و مقاومت را پيش‌بيني نمايد.

اختلاف تنها در جابجايي نهايي عضو مي‌باشد. مشاهده مي‌شود که نتايج آزمايشگاهي تغييرمکان نهايي بسيار بيشتري را نسبت به نمونه آزمايشگاهي نشان داده است. علت آن است که در نمونه آزمايشگاهي پس از قلوه‌کن شدن بتن پوشش، نمونه همچنان مقاومت خود را حفظ نموده است که در مدلسازي عددي حداکثر کرنش ۰/۰۰۸- بتن فشاري به عنوان حد نهايي فرض شده است.



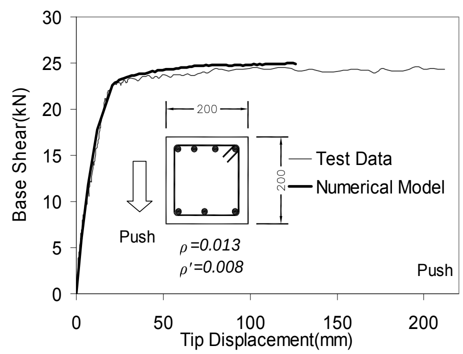
شکل ٦ : فلوچارت تعيين منحني لنگر-انحنا.



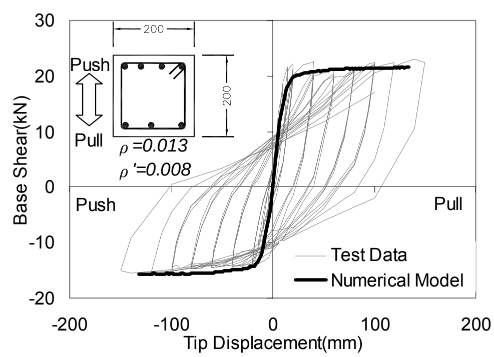
شکل ۷ : مشخصات نمونه‌هاي آزمايشگاهي[۹].

جدول ۳ : مشخصات مصالح مورد استفاده در نمونه‌هاي آزمایشگاهي[۹].

نمونه	بتن	آرماتور طولي					آرماتور عرضي			
	f'_c *MPa*	تنش جاري شدن *MPa*	كرنش جاري شدن	مدول يانگ *GPa*	تنش نهائي *MPa*	كرنش نهائي	تنش جاري شدن *MPa*	كرنش جاري شدن	تنش نهائي *MPa*	كرنش نهائي
SPC-6	*29*	*356*	*0.0017*	*205*	*485*	*0.18*	*465*	*0.0023*	*620*	*0.23*
SPC-7	*25*	*356*	*0.0017*	*205*	*485*	*0.18*	*465*	*0.0023*	*620*	*0.23*
SPC-8	*25*	*356*	*0.0017*	*205*	*485*	*0.18*	*465*	*0.0023*	*620*	*0.23*



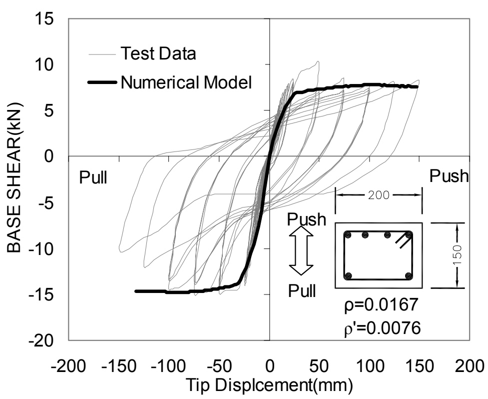
شكل۸ : منحني نيرو-تغييرمكان مربوط به نمونه SPC-6.



شكل ۹: منحني نيرو-تغييرمكان مربوط به نمونه SPC-7.

در شكل (۹) مدل عددي با منحني سايكليک مقايسه شده است. مشاهده مي‌شود كه مدل‌سازي عددي در اين نمونه نيز توانسته است به خوبي سختي اوليه و مقاومت را هم در ناحيه كششي و هم در ناحيه فشاري پيش‌بيني نمايد. در اين نمونه بر خلاف نمونه SPC-6 مدلسازي عددي توانست جابجايي نهايي را بخوبي تخمين زند. دليل اين امر نيز به خاطر نوع بارگذاري رفت و برگشتي در اين نمونه بوده است كه باعث ايجاد ترک و قلوه كن شدن بتن در داخل هسته بتن شده است كه اين امر نيز باعث افت مقاومت در اين نمونه گرديده است.

در شكل (۱۰) نيز مشاهده مي‌شود كه مدل‌سازي عددي توانسته در حد قابل قبولي رفتار نمونه SPC-8 را پيش‌بيني نمايد.



شكل۱۰ :منحني نيرو-تغييرمكان مربوط به نمونه SPC-8.

براي مقايسه خصوصيات لرزه‌اي مدل‌هاي شبيه‌سازي شده و نمونه‌هاي آزمايشگاهي نياز به ايده‌آل سازي رفتار مي‌باشد. براي ايده‌آل سازي رفتار تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده از مدل ارائه شده در FEMA (356) [۱۰] استفاده شده است. درجدول (۴) سختي‌هاي به دست آمده از منحني ايده‌آل بدست آمده از شبيه‌سازي با سختي‌هاي به دست آمده از نتايج آزمايش مقايسه شده است. به طوري كه مشاهده مي‌شود مقدار سختي مؤثر نمونه‌ها بين ۰/۱۸ تا ۰/۲۷ سختي مقطع ترک نخورده بدست آمده كه بطور متوسط اين مقدار برابر ۰/۲۲ خواهد بود. اين مقدار در FEMA (356) [۱۰] برابر ۵۰٪ و در ACI (318-02) [۱۱] برابر ۳۵٪ پيشنهاد شده است. علت اختلاف زياد اين تحقيق با مقادير FEMA(356)، لغزش زياد آرماتورهاي ساده در بتن مي‌باشد كه در آن لحاظ نشده است.[۱۲]

جدول ٤: مقايسه سختي موثر به دست آمده از مدل‌سازي عددي و نتايج آزمايشگاهي.

نمونه	K_e (kN/mm)		K_e / $K_{(gross)}$	
	آزمايش	عددي	آزمايش	عددي
SPC-6	1.48	1.48	**0.24**	**0.24**
SPC-7(PUSH)	0.98	1.11	**0.16**	**0.18**
SPC-7(PULL)	1.45	1.36	**0.24**	**0.23**
SPC-8(PUSH)	0.62	0.69	**0.24**	**0.27**
SPC-8(PULL)	0.57	0.48	**0.22**	**0.19**

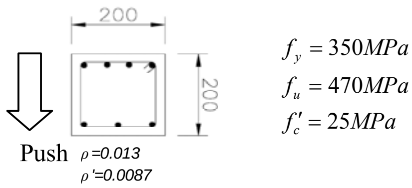
در جدول (۵) مقادير شکل‌پذيري براي هر سه نمونه آزمايش شده، بر اساس نتايج آزمايشگاهي و بر اساس نتايج به دست آمده از مدل‌سازي عددي محاسبه و باهم مقايسه شده است. قابل ذکر مي‌باشد که مقادير مربوط به شکل‌پذيري مدل‌هاي آزمايشگاهي از مرجع [۹] نقل شده است.

جدول ۵ : مقايسه شکل‌پذيري بدست آمده از مدلسازي عددي و نتايج آزمايشگاهي.

نمونه	شکل‌پذيري			
	Push		***Pull***	
	آزمايش	عددي	آزمايش	عددي
SPC-6	**13.7**	**8.2**	-	-
SPC-7	**10.0**	**10.2**	**10.0**	**9.0**
SPC-8	**7.8**	**7.07**	**4.8**	**4.9**

مطالعه پارامتريک عوامل مؤثر بر رفتار تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده

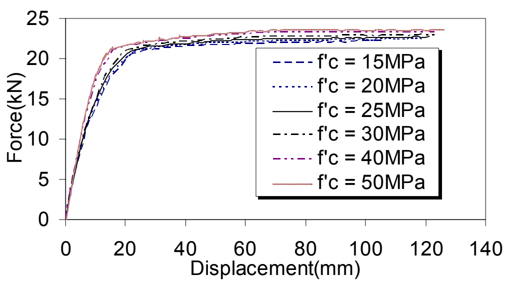
در قسمت‌هاي قبل اين تحقيق يک مدل عددي براي شبيه‌سازي رفتار تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده ارائه گرديد. مدل عددي با نمونه هاي آزمايشگاهي مقايسه و صحت آن تاييد گرديد. در ادامه به کمک مدل عددي مذکور، به بررسي عوامل تاثيرگذار بر روي رفتار تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده پرداخته خواهد شد. براي بررسي اين مقطع مبنا تعريف شده است که در شکل (۱۱) نشان داده شده است. سپس با ايجاد تغييرات بر روي مشخصات هندسي و فيزيکي مقطع، نحوه تاثير اين عوامل بر روي تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده بررسي و تحقيق خواهد شد.



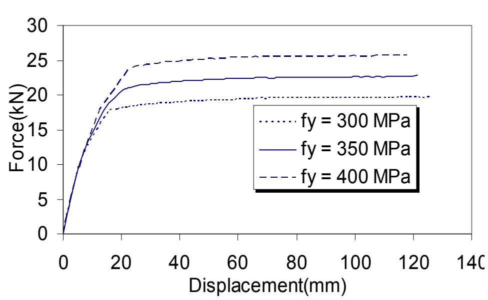
شکل ۱۱ : مشخصات مقطع مبنا.

مقاومت فشاري بتن

در شکل (۱۲) نتايج به دست آمده براي مقادير مختلف مقاومت فشاري ترسيم شده است. .با توجه به منحني‌هاي به دست آمده حدود تغييرات مقاومت به ازاي افزايش هر ۵ مگاپاسکال حدود ۱/۵% مي‌باشد که مقدار ناچيزي مي‌باشد. افزايش سختي اوليه و شکل‌پذيري نيز حدود ۷% به ازاي افزايش هر ۵ مگاپاسکال مقاومت فشاري بتن خواهد بود.



شکل ۱۲: تاثير مقاومت فشاري بتن بر رفتار تير بتني مسلح به ميلگرد ساده.



شکل ۱۳ : تاثير مقاومت فشاري بتن بر رفتار تير بتني مسلح به ميلگرد ساده.

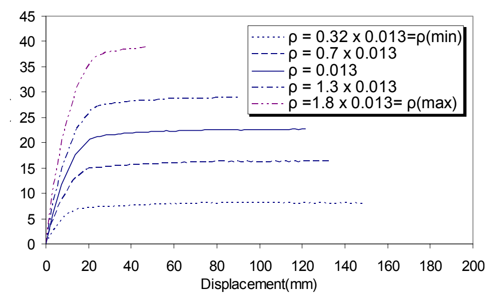
مقاومت تسليم ميلگرد

شکل (۱۳) نتايج بدست آمده براي سه مقاومت تسليم ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ مگاپاسکال ترسيم شده است. مقدار کاهش شکل‌پذيري حدود ۲۵% به ازاي افزايش هر ۵۰ مگاپاسکال مقاومت تسليم ميلگرد خواهد بود که مقدار

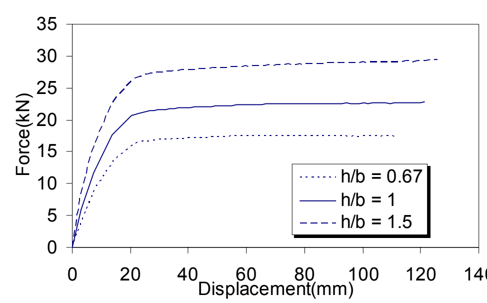
قابل توجهي است. همچنين مقاومت عضو حدود ۱۵% به ازاي افزايش هر ۵۰ مگاپاسکال مقاومت تسليم ميلگرد افزايش خواهد داشت. افزايش مقاومت ميلگرد تاثيري در ميزان سختي عضو نخواهد داشت.

نسبت ميلگردهاي کششي

با توجه به شکل (۱۴) افزايش مقاومت عضو در اين نمونه‌ها حدوداً ۹۰% به ازاي هر ۱۰۰% افزايش نسبت آرماتورهاي کششي خواهد بود. همچنين افزايش سختي عضو به ازاي هر ۱۰۰% افزايش نسبت ميلگرد کششي حدود ۱۴۰% خواهد بود. شکل پذيري عضو در اين نمونه‌ها نيز، حدود ۲۰۰% به ازاي افزايش هر ۱۰۰% افزايش نسبت آرماتور کششي کاهش يافته است.



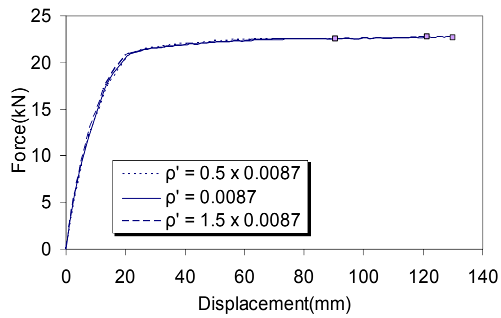
شکل ۱۴ : تاثير نسبت ميلگرد کششي بر رفتار تير بتني مسلح به ميلگرد ساده.



شکل ۱۵ : تاثير نسبت ابعاد مقطع بر رفتار تير بتني مسلح به ميلگرد ساده.

نسبت ارتفاع به عرض مقطع

با توجه به نمودارهاي شکل (۱۵) مشاهده خواهد شد که با افزايش نسبت ارتفاع به عرض و با ثابت نگه‌داشتن سطح مقطع بتن، هر سه خصوصيت سختي، شکل پذيري و مقاومت عضو به شدت افزايش پيدا خواهند کرد، بطوريکه به ازاي دو برابر کردن اين نسبت مقاومت و سختي به ميزان ۶۰% و شکل‌پذيري حدود ۲۰% در اين نمونه‌ها افزايش يافته است.



شکل ۱۶ : تاثير نسبت آرماتور فشاري بر رفتار تير بتني مسلح به ميلگرد ساده.

نسبت آرماتورهاي فشاري

با توجه به گرافهاي شکل (۱۶)، آرماتور فشاري مقطع تاثيري بر روي مقاومت و سختي عضو نخواهد گذاشت. اما افزايش ميلگرد فشاري باعث افزايش شکل‌پذيري عضو در حد مناسبي گرديد که حدوداً افزايشي برابر ۴۰% به ازاي افزايش ۱۰۰% نسبت ميلگردهاي فشاري مي‌باشد.

نتيجه‌گيري

در اين مطالعه رفتار تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده ارزيابي شد و با ارائه يک مدل عددي شبيه‌سازي گرديد. مطالعات نشان داده است که:

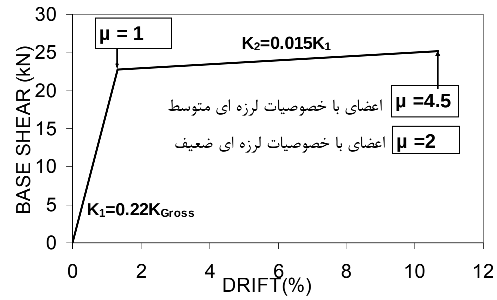
ميزان شکل‌پذيري تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده، در اعضايي که ضوابط لرزه‌اي در آن در حدود متوسط رعايت شده است، به طوري که نسبت ارتفاع به عرض مقطع بين ۱ و ۰/۷ و ميزان ميلگردهاي فشاري کمتر از ۵۰% و بيشتر از ۳۰% ميلگردهاي کششي باشد و همچنين نسبت ميلگردهاي کششي کمتر از ۷۰% نسبت ميلگرد حداکثر باشد، مقدار شکل‌پذيري ۴/۵ پيشنهاد مي‌گردد.

در صورت رعايت نشدن ضوابط لرزه‌اي فوق، ميزان شکل‌پذيري تا نسبت ۲ نيز مي‌تواند کاهش يابد.

سختي الاستيک تيرهاي بتني مسلح در حدود ۲۲٪ سختي مقطع ترک نخورده تخمين زده شد

به طور کلي رفتار تيرهاي مسلح به ميلگرد ساده را مي‌توان به صورت شکل (۱۷) در نظر گرفت.

تنش پيوستگي بين ميلگرد ساده و بتن در مرحله قبل از تسليم شدن که در آيين نامه بتن ايران(آبا)[۱۳] برابر $0.5\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شده است غيرمحافظه‌کارانه بوده و مقدار $0.17\sqrt{f'_c}$ پيشنهاد مي‌شود.



شکل ۱۷ : مدل پيشنهادي رفتار تيرهاي بتني مسلح به ميلگرد ساده.

با افزايش هر ۵ مگاپاسکال مقاومت فشاري بتـــن، ميزان مقاومت نهايي حدود ۱/۵% و سختي اوليه و شکل‌پذيري حدود ۷% افزايش خواهند يافت.

به ازاي افزايش هر ۵۰ مگاپاسکال مقاومت تسليم ميلگرد کششي شکل‌پذيري حدود ۲۵% کاهش و مقاومت عضو حدود ۱۵% افزايش خواهد يافت.

به ازاي هر ۱۰۰% افزايش نسبت آرماتورهاي کششي مقاومت عضو حدود ۹۰% و سختي عضو حدود ۱۴۰% افزايش خواهد يافت. اما شکل‌پذيري حدود ۲۰۰% کاهش خواهد داشت.

به ازاي دو برابر کردن نسبت ارتفاع به عرض مقطع مقاومت و سختي به ميزان ٦۰% و شکل‌پذيري حدود ۲۰% افزايش خواهد يافت.

به ازاي افزايش ۱۰۰% نسبت ميلگردهاي فشاري ميزان شکل‌پذيري حدود ۴۰% افزايش خواهد يافت.

مراجع

1 - Lehman, D. E. and Moehle, J. P. (2000). “Seismic performance of well confined concrete bridge columns.” *Pacific Earthquake Engineering Research Center,* University of California, Berkeley, December 2000.

2 - Khan Mohammadi, M. (2006). *Displacement and Damage Index Criteria in Performance-Based Seismic Design of R.C Buildings*, Ph.D. Thesis. University of Tehran, January 2006(Persian).

3 - Feldman, Lisa, R. and Bartlett, F. Michael, (2005). “Bond Strength Variability in Pullout Specimens with Plain Reinforcement.” *ACI Structural Journal,* V. 102, No. 6, November-December 2005. PP. 860-867.

4 - Fabbrocino G, Verderame G, Manfredi G, Cosenza E. “Structural models of critical regions in old-type r.c. frames with smooth rebars” Journal of Engineering Structures, Vol. 26 (2004) pp. 2137–2148.Engineering Structures;

5 - Sezen, H. (2002). *Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns,* Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley.

6 - Eligehausen, R, Bertero, V. V. and Popov, E. (1983). “Local Bond Stress-slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations.” *Earthquake Engineering Research Center*, Report No. EERC 83-23, University of California, Berkeley, October 1983.

7- Paulay, T. and Priestly, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York.

8- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988), “Theoretical stress-strain model for confined concrete.” *Journal of Structural Engineering,* Vol. 114, No. 8, PP. 1804-1826.

9- Rostam Shirazi, R. *Flexural Response of Beams Reinforced by Plain and Deformed Bars under Cyclic and Monotonic Loading*, M.Sc Thesis. University of Tehran, May 2005(Persian).

10- FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Concrete Chapter, California, 1992.

11- ACI 117-90, American Concrete Institute, 2003.

12- Lehman, D. E. and Moehle, J. P. (2000). *Performance-Based Design of Reinforced Concrete Bridge Columns*, 12WCEE 2000, PP.2065.

13- Iranian Concrete Code, 1999(Persian).