

محاسبات طراحی و جزئیات اجرایی نوعی دیوار جداکننده کامپوزیتی جدید

محمدرضا تابش پور

هیأت علمی، دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه صنعتی شریف

tabeshpour@sharif.edu

چکیده

جلوگیری از شکست برون صفحه دیوار پرکننده تاثیر مهمی در کاهش خسارات و تلفات لرزه ای دارد. یکی از مهم ترین نقاط ضعف در سازه های مختلف در زلزله به خصوص سازه های بتنی، انسجام نامناسب دیوارها و عدم اتصال مناسب آن به سازه است. در نتیجه در رفتارهای درون صفحه و برون صفحه این دیوارها دچار شکست شده و منجر به زیان های اقتصادی و تلفات جانی می شوند. ضمناً رعایت نکردن اصول طراحی و اجرای درست منجر به ایجاد پدیده هایی چون طبقه نرم، ستون کوتاه و پیچش در سازه های بتنی می شود. ابداع محصولاتی نوین برای اجرا در دیوار که این معایب را نداشته باشد از مهم ترین ضروریات صنعت ساختمان در ایران است. در این مقاله ضمن معرفی یک محصول دانش بنیان و نوین در این زمینه، بر اساس داده های حاصل از نتایج آزمایشگاهی، محاسبات عددی مربوط به طراحی خمش برون صفحه این نوع دیوار ارائه می شود

کلمات کلیدی: دیوار پرکننده، جداگر (تیغه)، شکست خارج از صفحه، محاسبات طراحی

1. مقدمه

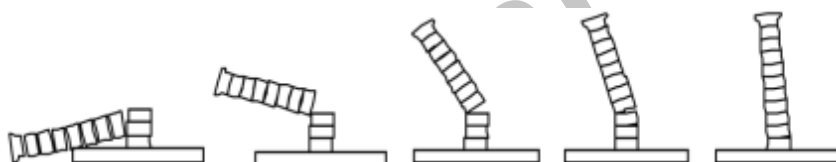
هرچند انواع دیوارهای غیر باربر و جدا کننده در تقریباً تمامی ساختمانها وجود دارد ولی متأسفانه برای اجرای درست این دیوارها تقریباً محاسبات منسجمی وجود ندارد و همچنین جزئیات اجرایی مناسب برای اتصال انواع دیوارها به سقف یا نحوه جدا کردن آنها از ستون ها وجود ندارد. در این مقاله برای نوعی دیوار جدید که در امتداد ارتفاع بصورت یکپارچه اجرا می شود بر اساس استاندارد 2800 محاسبات مربوط به تحمل نیروهای خارج از صفحه برای بارهای باد و زلزله انجام شده و اتصال مناسبی برای ایجاد تکیه گاه مناسب در بالا و پایین دیوار پیشنهاد شده است. در شکل 1 شکست خارج از صفحه یک دیوار نشان داده شده است. معمولاً در زلزله های شدید دیوارها در شکست خارج از صفحه فرو ریخته و تبدیل به آوار می شوند. وقوع این مود شکست به دو دلیل زیر است: ریز بودن قطعات آجر و

عدم اتصال دیوار به سقف و کناره ها و فقط تکیه کردن به کنش قوسی

در صورت عدم وجود اتصال مناسب بین دیوار و سقف، ممکن است دیوار به صورت طره ای عمل کند و در خمش خارج از صفحه شکسته شود. در شکل 2 نحوه شکست و فروریزش یک دیوار طره مشاهده می شود. اگر دیوار به سقف اتصال مناسبی نداشته باشد و امکان کنش قوسی نیز فراهم نباشد آنگاه چنین شکستی رخ می دهد. در شکل های 3 و 4 نمونه هایی از شکست خارج از صفحه دیوار مشاهده می شود.



شکل 1 فروریزش جزئی دیوار پرکننده آجری غیر مسلح در خمش خارج از صفحه



شکل 2 ریزش دیوار در خمش خارج از صفحه

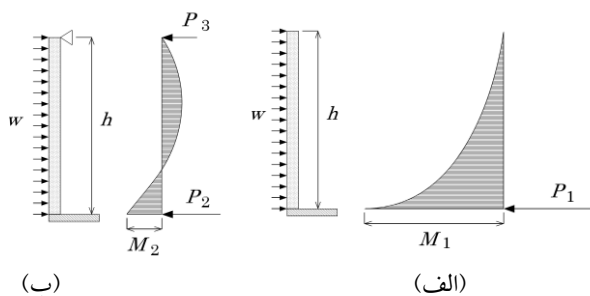


شکل 4 شکست خارج از صفحه‌ی دیوار باربر و
اتصال نامناسب آن به سقف خرابی

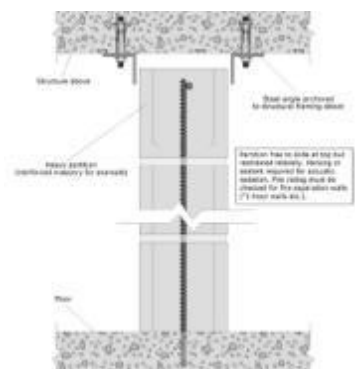


شکل 3 شکست خارج از صفحه‌ی دیوار و چرخش آن
مانند یک جسم صلب

در شکل 5 مدل دیوار طره‌ای تحت بار جانبی، نشان داده شده است. اگر قسمت فوقانی دیوار، مهار شود (توسط اتصال مناسب به سقف) آن‌گاه ممان خمشی در دیوار شدیداً کاهش می‌یابد (مقدار ممان در حالت طره‌ای 4 برابر ممان در حالت وجود اتصال فوقانی دیوار است). در شکل 6 جزئیات اجرایی اتصال دیوار مجزا از قاب مشاهده می‌شود.



شکل 5 مقایسه‌ی دیاگرام ممان در دو حالت دیوار، الف: بدون اتصال به سقف، ب: وجود اتصال با سقف



شکل 6 جزئیات اجرایی اتصال دیوار مجزا از قاب

2. محاسبات طراحی نوعی دیوار کامپوزیت مسلح



شکل 7 پانل کامپوزیت مسلح (با اسم تجاری ایزی‌وال)

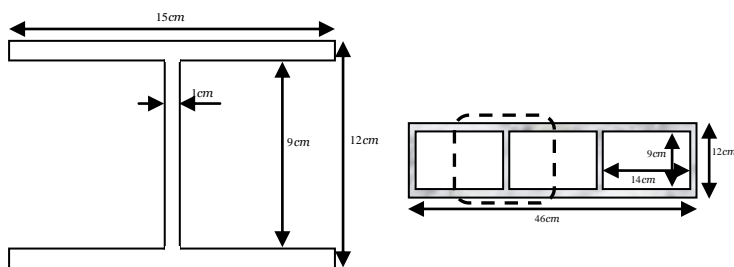
2-1- خواص مقطع پانل

در شکل زیر مقطع پانل نشان داده شده است.

ممان اینرسی مقطع برابر است با:

$$I = \frac{15 \times 12^3}{12} - \frac{14 \times 9^3}{12} = 1310 \text{ cm}^4$$

$$A = 15 \times 12 - 14 \times 9 = 54 \text{ cm}^2$$



شکل 8 مقطع پانل

2-2- خواص مکانیکی پانل

بر اساس آزمایشهای متعددی که بصورت هدفمند برای تعیین خواص مکانیکی و مقاومتی این نوع پانل انجام شده است، می توان مقادیر زیر را برای طراحی در نظر گرفت:

$$\sigma_t = 4.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت کششی حاصل از آزمایش:}$$

$$f_{ta} = 4.3/1.5 = 2.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش کششی مجاز:}$$

$$f_{ta} = 2.9 \times 1.33 = 3.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش کششی مجاز در ترکیب بار زلزله یا باد:}$$

$$\sigma_c = 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت فشاری حاصل از آزمایش:}$$

$$f_c = 12 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش فشاری مجاز در فشار محض:}$$

$$f_c = 0.7 \times 12 = 8.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش فشاری مجاز در خمش:}$$

$$\sigma_v = 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت برشی حاصل از آزمایش:}$$

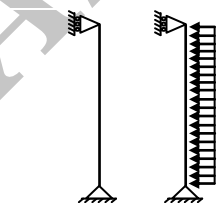
$$f_{va} = 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش برشی مجاز:}$$

$$f_{ta} = 3 \times 1.33 = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ تنش برشی مجاز در ترکیب بار زلزله یا باد:}$$

$$E = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ مدول یانگ:}$$

2-3- مود تغییر شکل خارج از صفحه و مدل سازی

یکی از متداولترین مودهای شکست در سازه های آجری، شکست خارج از صفحه ای دیوارها است. در حالت شکست برون صفحه ای معمولاً یکی از مودهای زیر رخ می دهد.



شکل 10 مدل تیر دوسر مفصل



شکل 9 مودهای تغییر شکل برون صفحه

2-4- کنترل و طراحی تحت بارهای جانبی

در اینجا بر اساس بارگذاری زلزله استاندارد 2800 و بارگذاری باد بر اساس مبحث ششم مقررات ملی، کنترل های طراحی انجام می شود.

2-4-1- کنترل برای بار زلزله

نیروی اینرسی عمود بر دیوار براساس بند «2-6» استاندارد 2800 از رابطه‌ی زیر به دست می آید:

$$F_p = 0.7 AIW_p \quad (4-4)$$

F_p = نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار،

W_p = وزن دیوار و ملحقات آن

نیروی اینرسی برابر است با:

$$F_p = 0.7 AIW_p = 0.7 \times 0.35 \times 1.4 \times (35 + 15) = 17 \text{ kg/m}^2 = 0.0017 \text{ kg/cm}^2$$

بار گسترده در پهنه 15 سانتیمتری مساویست با:

$$w = 15 \text{ cm} \times 0.0017 \text{ kg/cm}^2 = 0.0255 \text{ kg/cm}$$

ممان خمشی ناشی از این بار در ارتفاع دیوار بصورت زیر است:

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

$$c = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$I = 1310 \text{ cm}^4$$

تنش کششی ناشی از خمش در قسمت میانی دیوار برابر است با:

$$f_t = \frac{0.0255 \times h^2}{8} \times 6 = 2.9 \Rightarrow h = 4.5 \text{ m}$$

یعنی در زلزله شدید، تا ارتفاع 4/5 متر بدون کلاف قائم می توان دیوارهای درونی را اجرا کرد، به شرط آنکه کنترل جابه‌جایی برآورده شود.

کنترل جابه‌جایی:

بر اساس استاندارد باید خیز نسبی قسمت میانی دیوار کمتر از 0/005 باشد:

$$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$$

$$\delta = \frac{5wh^4}{384EI} = \frac{5wh^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.0255 \text{ kg/cm} \times 450^4}{384 \times 5000 \times 1310} = 2.1 \text{ cm} < \frac{450}{200} \text{ cm} \quad \text{ok.}$$

2-4-2- کنترل برای بار باد

مطابق ضوابط ارائه شده در مبحث ششم، مقدار بار باد وارده به سطح بادگیر A از رابطه زیر به دست می آید:

$$F = PA$$

$$P = C_e C_q q$$

$$F = C_e C_q q A$$

C_e و C_q از جدول (2-6-6) مبحث ششم و q از جدول (1-6-6) مبحث ششم تعیین می شود.

2-4-2-1- ساختمان 6 طبقه در تهران:

از آنجا که طیف وسیعی از ساختمانها در تهران کمتر از شش طبقه است در اینجا بطور نوعی محاسبات برای یک ساختمان شش طبقه ارائه می شود.

بار با برای یک متر مربع دیوار

$$F_{wind} = C_e C_q q A = 1.9 \times 0.8 \times 50 \times 1 = 76 \text{ kg/m}^2 = 0.0076 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 15 \text{ cm} \times 0.0076 \text{ kg/cm}^2 = 0.114 \text{ kg/cm}$$

σ_c در مورد دیوار پرکننده بین قابها فقط ناشی از وزن دیوار است ولی در مورد دیوار موجود در سازه ی بنایی شامل وزن دیوار به علاوه ی سربار سقف است. البته توجه شود که در سازه ی بنایی، بار زلزله به طراحی خمش خارج از صفحه ی دیوار، حاکم می شود.

$$\sigma_t - \sigma_c \leq \sigma_{ta}$$

$$f_t = \frac{Mc}{I} - \frac{N}{A} \leq f_{ta}$$

طول واحد از دیوار در نظر گرفته شود.

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

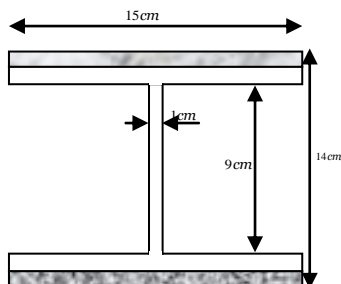
$$c = \frac{13}{2} = 6.5 \text{ cm}$$

$$I = 1580 \text{ cm}^4$$

تنش کششی ناشی از خمش در وسط دیوار مساویست با:

$$f_t = \frac{0.114 \times 280^2}{8} \times 6 - \frac{35}{54} = 4.4 = 1.2 f_{ta}$$

توجه شود که وجود نمای بیرونی و نازک کاری درونی در دیوارهای پیرامونی باعث افزایش ممان اینرسی می شود. با فرض شکل زیر برای نمای بیرونی و نازک کاری داخلی می توان ممان اینرسی دیوار تقویت شده را محاسبه کرد.



شکل 11 اضافه شدن نما و پوشش به مقطع پانل

این ممان اینرسی برابر است با:

$$I = \frac{15 \times 14^3}{12} - \frac{14 \times 9^3}{12} = 2580 \text{ cm}^4$$

و اکنون می توان تنش کششی ناشی از خمش را محاسبه کرد:

$$f_t = \frac{0.114 \times 280^2}{8} \times \frac{12}{2580} - \frac{35}{54} = 1.95 < f_{ta}$$

ملاحظه می شود که دیوارهای پیرامونی نیز مشکلی در تحمل نیروهای باد ندارند.

همچنین باید تنش های برشی در تکیه گاه ها کنترل شود.

کنترل برش:

$$f_v = \frac{0.114 \times 280 / 2}{10 \times 1} = 1.6 < f_{va} \quad \text{ok.}$$

2-5- بحرانی ترین حالت

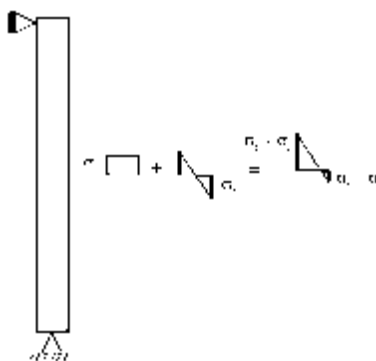
از آنجا که شدت بار باد با افزایش ارتفاع سازه افزایش می یابد و میزان آن نیز در نقاط مختلف کشور متفاوت است، بحرانی ترین حالت مثلاً برای یک سازه بلند در بادخیزترین نقطه (مثلاً اردبیل) نیز بررسی می شود تا کفایت مقاومت دیوار اثبات شود.

بار باد برای یک متر مربع دیوار مساویست با:

$$\text{بار باد: } F_{wind} = C_e C_q q A = 3 \times 0.8 \times 84.5 \times 1 = 203 \text{ kg / m}^2 = 0.0203 \text{ kg / cm}^2$$

$$w = 15 \text{ cm} \times 0.0203 \text{ kg / cm}^2 = 0.305 \text{ kg / cm}$$

در شکل 12 توزیع تنش در شکست خارج از صفحه ی دیوار، ناشی از وزن دیوار (σ_c) به علاوه بار جانبی زلزله (یا باد) نشان داده شده است.



شکل 12 توزیع تنش در شکست خارج از صفحه ی دیوار

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

$$c = \frac{12}{2} = 6 \text{ cm}$$

در اینجا دو حالت بررسی می شود:

بدون نما و نازک کاری:

در این حالت ممان اینرسی برابر است با:

$$I = 1310 \text{ cm}^4$$

تنش کششی ناشی از خمش مساویست با:

$$f_t = \frac{\frac{0.305 \times 280^2}{8} \times 6}{1310} - \frac{35}{54} = 13 \text{ kg / cm}^2$$

با نما و نازک کاری:

در این حالت ممان اینرسی برابر است با:

$$I = 2580 \text{ cm}^4$$

و تنش کششی بصورت زیر است:

$$f_t = \frac{\frac{0.305 \times 280^2}{8} \times 6}{2580} - \frac{35}{54} = 6.3 \text{ kg / cm}^2 > f_t \quad N.G. \Rightarrow$$

یعنی باید از کلاف قائم یا افقی در دیوارهای پیرامونی استفاده شود.

در اینجا حالت کلاف قائم بررسی می شود. با توجه به عرض بلوک ها (46 سانتیمتر) می توان حالات زیر را فرض کرد:

فاصله کلاف ها: 92 سانتی متر، یا 138 سانتی متر، یا 184 سانتی متر، یا 230 سانتی متر

اجرای کلاف قائم در فواصل 138 سانتی متر بدون اثرات مثبت پوشش های درونی و بیرونی (کاملاً محافظه کارانه):

$$I = 1310 \text{ cm}^4$$

$$f_t = \frac{\frac{0.305 \times 138^2}{8} \times 6}{1310} = 3.3 \text{ kg / cm}^2 < f_{ta} \quad ok.$$

برای دیوارهای مرتفع تر نیز می توان از کلاف های قائم به فاصله 138 استفاده کرد.

اجرای کلاف قائم در فواصل 230 سانتی متر با اثرات مثبت پوشش های درونی و بیرونی:

$$I = 2580 \text{ cm}^4$$

$$f_t = \frac{\frac{0.305 \times 184^2}{8} \times 6}{2580} = 3.0 \text{ kg / cm}^2 < f_{ta} \quad ok.$$

برای دیوارهای مرتفع تر نیز می توان از کلاف های قائم به فاصله 230 استفاده کرد.

2-6- کنترل برای بار زلزله بر اساس ویرایش جدید آیین نامه آمریکا

در ویرایش جدید آیین نامه آمریکا نیروی وارده به دیوارها در ترازهای بالاتر ساختمان افزایش می یابد. این نیرو از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F_{p=} = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{Z}{h}\right)$$

که بحرانی ترین حالت با فرض مقادیر زیر رخ می دهد:

$$S_{DS} = A(S+1) = 2.5A = 2.5 \times 0.35 = 0.875$$

$$a_p = 1.0$$

$$R_p = 2.5$$

$$I_p = 1.0 \text{ or } 1.5$$

$$\left(1 + 2 \frac{Z}{h}\right) = 1 \text{ to } 3$$

$$F_{p-\min} = \frac{0.4 \times 1 \times 0.875 \times (35+15) \times 1}{2.5} \times 1 = 7 \text{ kg/m}^2 \quad \text{پایین ترین طبقه ساختمان مسکونی در تهران}$$

$$F_{p-\max} = \frac{0.4 \times 1 \times 0.875 \times (35+15) \times 1.5}{2.5} \times 3 = 31.5 \text{ kg/m}^2 \quad \text{بالا ترین طبقه بیمارستان در تهران}$$

$$w = 31.5 \times 15 / 10000 = 0.047 \text{ kg/cm}$$

محافظه کارانه

$$f_t = \frac{0.047 \times h^2}{8} \times 6 = 2.9 \Rightarrow h = 3.5 \text{ m}$$

یعنی بالاترین طبقه یک بیمارستان در تهران بدون کلاف قائم تا 3/5 متر امکان اجرا دارد.

پانل مجوف

$$I = \frac{15 \times 13^3}{12} - \frac{14 \times 10^3}{12} = 1580 \text{ cm}^4 = 0.6 \times 2470 \text{ cm}^4$$

$$A = 15 \times 13 - 14 \times 10 = 55 \text{ cm}^2 = 0.28 \times 195 \text{ cm}^2$$

پانل توپر

$$I = \frac{15 \times 13^3}{12} = 2746 \text{ cm}^4$$

$$A = 15 \times 13 = 195 \text{ cm}^2$$

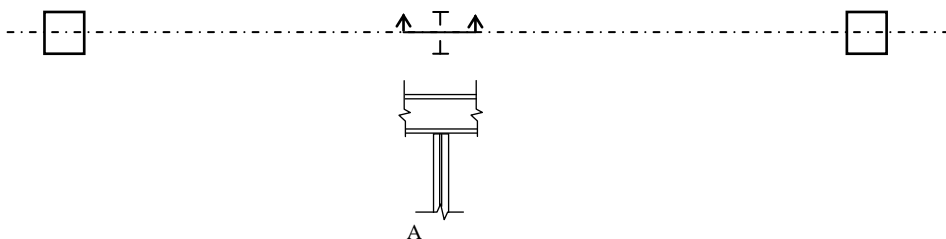
یعنی:

حجم مصالح مصرفی در حالت مجوف 28٪ حالت توپر است، و

ممان اینرسی حالت مجوف 60٪ حالت توپر است!

جزئیات کلاف قائم:

در شکل زیر جزئیات اجرای کلاف قائم مشاهده می شود.



شکل 13 جزئیات کلاف قائم میانی



شکل 14 اتصال نبشی ورقی به سقف با کمک میخ، ایجاد تکیه گاه مناسب برای پانل (مجوز کتبی از شرکت بنای رسیس، ایزی وال)

3. نتیجه گیری

روشی مناسب برای اجرای دیوار جداکننده بر اساس یکی از محصولات بومی ارائه شد. همچنین محاسبات لازم برای کنترل شکست برون صفحه آن بر اساس نتایج حاصل از آزمایش برای خواص مکانیکی دیوار انجام شد.

4. قدردانی

از شرکت بنای رسیس (مبتکر و سازنده محصولات دیوار ایزی وال) به خاطر همکاری در ارائه تصاویر آموزشی روش اجرا و نصب پانل ایزی وال تشکر می شود.

5. مراجع

- [1]. شرکت بنای رسیس، مبتکر و تولیدکننده پانل سبک ایزی وال به صورت کامپوزیت مسلح: <http://www.easywall.ir>.
- [2]. آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، "استاندارد 84-2800"، ویرایش سوم، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، 1384.
- [3]. طرح و اجرای ساختمانهای با مصالح بنایی، مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان، 1384.
- [4]. تابش پور، محمدرضا؛ «دیوار پرکننده آجری در قابهای سازه‌ای»، انتشارات فدک ایستاتیس، تهران، 1388.
- [5]. Andrew Charleson, "SEISMIC DESIGN FOR ARCHITECTS", 2008 Elsevier.