

طراحی وادارهای قائم و افقی دیوارهای غیرسازه‌ای با عملکرد دوطرفه

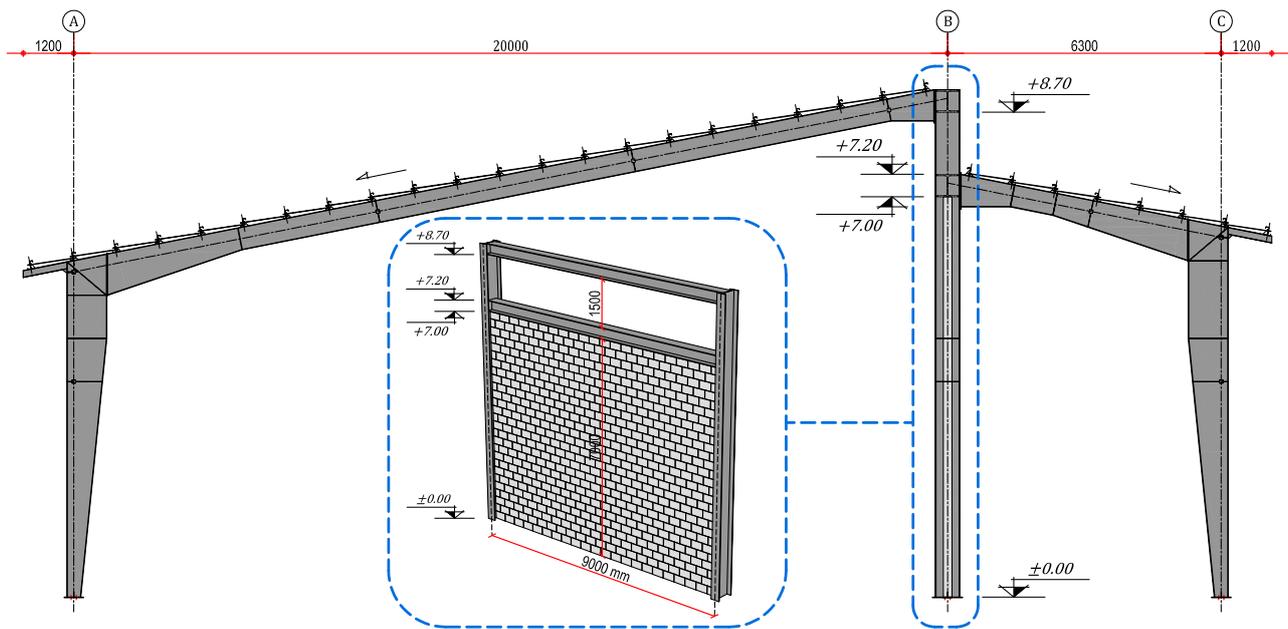
چکیده: مطابق ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ و نشریات مربوطه مانند ضابطه ۷۱۴ و ۸۱۹، چنانچه مهار لرزه‌ای تیغه‌های بنایی غیرسازه‌ای تنها از طریق برقراری اتصال دیوار در کف و سقف صورت گیرد، رفتار خمشی برون صفحه دیوار یک‌طرفه و در جهت قائم خواهد بود. بنابراین تسلیح دیوار نیز توسط نوارهای قائم صورت گرفته و بدون محدودیت در طول دیوار، نیاز به وادار قائم حذف می‌شود. این در حالی است که در بسیاری از موارد (از جمله دیوارهای داخلی در ساختمان‌های دارای تاسیسات گسترده، دیوارهای جان‌پناه و دیوارهای محوطه) عملاً امکان برقراری اتصال و ایجاد تکیه‌گاه در لبه فوقانی دیوار مقدور نبوده و قطعاً رفتار دیوار نمی‌تواند به صورت یک‌طرفه در نظر گرفته شود. از سوی دیگر وجود وادارهای قائم و افقی (تیرک میانی)، از طریق کاهش طول آزاد خمشی، تنش‌های خمشی پانل بنایی را کاهش داده و با تقسیم ابعاد کلی پانل به ریز پانل‌های موضعی سبب تغییر مد کمانش کلی پانل به کمانش موضعی در هر ساب پانل می‌گردد. اصولاً، دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای بسته به نسبت ابعادی و شرایط تکیه‌گاهی خود می‌توانند دارای رفتار یک طرفه یا دو طرفه باشند. تنها زمانی که نسبت ارتفاع به طول آزاد دیوار در محدوده $0/3$ تا 2 بوده و هم‌زمان دیوار در 4 لبه، 3 لبه یا دو لبه مجاور مقید شده باشد، رفتار دیوار دوطرفه بوده و دارای دو محور خمش مؤثر حول محور طولی دیوار (خمش قائم) و محور ارتفاعی آن (خمش افقی) خواهد بود. در صورت عدم برقراری هر یک از دو شرط فوق‌الذکر، رفتار دیوار به صورت یک‌طرفه خواهد بود. بنابراین استفاده از وادارهای میانی با طراحی مناسب (به نحوی که قادر باشد تا ضمن حفظ پایداری و بدون تغییر محسوس در مقاومت و سختی، قابلیت تحمل تغییر شکل‌های القایی ناشی از برش خارج از صفحه منتقله از دیوار در اثر نیروهای اینرسی جانبی چون باد یا زلزله را داشته و بتواند برای دیوار نقش تکیه‌گاهی ایفا نماید)، نه تنها موجب افزایش ظرفیت خمشی خارج از صفحه دیوار و متعاقباً کاهش تسلیحات مورد نیاز برای دیوارهای با عملکرد دو طرفه است، بلکه حسب شرایط تکیه‌گاهی و نسبت ابعادی دیوار و متعاقباً حاکم شدن رفتار دو طرفه، الزامی و اجتناب‌ناپذیر است. این مقاله بر آن است تا ضمن ارائه دقیق ضوابط طراحی وادارهای میانی و چگونگی محاسبه و کنترل خیز مرتبط با معیار پذیرش مربوطه در قالب ارائه مثالی جامع، تسلیح دیوار به شیوه نوارهای کامپوزیتی افقی (به عنوان یکی از روش‌های تسلیح دیوار با رفتار خمشی دو طرفه) را نیز مورد بررسی قرار دهد.

۱- مشخصات مثال مورد بررسی:

در نظر است برای پوشش دیوار داخلی یک سوله واقع در حومه شهر تالش از استان گیلان، از بلوک AAC به عرض 200 میلی‌متر استفاده شود. دیوار مورد بررسی به دلایل خاص معماری و تأسیساتی در ارتفاع 7 متری از کف سوله قطع شده و در تمام طول 9 متری خود با تراز سقف (تاج سوله)، $1/5$ متر فاصله دارد. دیوار مذکور مطابق شکل (۱) در زیر تیری که جرثقیل سوله بر روی آن قرار دارد واقع بوده و به واسطه نوع حرکت جرثقیل نباید به زیر تیر مذکور متصل گردد. مطابق با مشخصات فنی جرثقیل مورد استفاده این دیوار می‌بایست در 200 میلی‌متری تراز تحتانی تیر مذکور قطع گردد. چنانچه سوله بر روی خاک تیپ III و وزن واحد سطح دیوار با احتساب نازک‌کاری نهایی برابر 210 کیلوگرم بر متر مربع باشد، مطلوب‌ترین طرح تسلیح دیوار مذکور با استفاده از نوارهای کامپوزیت الیاف به مقاومت 1000 نیوتن بر 50 میلی‌متر عرض و در صورت نیاز طراحی وادارهای میانی با استفاده از مقاطع ساخته شده از ورق فولادی *ST37*.

۲- طراحی تسلیحات دیوار و وادارهای میانی (در صورت نیاز):

در ابتدا نسبت به طراحی تسلیحات مورد نیاز دیوار جهت تحمل تقاضای خمشی خارج از صفحه و در ادامه لزوم استفاده و طراحی وادارهای میانی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.



شکل ۱: هندسه و موقعیت دیوار مورد بررسی در سوله.

۱-۲- طراحی تسلیحات مورد نیاز بر اساس عملکرد دوطرفه پانل کلی (بدون وادار):

با توجه به اینکه تالش در پهنه با خطر نسبی زیاد ($A=0.3$) واقع بوده و خاک پروژه از تیپ III گزارش شده است، بنابراین مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، S برابر ۱/۷۵ لحاظ می‌گردد. ضریب اهمیت جزء غیرسازه‌ای برابر ۱ منظور می‌گردد. به‌منظور سهولت در محاسبات، محل اثر نیروی جانبی، منطبق بر تراز فوقانی آن فرض شده و در نتیجه نیروی جانبی زلزله مطابق رابطه (۱) محاسبه خواهد شد:

$$W_{eq} = 0.48A(1 + S)I_p W_p = 0.48 \times 0.3 \times (1 + 1.75) \times 1.0 \times 2100 = 832 \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (1)$$

پرو واضح است که به سبب وجود دیوارهای پیرامونی سوله، دیوار مورد بررسی این مثال از فشار خارجی باد مصون بوده اما بواسطه وجود بازشوی بزرگ به ابعاد قابل ملاحظه ۱/۵ متر در ۹ متر در بالای دیوار بر اساس شکل (۱) و علیرغم ایفای نقش به عنوان تیغه داخلی، تحت اثر فشار (یا مکش) داخلی قرار دارد؛ بنابراین برآورد صحیح بار باد برای نواحی باز (حومه شهر) با لحاظ اثر توأمان فشار (یا مکش) داخلی و خارجی و همچنین حذف آثار فشار خارجی ($C_p, C_g=0$) و لحاظ اثر بازشوی بزرگ در سوله ($C_{gi}=0.7$)، باید مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و در قالب فرم کلی خود و با اعمال ضرایب مربوط به مشخصات مثال مورد بررسی به‌صورت رابطه (۲) صورت گیرد:

$$W_{wind} = 1.6 \times 4.73 \times 10^{-2} V^2 I_w (C_p C_g + C_{pi} C_{gi}) C_t C_d C_e \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (2)$$

در این رابطه، V سرعت مبنای باد می‌باشد که برای شهر تالش برابر ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت است، I_w ضریب اهمیت باد است که با توجه به گروه ۳ خطرپذیری سازه مورد بررسی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود، C_t ضریب پستی و بلندی زمین است که مطابق بند ۶-۱۰-۷ مبحث ششم مقررات ملی برابر ۱ فرض می‌گردد، C_d ضریب هم‌راستایی است که بر اساس بند ۶-۱۰-۱۲ مبحث ششم مقررات ملی برابر ۰/۸۵ لحاظ می‌شود، C_p ضریب اثر فشار یا مکش وارد بر پوشش‌ها و نما و اجزای بام است که مطابق بند ۶-۱۰-۸ مبحث ششم مقررات

ملی برای نسبت ابعادی بزرگتر از واحد یا ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر، با مفهوم (C^*P) و برای نسبت ابعادی کوچکتر از واحد و ارتفاع کمتر از ۲۰ متر بر اساس بند ۶-۱۰-۹ مبحث ششم مقررات ملی حاصل می‌شود، C_g ضریب اثر تند باد برای سطوح خارجی (اجزای پوشش نما) است که با توجه به نسبت ابعادی بزرگتر از واحد یا ارتفاع بیش از ۲۰ متر بر اساس بند ۶-۱۰-۸ و برای نسبت ابعادی کوچکتر از واحد و ارتفاع کمتر از ۲۰ متر بر اساس بند ۶-۱۰-۹ مبحث ششم مقررات ملی حاصل می‌شود، C_{pi} ضریب اثر باز شو است که مطابق بند ۶-۱۰-۱۱ مبحث ششم مقررات ملی حاصل شده و با توجه به مشخصات بازشوی مثال مورد بررسی و در جهت اطمینان برابر ۰/۷ لحاظ شده و C_{gi} ضریب اثر تند باد برای سطوح داخلی است که بر اساس بند ۶-۱۰-۸ مبحث ششم مقررات ملی، مقدار آن به شکل محافظه کارانه برابر ۲ فرض می‌شود. بنابراین ترم اول رابطه مذکور ($C_p.C_g$) مربوط به فشار یا مکش خارجی و ترم دوم آن ($C_{pi}.C_{gi}$) مربوط به فشار یا مکش داخلی است. با توجه به شرایط و مشخصات سوله مورد بررسی با نسبت ابعادی (نسبت ارتفاع به بعد کوچکتر ساختمان) کوچکتر از واحد و ارتفاع کمتر از ۲۰ متر، مطابق بند ۶-۱۰-۹ مبحث ششم، می‌بایست بجای تعیین جداگانه هر یک از ضرایب اثر فشار یا مکش خارجی (C^*P) و اثر تند باد (C_g)، از ضرایب ترکیبی ($C_p.C_g$) روی اجزاء که از شکل ۶-۱۰-۵ مبحث ششم مقررات ملی و بر حسب مساحت جزء پوششی حاصل می‌شود استفاده نمود. طبعاً مقدار این ترم ($C_p.C_g$) که منعکس کننده اثر توأمان فشار (یا مکش) و اثر تند باد برای سطوح خارجی (اجزای پوشش نما) است برای مثال مورد بررسی با توجه به موقعیت داخلی دیوار برابر صفر لحاظ می‌شود. لازم به ذکر است که اعمال ضریب ۱/۶ در رابطه فوق، مربوط به ترکیب بار شماره ۴ روش ضرایب بار و مقاومت است. همچنین در رابطه فوق، C_e ضریب اثر تغییر سرعت است که مقدار آن برای نواحی باز خارج شهری که فاقد ساختمان یا درختان انبوه می‌باشد، بر اساس بند ۶-۱۰-۶ مبحث ششم مقررات ملی مطابق رابطه (۳) حاصل می‌شود.

$$C_e = \begin{cases} \left(\frac{z}{10}\right)^{0.2}, & z \geq 6m \\ 0.9, & z < 6m \end{cases} \quad (3)$$

از آنجا که تراز اعمال بار باد مؤثر بر تیغه مد نظر تراز در محدوده ۷ تا ۸/۷ متر از سطح زمین است، Z به شکل محافظه کارانه برابر ۸/۷ متر لحاظ شده و لذا بار باد مؤثر بر تیغه مورد نظر از رابطه (۴) حاصل خواهد شد.

$$W_{wind} = 1.6 \times 4.73 \times 10^{-2} \times 130^2 \times (0 + 0.7 \times 2) \times 0.85 \times \left(\frac{8.7}{10}\right)^{0.2} = 1480 \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (4)$$

بنابراین بار حاکم بر طراحی مطابق رابطه (۵) حاصل می‌شود؛

$$Q_u = \text{Max}(W_{wind}, W_{eq}) = \text{Max}(1480, 832) \rightarrow Q_u = 1480 \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (5)$$

در وهله اول امکان تسلیح پانل کلی دیوار (ابعاد کلی دهانه به قرار طول آزاد ۹ متر و ارتفاع آزاد ۷ متر)، بدون تقسیم آن به زیر پانل توسط وادار، سنجیده می‌شود. بنا به شرایط مسئله، لبه فوقانی دیوار آزاد بوده و لذا از شرایط تکیه گاهی نوع (A) استفاده می‌شود. نظر به اینکه لبه فوقانی دیوار آزاد است، استفاده از نوارهای کامپوزیت قائم نمی‌تواند خیلی مؤثر باشد. لذا کامپوزیت شبکه الیاف به شکل نوارهای افقی استفاده می‌شود. دیوار ساخته شده از بلوک هبلکس و مسلح به نوارهای مش افقی، در جهت قائم غیر مسلح بوده و ظرفیت آن با لحاظ مدول گسیختگی مربوطه [۱]، مطابق رابطه (۶) محاسبه می‌شود؛

$$M_{d1} = \phi_1 \frac{f_{r1}.t^2}{6} = 0.6 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 2200 \left(\frac{N.m}{m}\right) \quad (6)$$

وضعیت این دیوار در جهت افقی مسلح بوده و ظرفیت آن با فرض استفاده از ۲ لایه از نوارهای افقی به عرض (W_f) ۱ متر و فواصل مرکز تا مرکز (S_{fv}) ۱ متر، مطابق رابطه (۷) محاسبه می‌شود؛ البته باید توجه داشت که حالت مذکور، اگرچه به معنی درصد پوشش کامل

دیوار است، اما به جهت عدم برقراری هم‌پوشانی نوارهای افقی، تسلیح فقط در جهت افقی مؤثر بوده و انتقال نیرو بواسطه وجود نقطه انفصال در تارهای جهت قائم به جریان نمی‌افتد. به عبارت دیگر این تسلیح، اگرچه فول مش بوده لکن نباید از روابط تخمین ظرفیت مربوط به شبکه سرتاسری با افزایش مقاومت در هر دو جهت استفاده نمود. در واقع هدف از این تسلیح، حصول نتایجی تقریباً برابر با استفاده از نوارهای افقی به عرض ۹۹۹ میلی‌متر با فواصل مرکز تا مرکز ۱ متر است. با فرض وجود رابطه خطی مابین تعداد لایه‌های کامپوزیت و ظرفیت کششی مجموعه لایه‌ها خواهیم داشت؛

$$M_{d2} = \phi_2 \frac{w_f}{s_{fv}} T_{fut} = 0.9 \times \frac{1000}{1000} \times (2 \times \frac{1000}{0.05}) \times 0.2 = 7200 \left(\frac{N.m}{m}\right) \quad (7)$$

قبل از تعیین نسبت اورتوگنال لازم است کیفیت میزان تسلیحات مطابق رابطه (۸) کنترل شود؛

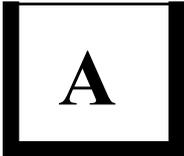
$$(M_{d2})_{Unreinforced} = \phi_2 \lambda \frac{f_{r2} t^2}{6} = 0.6 \times 0.7 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 1540 \left(\frac{N.m}{m}\right) < M_{d2} = 7200 \left(\frac{N.m}{m}\right) \quad (8)$$

مطابق رابطه (۸)، مشاهده می‌شود که ظرفیت حاصله ناشی از تسلیح دیوار در جهت افقی با استفاده از ۲ لایه کامپوزیت شبکه الیاف افقی، از ظرفیت دیوار غیر مسلح در جهت مربوطه بیشتر است؛ لذا نسبت اورتوگنال برای پانل کلی دیوار مطابق رابطه (۹) حاصل می‌شود؛

$$\mu = \frac{M_{d1}}{M_{d2}} = \frac{2200}{7200} = 0.31 \quad (9)$$

با توجه به نسبت اورتوگنال برابر ۰/۳۱ و نسبت ابعادی (h/L) برابر ۰/۷۷۸ و با استفاده از درون‌یابی مقادیر مندرج در جدول (۱)، مقدار α برابر ۰/۰۸۲۳ حاصل می‌شود.

جدول ۱: ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوارهای دارای تکیه‌گاه در سه لبه و لبه فوقانی آزاد

شرایط مرزی پانل بنایی	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۳/۰	۰/۰۲۲	۰/۰۳۳	۰/۰۴۶	۰/۰۵۹	۰/۰۶۷	۰/۰۷۵	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۲/۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۶	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۰	۰/۰۷۸	۰/۰۸۳	۰/۰۸۷
	۲/۰	۰/۰۲۷	۰/۰۳۹	۰/۰۵۲	۰/۰۶۵	۰/۰۷۳	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵	۰/۰۹
	۱/۵	۰/۰۲۹	۰/۰۴۲	۰/۰۵۶	۰/۰۶۸	۰/۰۷۶	۰/۰۸۳	۰/۰۸۸	۰/۰۹۲
	۱/۰	۰/۰۳۱	۰/۰۴۵	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۷۹	۰/۰۸۵	۰/۰۹۰	۰/۰۹۴
	۰/۸	۰/۰۳۴	۰/۰۴۹	۰/۰۶۴	۰/۰۷۵	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳	۰/۰۹۷
	۰/۶	۰/۰۳۸	۰/۰۵۳	۰/۰۶۹	۰/۰۸۰	۰/۰۸۸	۰/۰۹۳	۰/۰۹۷	۰/۱۰۰
	۰/۵	۰/۰۴۰	۰/۰۵۶	۰/۰۷۳	۰/۰۸۳	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹	۰/۱۰۲
	۰/۴	۰/۰۴۳	۰/۰۶۱	۰/۰۷۷	۰/۰۸۷	۰/۰۹۳	۰/۰۹۸	۰/۱۰۱	۰/۱۰۴
	۰/۳	۰/۰۴۸	۰/۰۶۷	۰/۰۸۲	۰/۰۹۱	۰/۰۹۷	۰/۱۰۱	۰/۱۰۴	۰/۱۰۷
	۰/۲	۰/۰۵۴	۰/۰۷۵	۰/۰۸۹	۰/۰۹۷	۰/۱۰۲	۰/۱۰۵	۰/۱۰۸	۰/۱۱۱
	۰/۱	۰/۰۶۹	۰/۰۸۷	۰/۰۹۸	۰/۱۰۴	۰/۱۰۸	۰/۱۱۱	۰/۱۱۳	۰/۱۱۵

پس ظرفیت خارج از صفحه دیوار به صورت رابطه (۱۰) حاصل می‌شود؛

$$P_c = \frac{M_{d2}}{\alpha L^2} = \frac{7200}{0.0823 \times 9^2} = 1080 \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (10)$$

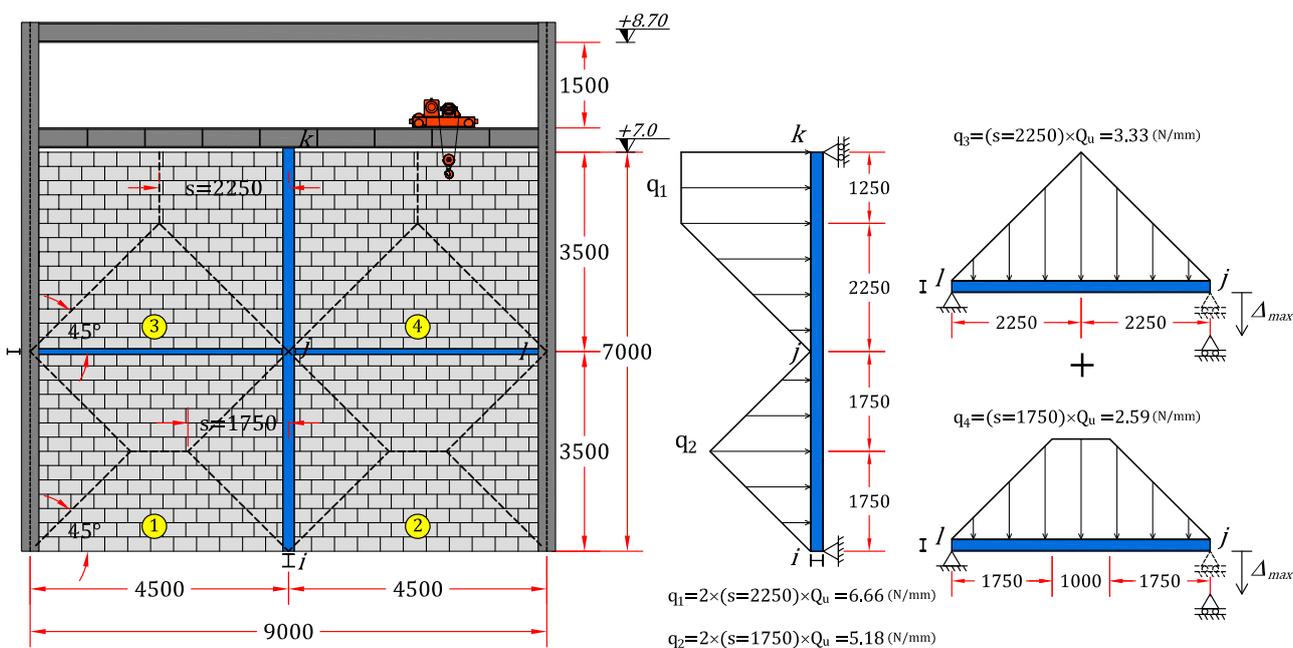
نهایتاً نسبت تقاضا به ظرفیت مطابق رابطه (۱۱) برابر خواهد بود با؛

$$\left(\frac{D}{C}\right)_{ratio} = \frac{Q_u}{P_c} = \frac{1480}{1080} = 1.37 > 1 \text{ NOT OK} \quad (11)$$

مشاهده می‌شود که نسبت تقاضا به ظرفیت دیوار برای نوارهای کامپوزیتی افقی ۲ لایه با پوشش کامل دیوار هم بزرگتر از ۱ حاصل شده است. بنابراین الزامی است از روش‌های دیگر جهت تسلیح دیوار مذکور استفاده نمود.

۲-۱-۱- طراحی تسلیحات مورد نیاز بر اساس عملکرد دوطرفه زیرپانل‌ها (استفاده از وادارهای میانی):

در این مثال مطابق شکل (۲) از وادارهای میانی جهت تقسیم ابعاد کلی پانل، به زیر پانل‌هایی کوچک‌تر استفاده خواهد شد.



شکل ۲: تقسیم پانل کلی به ۴ زیر پانل با استفاده از وادار و سهم بارگیری دو طرفه بر اساس تئوری خطوط تسلیم.

وجود وادارهای میانی علاوه بر آن که امکان تسلیح مؤثر و بهینه دیوار تقسیم شده به ابعاد کوچک‌تر را میسر می‌سازد، زمینه را جهت تعریف شرایط مرزی جدید مطلوب طراح فراهم می‌آورد. به عنوان مثال چنانچه مطابق شکل (۲) از یک وادار قائم میانی در وسط دهانه و دو وادار افقی میانی در طرفین آن در تراز ۳/۵ متر استفاده شود، علاوه بر آنکه ابعاد کلی ۹ متر در ۷ متر به ۴ ساب پانل با ابعاد ۴/۵ متر در ۳/۵ متر تقسیم می‌گردد که خود سبب افزایش شدید کارایی تسلیحات می‌باشد، این امکان را نیز به طراح می‌دهد تا برای دو ساب پانل تحتانی از شرایط تکیه‌گاهی نوع (E) با ۴ لبه مقید استفاده نموده و تنها دو پانل فوقانی دارای لبه فوقانی آزاد (شرایط تکیه‌گاهی نوع (A) باشند.

وجود لبه آزادی که فاقد اتصال کشویی به عضو سازه‌ای پشتیبان باشد، خود یک نقطه ضعف به شمار آمده و کنترل عواقب ناشی از آن در تسلیح دیواری با ابعاد بزرگ به مراتب بسیار سخت‌تر از پانلی با ابعاد کوچکتر است. چه بسا در برخی موارد با افزایش ضخامت دیوار و یا حتی کاربرد قوی‌ترین تسلیحات (هم به لحاظ کمی مانند تعداد لایه‌های کامپوزیت و درصد پوشش و هم به لحاظ کیفی از جمله شبکه سرتاسری یا استفاده از الیاف با مقاومت بالاتر و طبعاً هزینه بالاتر) نیز میسر نباشد. لذا همان‌طور که ذکر شد، برای این مثال مطابق شکل (۲) از یک وادار قائم میانی و یک وادار افقی میانی در تراز ۳/۵ متر که توسط وادار قائم قطع شده به دو قسمت با طول مساوی ۴/۵ متر در طرفین آن تبدیل شده است استفاده می‌شود.

مهار خارج از صفحه هر یک از دو زیر پانل تحتانی (پانل‌های شماره ۱ و ۲ که کاملاً شرایط مشابه هم دارند) می‌تواند با استفاده از شرایط تکیه‌گاهی نوع E (مقید در هر ۴ لبه) در ابتدا با فرض عدم وجود هیچگونه تسلیحات (پانل غیر مسلح) مطابق ذیل صورت گیرد؛ پانل در جهت قائم غیر مسلح بوده و ظرفیت آن با لحاظ مدول گسیختگی مربوطه [۱]، مطابق رابطه (۱۲) محاسبه می‌شود؛

$$M_{d1} = \phi_1 \frac{f_{r1} t^2}{6} = 0.6 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 2200 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (12)$$

پانل در جهت افقی نیز غیر مسلح بوده و ظرفیت آن مطابق رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود؛

$$M_{d2} = \phi_2 \lambda \frac{f_{r2} t^2}{6} = 0.6 \times 0.7 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 1540 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (13)$$

لذا نسبت اورتوگنال برای پانل تحتانی مطابق رابطه (۱۴) حاصل می‌شود؛

$$\mu = \frac{M_{d1}}{M_{d2}} = \frac{2200}{1540} = 1.43 \quad (14)$$

با توجه به نسبت اورتوگنال برابر ۱/۴۳ و نسبت ابعادی (h/L) برابر ۰/۷۷۸ و با استفاده از درون‌یابی مقادیر مندرج در جدول (۲)، مقدار α برابر ۰/۰۲۸۸ حاصل می‌شود.

جدول ۲: ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوارهای دارای تکیه‌گاه در هر چهار لبه

شرایط مرزی پانل بنیایی	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۳/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰	۰/۰۳۸	۰/۰۴۶	۰/۰۵۲	۰/۰۵۸
	۲/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۰۲۳	۰/۰۳۳	۰/۰۴۱	۰/۰۴۹	۰/۰۵۶	۰/۰۶۱
	۲/۰	۰/۰۰۶	۰/۰۱۴	۰/۰۲۵	۰/۰۳۶	۰/۰۴۴	۰/۰۵۲	۰/۰۵۹	۰/۰۶۴
	۱/۵	۰/۰۰۷	۰/۰۱۶	۰/۰۲۸	۰/۰۳۹	۰/۰۴۸	۰/۰۵۶	۰/۰۶۳	۰/۰۶۸
	۱/۰	۰/۰۰۸	۰/۰۱۸	۰/۰۳۰	۰/۰۴۲	۰/۰۵۱	۰/۰۵۹	۰/۰۶۶	۰/۰۷۱
	۰/۸	۰/۰۱۰	۰/۰۲۱	۰/۰۳۵	۰/۰۴۶	۰/۰۵۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۱	۰/۰۷۶
	۰/۶	۰/۰۱۲	۰/۰۲۵	۰/۰۴۰	۰/۰۵۳	۰/۰۶۲	۰/۰۷۰	۰/۰۷۶	۰/۰۸۱
	۰/۵	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

پس ظرفیت خارج از صفحه دیوار به صورت رابطه (۱۵) حاصل می‌شود؛

$$P_c = \frac{M_{d2}}{\alpha L^2} = \frac{1540}{0.0288 \times 4.5^2} = 2639 \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (15)$$

با توجه به آن که پانل غیر مسلح است، بار زلزله (832 N/m^2) باید در ۱/۶۷ ضرب شود. این ضریب مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ از تقسیم ضریب رفتار جزء مسلح (۲/۵) به ضریب رفتار جزء غیرمسلح (۱/۵) حاصل می‌شود. نیروی زلزله حاصله (1386 N/m^2) همچنان کم‌تر از نیروی باد (1480 N/m^2) است. لذا همچنان بار حاکم بر طراحی (Q_u)، بار باد بوده و نهایتاً نسبت تقاضا به ظرفیت مطابق رابطه (۱۶) برابر خواهد بود؛

$$\left(\frac{D}{C} \right)_{ratio} = \frac{Q_u}{P_c} = \frac{1480}{2639} = 0.56 < 1 \text{ OK} \quad (16)$$

مشاهده می‌شود که نسبت تقاضا به ظرفیت پانل‌های تحتانی حتی بدون وجود کوچکترین تسلیحات نیز کوچک‌تر از یک است. همان‌طور که ذکر شد علاوه بر کوچک شدن دهانه‌ها بواسطه وجود وادارها و همچنین امکان بهره‌گیری از شرایط مرزی جدید قابل تعریف در پانل‌های کوچک شده تحتانی، نیازی به تسلیح جهت مهار خمش خارج از صفحه وجود ندارد. مهار خارج از صفحه هر یک از دو زیر پانل فوقانی (پانل‌های شماره ۳ و ۴ که کاملاً شرایط مشابه هم دارند)، حسب شرایط حاکم بر مسئله می‌بایست از شرایط تکیه‌گاهی نوع A (لبه آزاد فوقانی) انتخاب گردد. در ابتدا محاسبات با فرض عدم وجود تسلیحات (پانل غیر مسلح) مطابق ذیل صورت گیرد؛

پانل در جهت قائم غیر مسلح بوده و ظرفیت آن با لحاظ مدول گسیختگی مربوطه [۱]، مطابق رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود؛

$$M_{d1} = \phi_1 \frac{f_{r1} t^2}{6} = 0.6 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 2200 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (17)$$

پانل در جهت افقی نیز غیر مسلح بوده و ظرفیت آن مطابق رابطه (۱۸) محاسبه می‌شود؛

$$M_{d2} = \phi_2 \lambda \frac{f_{r2} t^2}{6} = 0.6 \times 0.7 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 1540 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (18)$$

لذا نسبت اورتوگنال برای پانل تحتانی مطابق رابطه (۱۹) حاصل می‌شود؛

$$\mu = \frac{M_{d1}}{M_{d2}} = \frac{2200}{1540} = 1.43 \quad (19)$$

با توجه به نسبت اورتوگنال برابر $1/43$ و نسبت ابعادی (h/L) برابر 0.778 و با درون‌یابی مقادیر مندرج در جدول (۱)، مقدار α برابر 0.057 حاصل می‌شود. پس ظرفیت خارج از صفحه دیوار به صورت رابطه (۲۰) حاصل می‌شود؛

$$P_c = \frac{M_{d2}}{\alpha L^2} = \frac{1540}{0.057 \times 4.5^2} = 1332 \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (20)$$

نهایتاً نسبت تقاضا به ظرفیت مطابق رابطه (۲۱) برابر خواهد بود؛

$$\left(\frac{D}{C} \right)_{ratio} = \frac{Q_u}{P_c} = \frac{1480}{1332} = 1.11 > 1 \text{ NOT OK} \quad (21)$$

مشاهده می‌شود که نسبت تقاضا به ظرفیت پانل‌های فوقانی در صورت عدم وجود تسلیحات بزرگتر از یک شده و لذا تسلیحات لازم است. از نوارهای افقی ۱ لایه به عرض 500 میلی‌متر و به فواصل مرکز تا مرکز 1 متر استفاده می‌شود. ظرفیت خمش خارج از صفحه افقی هر متر ارتفاع پانل مطابق رابطه (۲۲) محاسبه خواهد شد؛

$$M_{d2} = \phi_2 \frac{w_f}{s_{fv}} T_{fu} t = 0.9 \times \frac{500}{1000} \times \left(1 \times \frac{1000}{0.05} \right) \times 0.2 = 1800 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (22)$$

قبل از تعیین نسبت اورتوگنال لازم است کفایت میزان تسلیحات مطابق رابطه (۲۳) کنترل شود؛

$$(M_{d2})_{Unreinforced} = \phi_2 \lambda \frac{f_{r2} t^2}{6} = 0.6 \times 0.7 \times \frac{0.55 \times (200)^2}{6} = 1540 \left(\frac{N.m}{m} \right) < M_{d2} = 1800 \left(\frac{N.m}{m} \right) \quad (23)$$

مطابق رابطه (۲۳)، مشاهده می‌شود که ظرفیت حاصله ناشی از تسلیح دیوار در جهت افقی با استفاده از 1 لایه شبکه ییاف افقی، از ظرفیت دیوار غیر مسلح در جهت مربوطه بیشتر است؛ لذا نسبت اورتوگنال برای پانل کلی دیوار مطابق رابطه (۲۴) حاصل می‌شود؛

$$\mu = \frac{M_{d1}}{M_{d2}} = \frac{2200}{1800} = 1.22 \quad (24)$$

با توجه به نسبت اورتوگنال برابر $1/22$ و نسبت ابعادی (h/L) برابر 0.778 و با درون‌یابی مقادیر مندرج در جدول (۱)، مقدار α برابر 0.0584 حاصل می‌شود. پس ظرفیت خارج از صفحه دیوار به صورت رابطه (۲۵) حاصل می‌شود؛

$$P_c = \frac{M_{d2}}{\alpha L^2} = \frac{7200}{0.0584 \times 4.5^2} = 1521 \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (25)$$

نهایتاً نسبت تقاضا به ظرفیت مطابق رابطه (۲۶) برابر خواهد بود با:

$$\left(\frac{D}{C}\right)_{ratio} = \frac{Q_u}{P_c} = \frac{1480}{1521} = 0.97 < 1 \quad OK \quad (26)$$

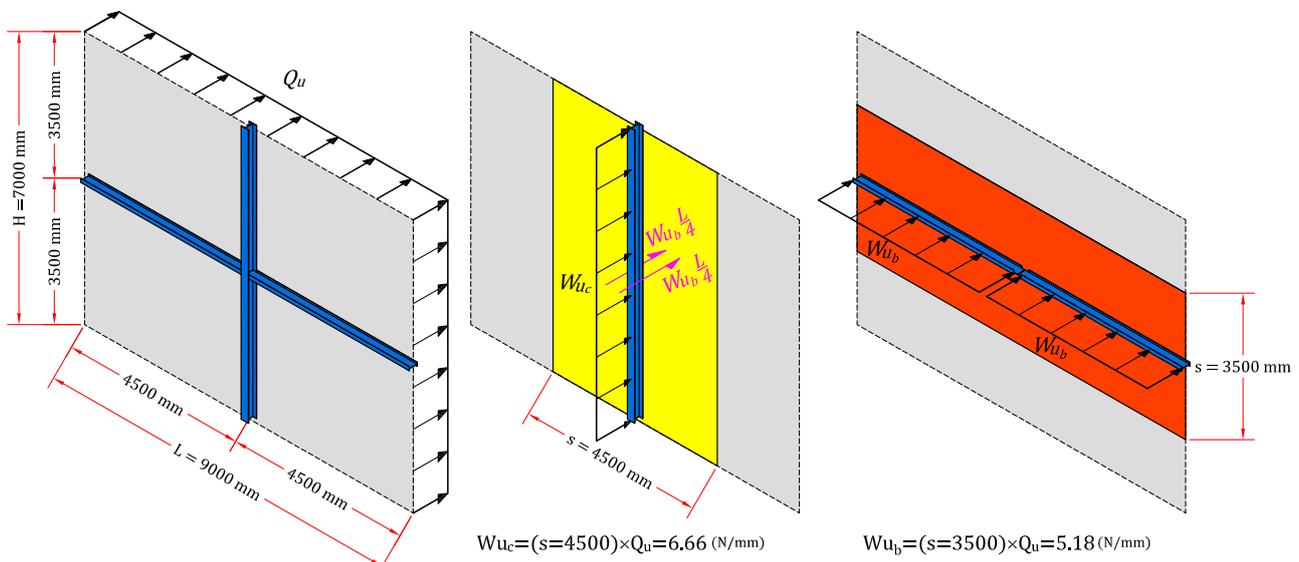
مشاهده می‌شود که نسبت تقاضا به ظرفیت پانل‌های فوقانی برای نوارهای کامپوزیتی افقی ۱ لایه با پوشش ۵۰ درصدی سطح دیوار (۰.۵) کوچک‌تر از ۱ حاصل شده و لذا تسلیح صورت‌گرفته مؤثر است. بنابراین برای مهار خارج از صفحه دیوار، کافی است تا تنها پانل‌های فوقانی با نسبت ۵۰ درصد سطح با الیاف ۱ لایه پوشانده شود. مساحت مورد نیاز برای کامپوزیت شبکه الیاف در این حالت مطابق رابطه (۲۷) حاصل خواهد شد.

$$(A_{FRCM})_{Required} = n \times \gamma \times 2 \times (A_{Panel\ 3\&4} = lh) = 1 \times 0.5 \times 2 \times (4.5 \times 3.5) = 15.75 \text{ (m}^2\text{)} \quad (27)$$

در رابطه فوق، n تعداد لایه‌های کامپوزیت شبکه الیاف است. مطابق رابطه (۲۷)، جهت مهار خمش خارج از صفحه دیوار تقسیم شده به ۴ زیر پانل توسط واردارها، تنها ۱۵/۷۵ متر مربع کامپوزیت شبکه الیاف نیاز خواهد بود. این در حالی است تسلیح پانل کلی به ابعاد ۹ متر در ۷ متر (عدم وجود وادارهای میانی)، مطابق رابطه (۱۱)، حتی با ۲ لایه کامپوزیت شبکه الیاف و به شکل تمام پوشش (۱۲۶ متر مربع) نیز میسر نگردد. استفاده از تمامی مزایای فوق‌الذکر، با این فرض است که وادارها کفایت لازم جهت تبدیل پانل کلی به ۴ زیر پانل و مهار نیروهای خارج از صفحه منتقله از دیوار را خواهند داشت. لذا طراحی وادارها برای نیروهای پیش‌گفته الزامی است.

۲-۲- طراحی وادار:

مطابق تئوری خطوط تسلیم، خطوط مشخص شده با خط‌چین سهم بارگیر هر یک از دو وادار افقی میانی و وادار قائم را مشخص نموده و لذا بارگذاری واقعی در واحد طول هر کدام از وادارها مطابق شکل (۲) خواهد بود. به جهت راحتی محاسبات و در جهت اطمینان، از بارگذاری گسترده یکنواخت بر روی وادارها مطابق شکل (۳) استفاده خواهد شد؛



شکل ۳: بارگذاری با فرضیات ساده کننده برای عرض بارگیر جهت طراحی در جهت اطمینان وادارها.

۲-۲-۱- طراحی وادار قائم:

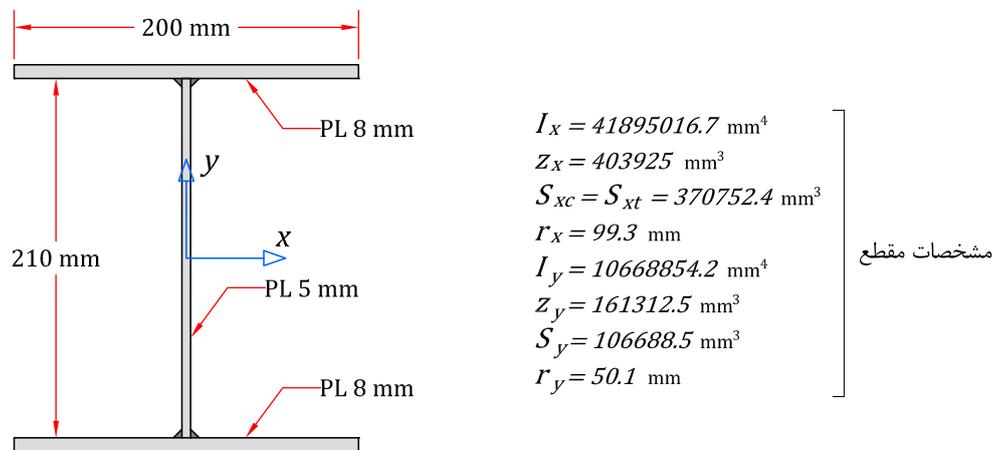
وادار قائم عضوی خمشی است که بر اساس بارگذاری مندرج در شکل (۳) دارای لنگر ماکزیمم ضربیداری در وسط دهانه خود (تراز ۳/۵+ متر) مطابق رابطه (۲۸) خواهد بود.

$$M_u = \frac{W_{uc}H^2}{8} + \frac{P_uH}{4} = \frac{W_{uc}H^2}{8} + \frac{W_{ub}(\frac{L}{2})H}{4} = \frac{6.66 \times 7000^2}{8} + \frac{5.18 \times (\frac{9000}{2}) \times 7000}{4} = 81585000 \text{ (N.mm)} \quad (28)$$

جهت حدس اولیه برای مقطع مورد نیاز و با فرض $(M_n = M_p = Zfy)$ ، مطابق رابطه (۲۹) خواهیم داشت؛

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow z \geq \frac{M_u}{\phi f_y} = \frac{81585000}{0.9 \times 235.36} = 385155 \text{ (mm}^3\text{)} \quad (29)$$

از مقطع I شکل با مشخصات مندرج در شکل (۴) استفاده می‌شود.



شکل ۴: مشخصات مقطع انتخابی

لازم به ذکر است که انتخاب ابعاد بال و جان مقطع، بر اساس ترکیبی از شرایط هندسی حاکم مانند ضخامت دیوار و ضوابط و الزامات دستورالعمل‌های مربوطه [۲] جهت رعایت الزامات حداقلی ابعاد مهار دیوار از یکسو و نتایج حاصل از طراحی مقطع فولادی از سوی دیگر صورت می‌گیرد. به عنوان مثال بر اساس ضوابط دستورالعمل‌های مربوطه عرض جان مهار در بر دارنده دیوار باید حداقل به میزان ضخامت دیوار بعلاوه ۱۰ میلی‌متر باشد. از این رو فاصله خالص بال‌ها برابر ۲۱۰ میلی‌متر انتخاب شده است.

همچنین عرض بال وادار قائم باید از دو برابر فاصله جداساز بعلاوه ۳۰ میلی‌متر بیشتر باشد. البته برای وادار میانی فاصله جداسازی الزامی نبوده و دیوار می‌تواند از بر وادار چیده شود. بنابراین حداقل عرض بال باید ۶۰ میلی‌متر باشد. این مقدار می‌تواند طی پروسه طراحی تغییر نماید. به هر حال انتخاب واداری با عرض بال ۲۰۰ میلی‌متر به عنوان حدس اولیه برای مقطع فوق، باعث خواهد شد که وادار میانی از هر سو به میزان ۱۰۰ میلی‌متر دیوار را در بر داشته باشد.

۲-۲-۱-۱- کنترل لاغری بال و جان مقطع I شکل ساخته شده از ورق:

لاغری بال و جان مقطع I شکل ساخته شده از ورق، جهت تعیین مقاومت اسمی خمشی نهایی (M_n) ، می‌بایست مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳] به شرح زیر مورد کنترل قرار گیرد؛

مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی، مرز فشردگی و غیر فشردگی (λ_{pf}) و مرز غیر فشردگی و لاغری (λ_{rf}) بال مقطع I شکل ساخته شده از ورق به ترتیب از روابط (۳۰) و (۳۱) حاصل می‌شود.

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 11.07 \quad (30)$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{f_L}} \rightarrow \lambda_p = 0.95 \sqrt{\frac{0.617 \times 199947.98}{0.7 \times 235.36}} = 26 \quad (31)$$

در رابطه (۳۱)، k_c از رابطه (۳۲) حاصل شده است. همچنین از آنجا که مقطع متقارن بوده و تفاوتی بین اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری و اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی وجود ندارد، مطابق ضوابط مبحث دهم F_L برابر 0.7 تنش تسلیم در نظر گرفته شده است.

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76 \quad (32)$$

در رابطه فوق (h) مطابق تعاریف مبحث دهم، فاصله وجوه داخلی بال‌ها (فاصله خالص بال‌ها) و برابر 210 میلی‌متر است. لاغری بال مقطع انتخابی (λ_f) مطابق رابطه (۳۳) تعیین خواهد شد.

$$\lambda_{pf} < \lambda_f = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100}{8} = 12.5 < \lambda_{rf} \quad (33)$$

از آنجا که لاغری بال مقطع (λ_f)، بزرگتر از حد فشردگی آن (λ_{pf}) و کوچکتر از حد لاغری آن (λ_{rf}) است، لذا بال مقطع غیرفشرده خواهد بود. همچنین مرز فشردگی و غیر فشردگی (λ_{pw}) و مرز غیر فشردگی و لاغری (λ_{rw}) جان مقطع I شکل ساخته شده از ورق به ترتیب از روابط (۳۴) و (۳۵) حاصل می‌شود.

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 109.59 \quad (34)$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 5.7 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 166.14 \quad (35)$$

لاغری جان مقطع انتخابی (λ_w) مطابق رابطه (۳۶) تعیین خواهد شد.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{210}{5} = 42 < \lambda_{pw} \quad (36)$$

نظر به آنکه لاغری جان مقطع (λ_w)، کوچکتر از حد فشردگی آن (λ_{pw}) است، لذا جان مقطع فشرده خواهد بود.

با توجه به روابط (۳۳) و (۳۶)، از ضوابط مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی مقاطع I شکل با بال غیرفشرده و جان فشرده حول محور قوی (بند ۱۰-۲-۳ مبحث دهم) استفاده می‌شود.

مطابق این بند، لنگر خمشی اسمی برابر کوچکترین دو مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی و کمانش موضعی بال فشاری در نظر گرفته می‌شود. از آنجا که بواسطه وجود دیوار در دو طرف جان، امکان پیچش در وادار وجود نداشته و وادار با مهار جانبی کافی بال فشاری در سراسر خود فرض می‌گردد ($I_b \leq I_p$). بنابراین لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نبوده و مقاومت خمشی اسمی تنها بر اساس کمانش موضعی بال فشاری غیر فشرده‌اش مطابق رابطه (۳۷) تعیین می‌گردد.

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 f_y S_x) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (37)$$

در رابطه فوق، K_x اساس مقطع الاستیک حول محور قوی مقطع است و M_p حاصل ضرب تنش تسلیم در اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی (Z_x) است. با جایگذاری مقادیر اساس مقطع الاستیک و پلاستیک حاصل از شکل (۴) و نیز مقادیر لاغری بال (λ_f) حاصل از رابطه (۳۳) و حدود لاغری برای بال فشرده (λ_{pf}) و بال غیرفشرده (λ_{rf}) که به ترتیب از روابط (۳۰) و (۳۱) حاصل شده است، در رابطه (۳۷) مقدار لنگر خمشی اسمی برابر ۹۱۸۲۴۷۶۰ نیوتن-میلی متر حاصل خواهد شد.

نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی وادار قائم مطابق رابطه (۳۸) خواهد بود.

$$\left(\frac{D}{C}\right)_{Flexure} = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{81585000}{0.9 \times 91824670} = 0.987 < 1 \quad OK \quad (38)$$

۲-۲-۱-۲-۲- کنترل برش:

بر اساس بارگذاری مندرج در شکل (۳) برش ماکزیمم ضریبدار در دو انتهای وادار قائم، مطابق رابطه (۳۹) محاسبه می شود.

$$V_u = \frac{W_{uc}H}{2} + \frac{P_u}{2} = \frac{W_{uc}H}{2} + \frac{W_{ub}\left(\frac{L}{2}\right)}{2} = \frac{6.66 \times 7000}{2} + \frac{5.18 \times \left(\frac{9000}{2}\right)}{2} = 34965 \text{ (N)} \quad (39)$$

مطابق بند ۲-۶-۲-۱۰ مبحث دهم، مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل تحت اثر برش در صفحه جان از رابطه (۴۰) محاسبه می شود.

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 235.36 \times (210 + 2 \times 8) \times 5 \times 1 = 159574 \text{ (N)} \quad (40)$$

لازم به ذکر است که در رابطه فوق، A_w مساحت جان است که برابر حاصل ضرب عمق کلی مقطع ($d=h+2t_f$) در ضخامت جان (t_w) می باشد. همچنین C_{v1} ضریب مقاومت برشی جان بوده که برای مقاطع I شکل ساخته شده از ورق و بدون سخت کننده جان، با توجه به رابطه (۴۱) برابر ۱ لحاظ شده است.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{210}{5} = 42 < 1.1 \sqrt{\frac{k_y E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{5.34 \times 199947.98}{235.36}} = 74.08 \rightarrow C_{v1} = 1 \quad (41)$$

نسبت تقاضا به ظرفیت برشی وادار قائم مطابق رابطه (۴۲) خواهد بود؛

$$\left(\frac{D}{C}\right)_{Shear} = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{34965}{0.9 \times 159574} = 0.243 < 1 \quad OK \quad (42)$$

۲-۲-۲- طراحی وادار افقی (تیرک میانی):

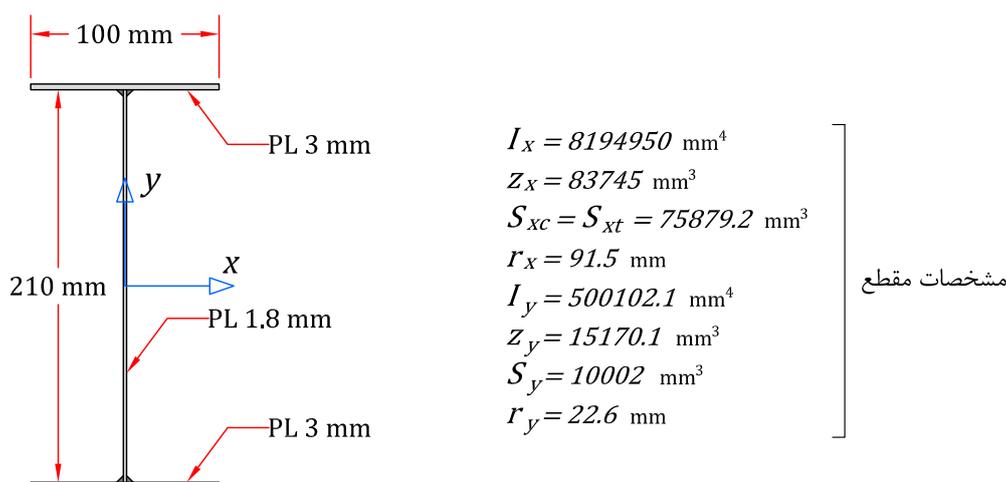
هر یک از دو وادار افقی که در تراز $+3/5$ متر و در طرفین وادار قائم قرار دارند، به لحاظ هندسه پانل و بارگذاری کاملاً یکسان و متقارن بوده و لذا طراحی برای یک وادار افقی به عنوان عضوی خمشی با بارگذاری مندرج در شکل (۳) طرح خواهد شد. هر وادار افقی دارای لنگر ماکزیمم ضریبدار در وسط دهانه خود مطابق رابطه (۴۳) خواهد بود.

$$M_u = \frac{W_{ub}\left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{5.18 \times \left(\frac{9000}{2}\right)^2}{8} = 13111875 \text{ (N. mm)} \quad (43)$$

جهت حدس اولیه برای مقطع مورد نیاز و با فرض ($M_n = M_p = Z f_y$)، مطابق رابطه (۴۴) خواهیم داشت؛

$$M_u \leq \phi M_n \rightarrow z \geq \frac{M_u}{\phi f_y} = \frac{13111875}{0.9 \times 235.36} = 618900 \text{ (mm}^3\text{)} \quad (44)$$

از مقطع I شکل با مشخصات مندرج در شکل (۵) استفاده می شود.



شکل ۵: مشخصات مقطع انتخابی

مطابق ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ [۴]، وادار افقی می‌بایست پس از چیده شدن آخرین رج پانل‌های تحتانی، کاملاً بر روی دیوار چیده شده قرار گیرد تا هیچگونه وزن ثقلی دیوار فوقانی بر روی آن وارد نشود. چنانچه وادار افقی مطابق شکل (۳) از طریق جان بر روی دیوار چیده شده پایینی قرار گیرد (به گونه‌ای که محور اصلی خمش وادار در امتداد ارتفاع دیوار قرار گیرد)، می‌بایست فاصله خالص بال‌های وادار مجدداً برابر ۲۱۰ میلی‌متر (ضخامت دیوار بعلاوه ۱۰ میلی‌متر بادخور) انتخاب شود. از سوی دیگر، مطابق ضوابط این دستورالعمل عرض بال وادار افقی باید حداقل به میزان ۳۰ میلی‌متر بلوک‌های قرار گرفته در هر سوی جان (پانل بالا و پایین) را در بر گیرد. بنابراین بعنوان حدس اولیه برای مقطع فوق از عرض بال ۱۰۰ میلی‌متر مطابق شکل (۵) استفاده می‌شود. اگرچه وادار افقی عضوی خمشی است که تحت نیروی فشاری قرار ندارد، لکن در زمان زلزله ممکن است تحت نیروی فشاری وارده از سمت ستون قرار گیرد؛ لذا در جهت اطمینان بهتر است لاغری آن (kl/r_{min}) از ۲۰۰ بیشتر نشود؛

لذا با فرض ضریب طول مؤثر عضو برابر ۱ و لحاظ طول ۴۵۰۰ میلی‌متری وادار، شعاع ژیراسیون مینی‌موم عضو باید از ۲۲/۵ میلی‌متر بیشتر باشد. همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، مقطع انتخابی با عرض و ضخامت بال و جان نشان‌داده شده در شکل مذکور، دارای شعاع ژیراسیون مینی‌موم ۲۲/۶ میلی‌متر بوده و لذا انتخاب ضخامت ۱/۸ میلی‌متر برای جان (بعنوان حدس اولیه برای شروع طراحی) مناسب به نظر می‌رسد.

۲-۲-۱- کنترل لاغری بال و جان مقطع I شکل ساخته شده از ورق:

مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی، مرز فشردگی و غیر فشردگی بال (λ_{pf}) و نیز مرز غیر فشردگی و لاغری بال (λ_{rf}) مقطع I شکل ساخته شده از ورق به ترتیب از روابط (۴۵) و (۴۶) حاصل می‌شود.

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 11.07 \quad (45)$$

$$\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{f_L}} \rightarrow \lambda_p = 0.95 \sqrt{\frac{0.37 \times 199947.98}{0.7 \times 235.36}} = 20.14 \quad (46)$$

در رابطه (۴۶)، k_c از رابطه (۳۲) و با جایگذاری مقادیر h و t_w مندرج در شکل (۵) حاصل شده است. همچنین مطابق ضوابط مبحث دهم F_L برابر 0.7 تنش تسلیم در نظر گرفته شده است. لاغری بال مقطع انتخابی (λ_f) مطابق رابطه (۴۷) تعیین خواهد شد.

$$\lambda_{pf} < \lambda_f = \frac{b/2}{t_f} = \frac{50}{3} = 16.67 < \lambda_{rf} \quad (47)$$

بر اساس رابطه (۴۷)، بال غیرفشرده است.

همچنین مرز فشردگی و غیر فشردگی جان (λ_{pw}) و مرز غیر فشردگی و لاغری جان (λ_{rw}) مقطع I شکل ساخته شده از ورق به ترتیب از روابط (۴۸) و (۴۹) حاصل می‌شود.

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 109.59 \quad (48)$$

$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \lambda_p = 5.7 \sqrt{\frac{199947.98}{235.36}} = 166.14 \quad (49)$$

لاغری جان مقطع انتخابی (λ_w) مطابق رابطه (۵۰) تعیین خواهد شد.

$$\lambda_{pw} < \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{210}{1.8} = 116.67 < \lambda_{rw} \quad (50)$$

از آنجا که لاغری جان مقطع (λ_w)، بزرگتر از حد فشردگی آن ($\lambda_{pw}=109.59$) و کوچکتر از حد لاغری آن ($\lambda_{rw}=166.14$) است، لذا جان مقطع نیز غیرفشرده خواهد بود.

با توجه به روابط (۴۷) و (۵۰)، از ضوابط مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی مقاطع I شکل با بال و جان غیرفشرده حول محور قوی (بند ۱۰-۲-۵-۴ مبحث دهم) استفاده می‌شود.

مطابق این بند، لنگر خمشی اسمی برابر کوچکترین چهار مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی، تسلیم بال فشاری، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته می‌شود. از آنجا که بواسطه وجود دیوار در دو طرف جان وادار افقی، امکان پیچش در وادار وجود ندارد، نیازی به لحاظ حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی نیست. همچنین به دلیل آنکه مقطع متقارن بوده و اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی با اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور اصلی برابر است ($S_{xc}=S_{xt}$)، نیازی به لحاظ حالت حدی تسلیم بال کششی هم نیست. بنابراین مقاومت خمشی اسمی کوچکترین دو مقدار حاصل از حالت حدی تسلیم بال فشاری (M_{n1}) و کمانش موضعی بال فشاری (M_{n2}) خواهد بود.

۲-۲-۲-۲- تسلیم بال فشاری (M_{n1}):

مقاومت خمشی اسمی مقطع (M_{n1}) از رابطه (۵۱) حاصل می‌شود.

$$M_{n1} = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} f_y S_{xc} \quad (51)$$

در رابطه فوق، R_{pc} ضریب پلاستیک جان بر اساس حالت حدی تسلیم بال فشاری است که با توجه به اینکه نسبت ممان اینرسی بال فشاری مقطع به ممان اینرسی حول محور ضعیف ($I_{yc}/I_y \approx 0.5$)، بزرگتر از 0.23 است و در عین حال نظر به آن که مطابق رابطه (۵۰)، لاغری جان بزرگتر از حد لاغری برای جان فشرده ($\lambda_w > \lambda_{pw}$) است، لذا ضریب پلاستیک جان از رابطه (۵۲) حاصل خواهد شد.

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) = \frac{83745 \times 235.36}{75879.2 \times 235.36} - \left(\frac{83745 \times 235.36}{75879.2 \times 235.36} - 1 \right) \left(\frac{116.67 - 109.59}{166.14 - 109.59} \right) = 1.09 \quad (52)$$

لازم به ذکر است که در رابطه فوق، M_{yc} لنگر تسلیم نسبت به بال فشاری و برابر $F_y S_{xc}$ است که با توجه به تقارن مقطع برابر اساس مقطع الاستیک حول محور قوی مقطع است و M_p حاصل ضرب تنش تسلیم در اساس مقطع پلاستیک حول محور قوی (Z_x) است. بنابراین M_{n1} مطابق رابطه (۵۳) محاسبه خواهد شد؛

$$M_{n1} = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} f_y S_{xc} = 1.0906 \times 235.36 \times 75879.2 = 19466232 \text{ (N.mm)} \quad (53)$$

۲-۲-۳- تسلیم بال فشاری (M_{n1}):

مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی، برای مقاطع با بال غیرفشرده، مقاومت خمشی اسمی مقطع (M_{n2}) از رابطه (۵۴) حاصل می‌شود.

$$M_{n2} = R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (54)$$

کلیه متغیرها پیش‌تر معرفی و حاصل شده‌اند. لذا طبق رابطه (۵۵) داریم؛

$$M_{n2} = 1.09 \times 235.36 \times 75879.2 - (1.09 \times 235.36 \times 75879.2 - 0.7 \times 75879.2) \left(\frac{16.67 - 11.07}{20.14 - 11.07} \right) = 15174939 \text{ (N.mm)} \quad (55)$$

لذا مطابق رابطه (۵۶) خواهیم داشت؛

$$M_n = \text{Min} (M_{n1}, M_{n2}) = \text{Min} (19466232, 15174939) = 15174939 \text{ (N.mm)} \quad (56)$$

نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی وادار افقی مطابق رابطه (۵۷) خواهد بود.

$$\left(\frac{D}{C} \right)_{\text{Flexure}} = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{13111875}{0.9 \times 91824670} = 0.96 < 1 \text{ OK} \quad (57)$$

۲-۲-۴- کنترل برش:

بر اساس بارگذاری مندرج در شکل (۳) برش ماکزیمم ضریب‌دار در دو انتهای وادار افقی، مطابق رابطه (۵۸) محاسبه می‌شود.

$$V_u = \frac{W_{ub} \left(\frac{l}{2} \right)}{2} = \frac{5.18 \times \left(\frac{9000}{2} \right)}{2} = 11655 \text{ (N)} \quad (58)$$

ضریب مقاومت برشی جان (C_{v1})، از رابطه (۵۹) حاصل خواهد شد؛

$$\frac{h}{t_w} = \frac{210}{1.8} = 116.67 > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{5.34 \times 199947.98}{235.36}} = 74.08 \rightarrow C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 0.635 \quad (59)$$

لذا مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل تحت اثر برش در صفحه جان وادار افقی مطابق رابطه (۶۰) محاسبه می‌شود.

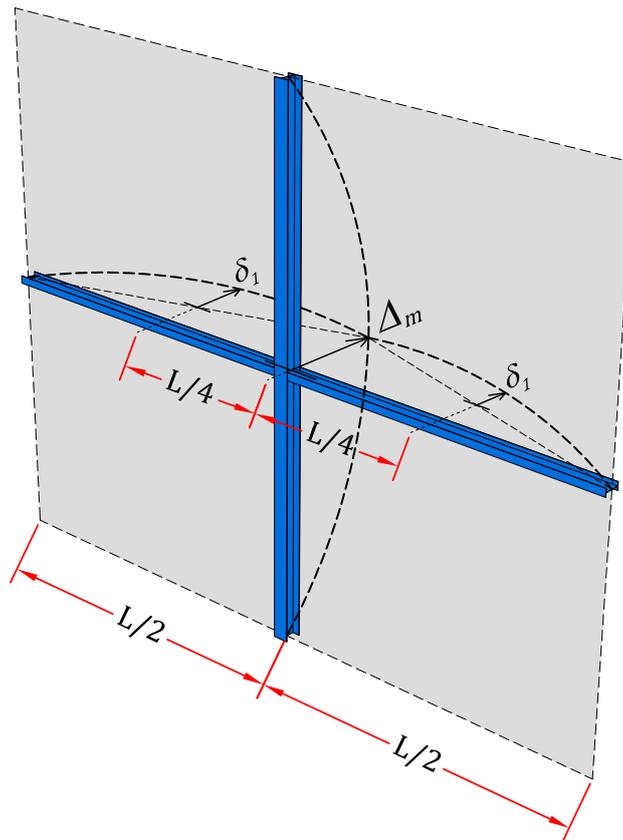
$$V_n = 0.6 f_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 235.36 \times (210 + 2 \times 3) \times 1.8 \times 0.635 = 34867 \text{ (N)} \quad (60)$$

نسبت تقاضا به ظرفیت برشی وادار افقی مطابق رابطه (۶۱) خواهد بود؛

$$\left(\frac{D}{C} \right)_{\text{Shear}} = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{11655}{0.9 \times 34867} = 0.371 < 1 \text{ OK} \quad (61)$$

۲-۳- کنترل خیز (معیار پذیرش در برابر بار باد):

بر اساس بارگذاری مندرج در شکل (۳)، پر واضح است که خیز برون صفحه ماکزیمم مطابق شکل (۶) در وسط دهانه وادار قائم (محل تلاقی با وادارهای افقی) روی می‌دهد. این خیز مطابق رابطه (۶۲) ناشی از بارگذاری گسترده یکنواخت وارد بر وادار قائم (Δ_1) و بار متمرکز در وسط دهانه ناشی از برش منتقله از وادارهای افقی (Δ_2) است.



شکل ۶: تغییر شکل وادارها جهت محاسبه خیزهای بیشینه کلی و موضعی

$$\Delta_m = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(W_{uc})_{Serv} H^4}{EI_{Tie-column}} + \frac{1}{48} \frac{(P_u)_{Serv} H^3}{EI_{Tie-column}} = \frac{5}{384} \frac{(W_{uc}) H^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{(\frac{W_{ub}}{1.6})(\frac{L}{2}) H^3}{EI} \quad (62)$$

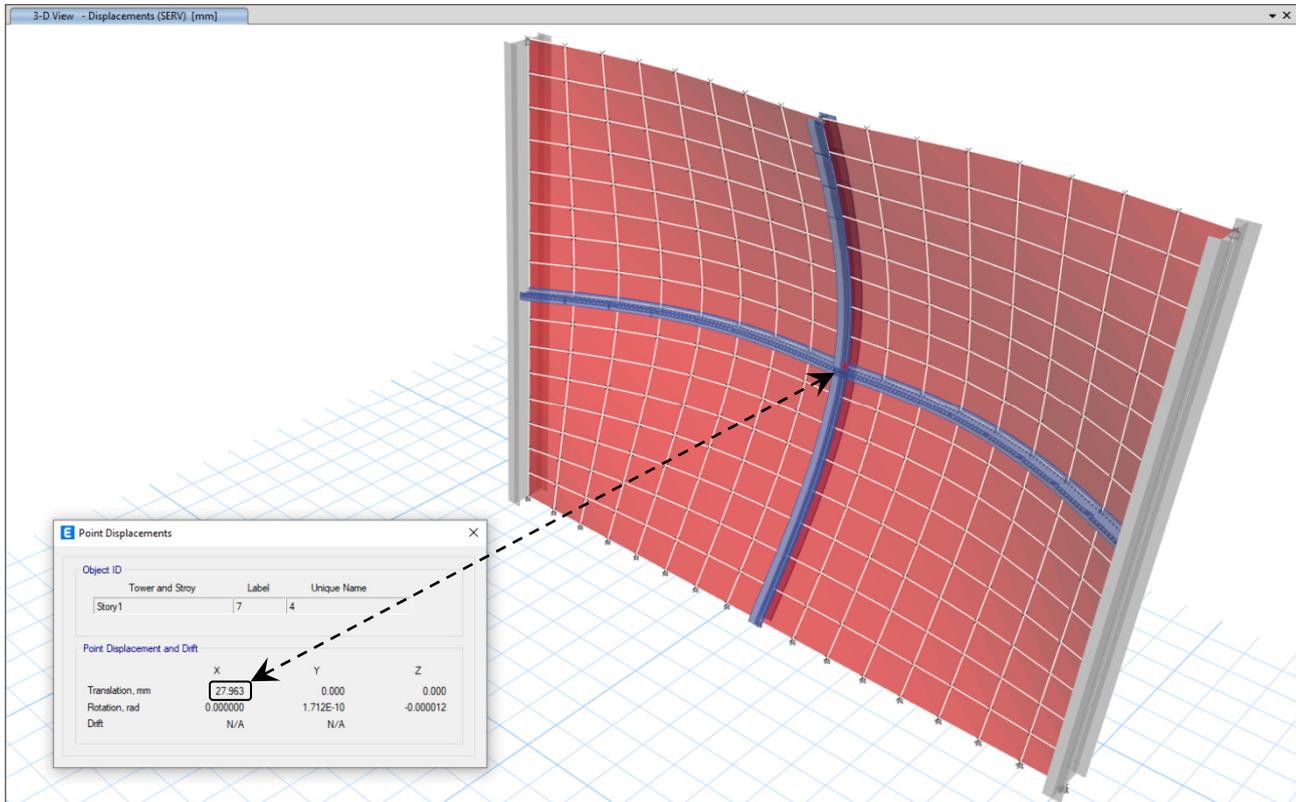
باید توجه داشت که کنترل الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری، باید بر اساس بارهای بدون ضریب باشد. به همین دلیل بارهای اعمالی بر وادارهای افقی (W_{ub}) و قائم (W_{uc}) بر ضریب افزایش بار $1/6$ مربوط به ترکیب بار شماره ۴ روش ضرایب بار و مقاومت (که در ابتدای کار در تعیین نیروی باد اعمال گردیده بود)، تقسیم شده تا بارگذاری مؤثر که با اندیس $Serv$ در رابطه (۶۲) نشان داده شده است جهت کنترل تغییر مکان حاصل شوند. با لحاظ مدول الاستیسیته برابر $199947.98 \times 41895016.7$ مگاپاسکال و ممان اینرسی وادار قائم ($I_{Tie-column}$) حول محور اصلی مطابق شکل (۴)، تغییر مکان بیشینه در مرکز وادار قائم مطابق رابطه (۶۳) محاسبه خواهد شد؛

$$\Delta_m = \left(\frac{5}{384}\right) \frac{\left(\frac{6.66}{1.6}\right) \times 7000^4}{199947.98 \times 41895016.7} + \left(\frac{1}{48}\right) \frac{\left(\frac{5.18}{1.6}\right) \left(\frac{9000}{2}\right) \times 7000^3}{199947.98 \times 41895016.7} = 15.53 + 12.43 = 27.96 \text{ mm} \quad (63)$$

مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی المان محدود وادارهای نگهدارنده دیوار مورد بررسی با نتایج به‌دست آمده از محاسبات تئوری در خصوص خیز بیشینه وسط وادار (Δ_m) مطابق رابطه (۶۳)، در شکل (۷) نشان داده شده است.

از آنجا که وادار، نگهدارنده دیوار محسوب می‌شوند، نمی‌توانند خیزی بیشتر از حداکثر تغییر مکان مجاز دیوار داشته باشند. پس منطقی است که خیز محاسبه شده طبق رابطه (۶۳) به ماکزیمم تغییر مکان خارج از صفحه دیوار تحت اثر باد محدود گردد. این معیار در ضابطه

۷۱۴ سازمان برنامه بودجه [۵] در خصوص دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح شده به الیاف برابر $L/120$ ارائه شده که L را فاصله بین تکیه‌گاه‌های جدار بیرونی دیوار معرفی نموده است.



شکل ۷: تغییر مکان حاصل از مدل‌سازی المان محدود پانل جهت مقایسه با محاسبات دستی

کنترل معیار خیز در مثال مورد بررسی با توجه به ماهیت و تغییر شکل دیوار و شرایط تکیه‌گاهی تعریف شده، می‌بایست در دو بخش پنل کلی (با ابعاد ۹ متر در ۷ متر) و پنل تقسیم شده بواسطه وجود وادار (۳/۵ متر در ۴/۵ متر) صورت گیرد. طبیعتاً در پانل کلی (۹ متر در ۷ متر)، L برابر حداقل ارتفاع و طول دهانه تعریف شده و کنترل خیز مطابق رابطه (۶۴) صورت خواهد گرفت؛

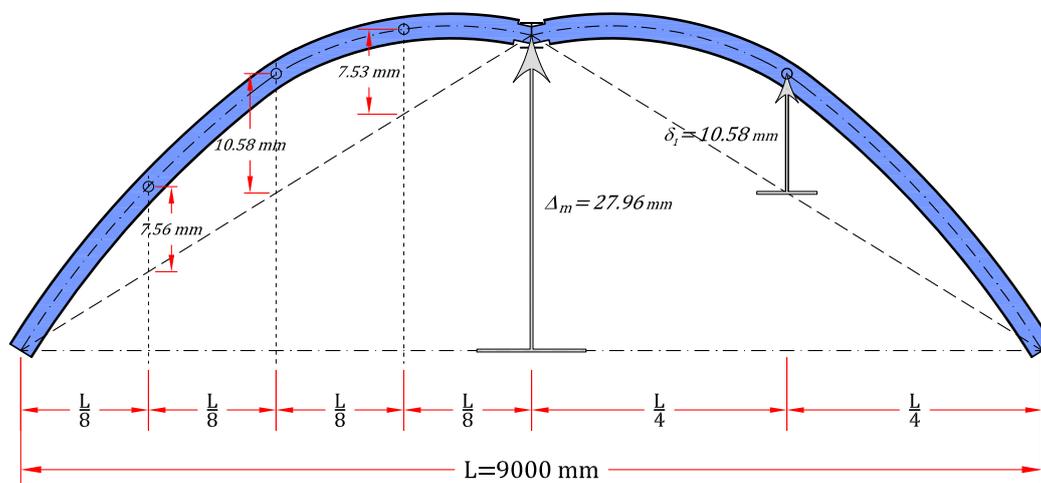
$$\Delta_{max} = 27.96 \text{ mm} \leq \Delta_{all} = \frac{L}{120} = \frac{\min(7000, 9000)}{120} = 58.3 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (64)$$

اما بر اساس تئوری صفحات و پوسته‌ها، جهت جلوگیری از ترک دیوار، خیز بیشینه می‌بایست با توجه به شیب المان تغییر شکل یافته نیز کنترل گردد. عبارت دیگر، تغییر مکان اتفاق افتاده در راستای عمود بر محور طولی واسط بین هر دو نقطه دلخواه که نسبت به هم جایابی داشته‌اند نیز باید کنترل گردد. مطابق شکل (۶) تغییر مکان مذکور (δ_1) در هر یک از ۴ پانل مشابه، بین دو نقطه وسط ارتفاع وادار قائم و نقطه نظیر روی ستون، مقدار ماکزیمم خواهد داشت.

آشکار است که تغییر مکان پیش‌گفته (δ_1)، با توجه به ممان اینرسی وادار افقی ($I_{Tie-beam}$) مندرج در شکل (۵)، مطابق رابطه (۶۵) حاصل خواهد شد؛

$$\delta_1 = \frac{5 (W_{up})_{Serv} (\frac{L}{2})^4}{384 EI_{Tie-beam}} = \frac{5 (\frac{W_{ub}}{1.6}) (\frac{L}{2})^4}{384 EI_{Tie-beam}} = \left(\frac{5}{384} \right) \frac{(\frac{5.18}{1.6}) \times 9000^4}{199947.98 \times 8194950} = 10.5 \text{ mm} \quad (65)$$

مقایسه نتایج حاصل از مدل سازی المان محدود وادارهای نگهدارنده دیوار مورد بررسی با نتایج به دست آمده از محاسبات تئوری در خصوص خیز بیشینه موضعی وسط وادار افقی در هر ساب پنل (δ_1) مطابق رابطه (۶۵)، در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل ۸: نتایج حاصل از مدل سازی المان محدود وادار در خصوص تغییر مکان خارج از صفحه در تراز ۳/۵+ متر

بنابراین کنترل الزامات بهره برداری برای هر یک از ۴ ساب پنل مورد بررسی مطابق رابطه (۶۶) صورت می پذیرد.

$$\delta_1 = 10.5 \text{ mm} \leq \Delta_{all} = \frac{L}{120} = \frac{\min(3500, 4500)}{120} = 29.2 \text{ mm} \rightarrow OK \quad (66)$$

لازم به یادآوری است که کنترل های صورت گرفته برای خیز وادارها، بر اساس بارگذاری گسترده یکنواخت ساده شده و محافظه کارانه مطابق شکل (۳) بوده است. حال آنکه بارگذاری واقعی وارد بر وادارها بر اساس رفتار دو طرفه و منطبق بر شکل (۲) صورت می گیرد. بنابراین نسبت تنش های واقعی برش و خمش در طرح وادارها و مقادیر خیزهای محاسبه شده، در عمل مقادیری کمتر خواهند داشت. با این حال بهتر است ورق های مورد استفاده در ساخت وادارها، کوچک تر از ضخامت های مندرج در شکل های (۴) و (۵) انتخاب نشوند. نکته پایانی شایان ذکر در این مثال، طراحی ادوات اتصال دیوار به ستون های کناری است. بر اساس شرایط تکیه گاهی در نظر گرفته شده برای دیوار به صورت نوع A (۳ لبه مفید و لبه فوقانی آزاد) برای دو پانل فوقانی و نوع E (۴ لبه مفید) برای دو پانل تحتانی و همچنین نظر به استفاده از وادارهای میانی با مقطع I شکل که توانایی دربرگرفتن (مهاریش خارج از صفحه) را در امتداد پیوسته خود دارند، لذا تنها می بایست لزوم طراحی پروفیل های نگهدارنده دیوار هر یک از ۴ زیر پانل ۱ تا ۴ در محل تلاقی با ستون های کناری بررسی گردد. طراحی پروفیل اتصال مذکور با لحاظ دریافت درون صفحه و متعاقباً فاصله لازم جهت جداسازی دیوار از ستون های پیرامونی صورت می گیرد که در مشخصات مثال مورد بررسی بدان اشاره ای نشده و در مقالات بعدی به طور مفصل مورد بررسی خواهد بود.

منابع

- [۱] دستورالعمل طراحی و اجرای دیوارهای بنایی محوطه، ویرایش دوم. مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی - وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان - دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، ۱۴۰۳.
- [۲] راهنمای طراحی لرزه ای دیوارهای بنایی غیر سازه ای مسلح به میلگرد بستر (ضابطه شماره ۷۲۹)، ویرایش اول. سازمان برنامه و بودجه - معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی امور نظام فنی و اجرایی، ۱۳۹۵.

- [۳] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی)، ویرایش ۵. وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان - دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، ۱۴۰۱.
- [۴] پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، طراحی لرزه‌ای و اجرای اجزای غیرسازه‌ای معماری، ویرایش ۴. دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، ۱۳۹۸.
- [۵] دستورالعمل طراحی سازه‌ای و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمانها (ضابطه شماره ۷۱۴) - بازنگری اول. سازمان برنامه و بودجه - معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی امور نظام فنی و اجرایی، ۱۴۰۱.