جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح به میلگرد بستر

ضابطه شماره ۷۲۹

معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی

امور نظام فنی و اجرایی

nezamfanni.ir

۱۳۹۵

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:**	**۹۵/۱۱۰۴۳۸۰**
	تاریخ:	**۱۳۹۵/۱۲/۲۶**

موضوع: راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح به میلگرد بستر

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست ضابطه شماره ۷۲۹ امور نظام فنی و اجرایی، با عنوان «راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح به میلگرد بستر» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۶/۰۴/۰۱ الزامی است.

امور نظام فنی و اجرایی این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

ش ش: ۱۵۳۷۶۸۱

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایراد و اشکال نیست.

از این‌رو، از ***شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه –مرکز تلفن ۳۳۲۷۱

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

Email: nezamfanni@mporg.ir **web: nezamfanni.ir**

باسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از مصالح بنایی در بسیاری از کشورها از جمله ایران، کاربرد فراوانی در ساخت و ساز دارد و به طـور گسـترده در المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. دلیل این امر ویژگی‌های مناسب این نوع مصالح می‌باشـد که در طول صدها سال گذشته کارآمدی خود را به اثبات رسانده‌اند. بر اسـاس تجربیـات و مطالعـات گذشـته لازم اسـت دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای نه تنها دارای تسلیحات حداقلی برای تامین شکل‌پذیری باشند، بلکه لازم اسـت بـا اتصـالات مناسب، دیوار از سازه اصلی جدا شود.

با توجه به اهمیت مبحث تقویت دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای، «راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهـای بنـایی غیرسـازه‌ای مسلح به میلگرد بستر» در دستور کار قرار گرفت پس از تهیه و بررسی، براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، آیین‌نامـه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران و طبق نظام فنی و اجرایی کشور (مصوب شماره– ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۰۴/۲۰ هیات محترم وزیران) تصویب و ابلاغ گردید.

علیرغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردید، این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام در مطالب آن نیست لذا در راستای تکمیل و پربار شدن این ضابطه از کارشناسان محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال کنند. کارشناسان سازمان پیشنهادهای دریافت شـده را بررسی کرده و در صورت نیاز به اصلاح در متن ضابطه، با هم‌فکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب ایـن حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق پایگاه اطلاع‌رسانی نظام فنی و اجرایی کشور برای بهره برداری عموم، اعلام خواهند کرد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبـر، در بـالای صـفحات، تـاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صـفحات، تـاریخ آن نیـز اصـلاح خواهد شد .از این‌رو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

بدین وسیله معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی از تلاش‌ها و جدیت رییس امور نظام فنی و اجرایی کشور جناب آقـای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی و همکاران این معاونت، آقـای مهنـدس علیرضـا توتـونچی، خـانم مهنـدس فرزانـه آقارمضانعلی،آقای مهندس سعید مرادی، آقای مهندس داوود علی عسگری و همچنین از مرکـز تحقیقـات راه، مسـکن و شهرسازی که با نظرات ارزشمند خود باعث ارتقای کیفیت این ضابطه شده‌اند، تشکر و قدردانی می‌نماید.

غلامرضا شافعی

معاون فنی و توسعه امور زیربنایی

زمستان ۱۳۹۵

تهیه و کنترل «راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح به میلگرد بستر»

[ضابطه شماره ۷۲۹]

مجری: شرکت فراسازان آویژه

مشاور پروژه:

سید امین موسوی	دانشگاه تهران	دکتری زلزله

اعضای گروه نظارت و تایید:

حسین فلاحتی مروست	دانشگاه علم و صنعت	لیسانس مهندسی مکانیک – طراحی جامدات
مهدی فعال عراقی	دانشگاه علم و صنعت	فوق‌لیسانس مهندسی صنایع
سیدجعفر میر	دانشگاه علم و صنعت	دانشجوی دکتری MBA
محمود صمدی	دانشگاه آزاد اسلامی	لیسانس مهندسی عمران

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور):

علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی و اجرایی
سعید مرادی	کارشناس امور نظام فنی و اجرایی

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
مقدمه	**۱**
فصل اول- مروری بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای بنایی	۳
۱-۱- المان‌های بنایی	۵
۱-۱-۱- عناصر تشکیل دهنده	۵
۱-۱-۲- مشخصات مکانیکی	۵
۱-۲- دیوارهای بنایی غیرمسلح	۷
۱-۲-۱- رفتار خارج از صفحه	۸
۱-۲-۲- رفتار داخل صفحه	۱۲
۱-۳- دیوارهای بنایی مسلح	۱۶
۱-۳-۱- رفتار خارج از صفحه	۱۷
۱-۳-۲- رفتار داخل صفحه	۲۰
فصل دوم- دیوارهای بنایی	**۲۳**
۲-۱- انواع واحدهای بنایی	۲۵
۲-۲- انواع ملات‌ها	۲۵
۲-۳- مقاومت فشاری دیوارهای بنایی	۲۵
۲-۳-۱- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی	۲۵
۲-۳-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی	۲۶
۲-۳-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای AAC	۲۷
۲-۳-۴- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای شیشه‌ای	۲۷
۲-۴- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی	۲۷
۲-۴-۱- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی	۲۷
۲-۴-۲- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی	۲۸
۲-۴-۳- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC	۲۸
۲-۴-۴- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای شیشه‌ای	۲۹
۲-۵- مدول الاستیک	۲۹
۲-۶- ضرایب انبساط حرارتی	۲۹

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۲-۷- ضریب انبساط رطوبتی	۳۰
۲-۸- ضریب جمع شدگی	۳۰
۲-۹- ضریب خزش	۳۰
۲-۱۰- مشخصات مقطع خالص و مقطع موثر	۳۰
۲-۱۱- چیدمان واحدهای بنایی	۳۲
۲-۱۲- اتصالات دیوار	۳۳
۲-۱۳- درزهای انبساط	۳۳
فصل سوم - میلگرد بستر	**۳۵**
۳-۱- میلگرد بستر	۳۷
۳-۲- مزایا و موارد استفاده	۳۸
۳-۳- مشخصات فنی	۳۹
فصل چهارم - تقاضاهای وارده بر دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای	**۴۱**
۴-۱- کلیات	۴۳
۴-۲- فشار خارج از صفحه ناشی از زلزله	۴۳
۴-۳- فشار خارج از صفحه ناشی از باد	۴۴
۴-۴- فشار طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای	۴۴
۴-۴-۱- دیوارهای داخلی	۴۴
۴-۴-۲- دیوارهای پیرامونی	۴۴
۴-۵- تقاضاهای خمشی نهایی	۴۵
۴-۵-۱- دیوارهای دهانه قائم	۴۵
۴-۵-۲- دیوارهای دهانه افقی	۴۵
۴-۵-۳- دیوارهای با عملکرد دو طرفه	۴۶
۴-۶- اثر بازشوها	۵۱
فصل پنجم- طرح خمشی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای	**۵۳**
۵-۱- کلیات	۵۵
۵-۱-۱- هدف	۵۵

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۵-۱-۲- مقاومت مورد نیاز	۵۵
۵-۱-۳- مقاومت طراحی	۵۵
۵-۱-۴- ضریب کاهش مقاومت	۵۵
۵-۱-۵- سختی	۵۶
۵-۱-۶- مقاومت فشاری دیوار بنایی	۵۶
۵-۱-۷- مقاومت فشاری ملات	۵۶
۵-۱-۸- مقاومت فشاری دوغاب	۵۶
۵-۱-۹- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی	۵۶
۵-۱-۱۰- مقاومت میلگرد بستر و سایر تسلیحات	۵۶
۵-۱-۱۱- واحد	۵۷
۵-۲- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح	۵۷
۵-۲-۱- فرضیات	۵۷
۵-۲-۲- مقاومت خمشی اسمی	۵۷
۵-۲-۳- مقاومت خمشی طراحی	۵۸
۵-۳- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح	۵۸
۵-۳-۱- فرضیات	۵۸
۵-۳-۲- مقاومت خمشی اسمی	۵۹
۵-۳-۳- مقاومت خمشی طراحی	۶۰
۵-۳-۴- حداقل مقدار تسلیحات	۶۰
۵-۳-۵- حداکثر مقدار تسلیحات	۶۱
۵-۴- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی دارای میلگرد بستر	۶۲
۵-۵- سایر الزامات	۶۲
۵-۵-۱- مسلح کردن دیوار با استفاده از میلگرد آجدار	۶۲
۵-۵-۲- مسلح کردن دیوار با استفاده از میلگرد بستر	۶۲
۵-۵-۳- الزامات عمومی لرزه‌ای	۶۴
فصل ششم- الزامات اجرایی	**۶۷**

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۶-۱- کلیات	۶۹
۶-۲- طراحی دیوارهای ساخته شده با بلوک‌های رسی، سیمانی و AAC	۶۹
۶-۲-۱- کلیات	۶۹
۶-۲-۲- حداقل ضخامت دیوار	۶۹
۶-۲-۳- طراحی مقاومتی دیوار	۶۹
۶-۳- طراحی دیوارهای ساخته شده با بلوک‌های شیشه‌ای	۷۰
۶-۳-۱- کلیات	۷۰
۶-۳-۲- دیوارهای شیشه‌ای پیرامونی	۷۰
۶-۳-۳- دیوارهای شیشه‌ای داخلی	۷۱
۶-۳-۴- ملات	۷۱
۶-۳-۵- تسلیحات	۷۱
۶-۳-۶- اتصالات	۷۱
۶-۴- طراحی اتصالات	۷۲
۶-۴-۱- اتصال دیوار به کف	۷۲
۶-۴-۲- اتصال دیوار به سقف یا تیر	۷۴
۶-۴-۳- اتصال دیوار به ستون و یا به دیوار سازه‌ای	۷۵
۶-۴-۴- اتصال دیوار به دیوار	۷۸
پیوست ۱ - دقت روش ضرایب لنگر	**۸۳**
پیوست ۲- طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای ساختمان مسکونی ۵ طبقه	**۸۷**
پیوست ۳- علائم	**۱۰۷**
پیوست ۴- فهرست واژگان	**۱۱۱**
منابع و مراجع	**۱۲۱**

فهرست جدول‌ها

عنوان **صفحه**

جدول ۲-۱- طرح اختلاط حجمی ملات‌های نوع N و S ۲۵

جدول ۲-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای رسی (خشتی یا سفالی) ۲۶

جدول ۲-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای سیمانی ۲۶

جدول ۲-۴- مقاومت فشاری بلوک‌های AAC ۲۷

جدول ۲-۵- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی (بر حسب MPa یا N/mm^2) ۲۸

جدول ۴-۱- معرفی شرایط مرزی گوناگون برای دیوارهای با عملکرد دوطرفه ۴۷

جدول ۴-۲- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع A ۴۸

جدول ۴-۳- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع B ۴۸

جدول ۴-۴- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع C ۴۸

جدول ۴-۵- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع D ۴۸

جدول ۴-۶- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع E ۴۹

جدول ۴-۷- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع F ۴۹

جدول ۴-۸- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع G ۴۹

جدول ۴-۹- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع H ۵۰

جدول ۴-۱۰- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع I ۵۰

جدول ۴-۱۱- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع J ۵۰

جدول ۴-۱۲- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع K ۵۱

جدول ۴-۱۳- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع L ۵۱

جدول ۵-۱- حداقل میلگرد بستر برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای توخالی رسی و سیمانی (بدون دوغاب) در حالتی که در ساخت ملات آن‌ها از مخلوط سیمان پرتلند و آهک استفاده شده باشد. ۶۱

جدول ۶-۱- حداکثر مساحت مجاز در دیوارهای شیشه‌ای پیرامونی ۷۱

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱- تاثیر مقاومت واحد بنایی و ملات در مقاومت فشاری المان بنایی	۶
شکل ۱-۲- ایجاد مفصل پلاستیک ترد و بروز ترک‌های افقی در بالا و پایین دیوار به دلیل اتصال گیردار دیوار به دیافراگم‌های کف	۹
شکل ۱-۳- تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های امیلیا و لووله	۱۰
شکل ۱-۴- تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های منجیل و بووج	۱۰
شکل ۱-۵- تخریب خارج از صفحه میانقاب‌های بنایی غیرمسلح در زلزله‌های نورتریج و دووز	۱۱
شکل ۱-۶- رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح به همراه ترک‌های ایجاد شده	۱۲
شکل ۱-۷- اثر ملات کله (قائم) در رفتار داخل صفحه دیوار	۱۳
شکل ۱-۸- تاثیر نوع ملات بر رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح	۱۴
شکل ۱-۹- بروز ترک‌های قطری در دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های منجیل و امیلیا	۱۵
شکل ۱-۱۰- خرابی داخل صفحه میانقاب‌های رسی (سفالی) غیرمسلح در زلزله‌های کوتاهیا و ونچوان	۱۵
شکل ۱-۱۱- رفتار نامناسب میانقاب بنایی غیرمسلح و فروریزش آن در حین تست شبه دینامیکی	۱۶
شکل ۱-۱۲- تست چرخه‌ای بر روی دیوار بنایی مسلح در امتداد خارج از صفحه	۱۸
شکل ۱-۱۳- فروریزش خارج از صفحه میانقاب‌های دو لایه فاقد میلگرد بستر	۱۹
شکل ۱-۱۴- حفظ پایداری خارج از صفحه میانقاب‌های تک لایه به واسطه استفاده از میلگرد بستر	۱۹
شکل ۱-۱۵- مسلح کردن المان بنایی با استفاده از FRP برای بهبود رفتار خمشی	۲۰
شکل ۱-۱۶- مقایسه رفتار دیوارهای بنایی مسلح با مکانیزم تخریب خمشی و برشی	۲۱
شکل ۱-۱۷- تعبیه میلگرد بستر خرپایی در جهات افقی و قائم و آماده‌سازی دیوار برای انجام تست	۲۱
شکل ۱-۱۸- مقایسه رفتار درون صفحه دیوار مسلح با رفتار دیوار غیرمسلح متناظر	۲۲
شکل ۲-۱- مقطع موثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره قائم و بند بستر پوسته ملات	۳۱
شکل ۲-۲- مقطع موثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره افقی و بند بستر تمام ملات	۳۲
شکل ۳-۱- میلگرد بستر خرپایی قبل از پخش کردن ملات بستر بر روی آن	۳۷
شکل ۳-۲- مشخصات هندسی میلگردهای بستر و چینش آن‌ها به عنوان میلگرد افقی در دیوار	۳۸
شکل ۳-۳- اتصال نمای بنایی به دیوارهای پیرامونی با استفاده از میلگردهای بستر	۳۸
شکل ۴-۱- دیوارهای دهانه افقی، دهانه قائم و دیوارهای با عملکرد دوطرفه	۴۵
شکل ۴-۲- تقسیم دیوار دارای بازشو به پانل‌های معادل	۵۲

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۴-۳- تبدیل دیوارهای دارای دو یا چند بازشو به پانل‌های معادل	۵۲
شکل ۵-۱- خمش افقی و قائم به همراه ضرایب کاهش مقاومت خمشی در دیوارهای بنایی دارای میلگرد بستر افقی	۵۵
شکل ۵-۲- توزیع کرنش و نیرو در مقطع دیوار بنایی با میلگرد بستر ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی	۵۹
شکل ۵-۳- الزامات مربوط به وصله میلگردهای بستر	۶۴
شکل ۶-۱- حداقل ضخامت دیوار بر حسب شرایط مرزی	۷۰
شکل ۶-۲- اتصال مفصلی و گیردار دیوار بنایی غیرسازه‌ای به کف	۷۳
شکل ۶-۳- اتصال مفصلی دیوار به سقف	۷۵
شکل ۶-۴- اتصال جداشده دیوار به ستون با استفاده از قلاب با پوشش جدا کننده و قلاب آکاردئونی	۷۶
شکل ۶-۵- اتصال جداشده دیوار به قاب سازه‌ای با ناودانی و لایه جداکننده	۷۷
شکل ۶-۶- اتصال جدانشده دیوار به ستون با استفاده از قلاب و گیره (Tie and Anchor)	۷۸
شکل ۶-۷- اتصال دیوار به دیوار با استفاده از پیوند بنایی (لابند) - اتصال مفصلی	۷۹
شکل ۶-۸- اتصال دیوار به دیوار با استفاده از پیوند بنایی (لابند) و میلگرد بستر- اتصال گیردار	۷۹
شکل ۶-۹- اتصال دو دیوار متعامد با استفاده از قلاب و میلگرد بستر- اتصال مفصلی	۸۰
شکل ۶-۱۰- اتصال دو دیوار متعامد با استفاده از قلاب بلند و میلگرد بستر- اتصال گیردار	۸۱
شکل پ.۱-۱- مقایسه فشار شکست به دست آمده از روش ضرایب خمش با نتایج آزمایشگاهی	۸۶
شکل پ.۲-۱- پلان ساختمان مورد نظر	۸۹
شکل پ.۲-۲- ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی دیوار A	۹۰
شکل پ.۲-۳- سطح بارگیر لبه فوقانی دیوار و طراحی نبشی در اتصال جداکننده دیوار به سقف	۹۶
شکل پ.۲-۴- طرح نهایی دیوار A	۹۸
شکل پ.۲-۵- طراحی دیوار B به همراه جزییات آن	۹۹
شکل پ.۲-۶- ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی اولیه دیوار C	۱۰۰
شکل پ.۲-۷- جزییات اتصال گیردار دیوار C به کف بتنی	۱۰۳
شکل پ.۲-۸- اتصال گیردار دیوار به دیوار برای دیوار C	۱۰۳
شکل پ.۲-۹- دیوار D به همراه پانل معادل آن	۱۰۴
شکل پ.۴-۱- انواع واحدهای بنایی و چسباننده‌های آن‌ها	۱۱۸
شکل پ.۴-۲- انواع چینش واحدهای بنایی- دیوارهای محصور شده و محصور نشده	۱۱۸

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل پ.۴-۳- خمش خارج از صفحه دیوارهای بنایی با دهانه‌های قائم و افقی	۱۱۹
شکل پ.۴-۴- سطح مقطع موثر در واحدهای بنایی گوناگون با ملات بستر گوناگون	۱۱۹
شکل پ.۴-۵- دیوارهای بنایی مسلح	۱۲۰

مقدمه

استفاده از مصالح بنایی در بسیاری از کشورها، از جمله ایران، کاربرد فراوانی در ساخت و ساز داشته و به طور گسترده در المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. دلیل این امر ویژگی‌های مناسب این نوع مصالح می‌باشد که در طول صدها سال گذشته کارآمدی خود را به اثبات رسانده‌اند. از جمله ویژگی‌های مثبت مصالح بنایی می‌توان به دوام، ظاهر زیبا، خصوصیات صوتی- حرارتی مناسب و ... اشاره نمود. از طرف دیگر مصالح بنایی از منظر لرزه‌ای دو ضعف مهم نیز دارند: وزن بالا و شکل‌پذیری پایین. اگرچه با تولید آجرهای مجوف و نیز بلوک‌های توخالی سبک مشکل وزن تا حدی برطرف شده است، لیکن مشکل عدم شکل‌پذیری همچنان به قوت خود باقی‌مانده است و بدون استفاده از تسلیحات، مصالح بنایی موجود همچنان ترد می‌باشند.

عامل موثر دیگر در رفتار لرزه‌ای نامناسب دیوارهای بنایی، اتصال نامناسب آن‌ها به سازه باربر جانبی اصلی می‌باشد. روش‌های اجرایی فعلی به نحوی می‌باشند که در حین زلزله تغییر مکان‌های جانبی سیستم باربر جانبی به دیوارهای غیرسازه‌ای منتقل شده و با توجه به ظرفیت تغییر شکلی اندک، دیوار دچار آسیب شدید داخل صفحه شده و این آسیب، دیوار را مستعد فروریزش خارج از صفحه خواهد نمود. نمونه‌های فراوانی از چنین تخریب‌هایی در زلزله‌های گذشته مشاهده شده است.

بر اساس تجربیات و مطالعات گذشته لازم است دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای نه تنها دارای تسلیحات حداقلی برای تامین شکل‌پذیری باشند، بلکه لازم است با اتصالات مناسب دیوار از سازه اصلی جدا شود. متن حاضر بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی و نیز مطالعات گذشته تهیه شده است. انتظار می‌رود با رعایت الزامات مندرج در این راهنما، عملکرد دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای در معرض نیروهای خارج از صفحه ناشی از بارهای لرزه‌ای و باد بهبود یابد. لازم به تاکید است تقویت لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح با استفاده از میلگرد بستر، یکی از انواع روش‌های تقویت است. در موارد مختلف، به تناسب مورد می‌توان از سایر روش‌های دارای توجیه فنی اقتصادی و در چارچوب ضوابط معتبر استفاده کرد.

فصل ۱

مروری بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای بنایی

۱-۱- المان‌های بنایی

۱-۱-۱- عناصر تشکیل دهنده

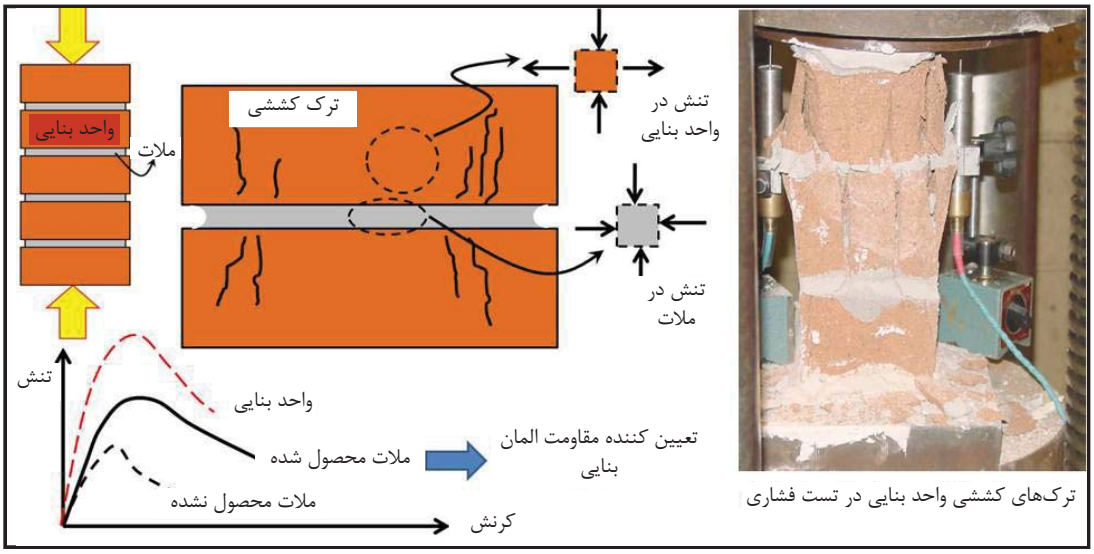
به طور کلی المان‌های بنایی می‌توانند به صورت دیوار، ستون و یا تیر در سازه مورد استفاده قرار گیرند. در کلیه موارد المان‌های بنایی از دو بخش واحد بنایی و ملات تشکیل می‌شوند. واحد بنایی می‌تواند به صورت آجر یا بلوک و از جنس خشت (رس خشک شده در دمای پایین)، سفال (رس پخته شده در دمای بالا)، بتن و یا شیشه باشد. ملات نیز می‌تواند از اجزای گوناگونی ساخته شده باشد که در این میان استفاده از سیمان، آهک و ماسه در ساخت ملات متدوال می‌باشد. بسته به مقاومت مورد نیاز، المان بنایی می‌تواند شامل دوغاب و یا آرماتور نیز باشد. دوغاب بتنی ریزدانه و روان است که داخل حفره‌های واحدهای بنایی را پر می‌کند. آرماتور نیز می‌تواند به صورت افقی یا قائم و محصور در دوغاب یا ملات مابین واحدهای بنایی قرار داده شود.

۱-۱-۲- مشخصات مکانیکی

قبل از هر چیز باید توجه داشت که یک المان بنایی (به ویژه یک دیوار بنایی) المانی ایزوتروپیک نبوده و مشخصات آن در جهات مختلف متفاوت می‌باشد. این موضوع به ویژه در طراحی خمشی دیوارهای بنایی بسیار مهم بوده و مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوار در جهات افقی و قائم می‌تواند بسیار متفاوت باشد. البته آیین‌نامه‌های فعلی به منظور سادگی طراحی، ماهیت غیر ایزوتروپیک المان بنایی را تنها در مدول گسیختگی و مقاومت برشی آن درنظر گرفته و فرض می‌شود سایر مشخصات از جمله مقاومت فشاری و مدول الاستیک در تمام جهات یکسان باشد.

- **مقاومت فشاری**: مقاومت فشاری المان بنایی به مقاومت فشاری واحد بنایی، مقاومت فشاری ملات و نیز ضخامت ملات بستگی دارد. به بیان دیگر، مقاومت فشاری المان بنایی عددیست مابین مقاومت فشاری ملات و مقاومت فشاری واحد بنایی به گونه ای که بسته به نوع ملات مصرفی، مقاومت فشاری المان بنایی بین ۲۵٪ تا ۵۰٪ مقاومت فشاری واحد بنایی می‌باشد. البته در مورد واحدهای بنایی ساخته شده از بتن های AAC، مقاومت فشاری المان بنایی تقریبا برابر با مقاومت فشاری واحد بنایی (بلوک AAC) خواهد بود. شکل (۱-۱) به طور شماتیک یک المان بنایی تحت فشار را نشان می‌دهد. به جز در بلوک‌های AAC، مقاومت فشاری واحد بنایی بیش‌تر از مقاومت فشاری ملات بوده، لذا مقاومت فشاری کل المان بنایی توسط مقاومت فشاری ملات کنترل می‌شود. اما همان‌طور که از وضعیت تنش‌ها در واحد بنایی و ملات مشخص است، به دلیل چسبندگی موجود مابین ملات و واحد بنایی، ملات در جهت جانبی تحت محصورشدگی قرار داشته و مقاومت آن در مقایسه با حالت بدون محصورشدگی بیش‌تر خواهد بود. حداکثر میزان محصورشدگی توسط مقاومت کششی واحد بنایی

کنترل می‌گردد که خود وابسته به مقاومت فشاری واحد بنایی است. در نتیجه هم مقاومت واحد بنایی و هم مقاومت و ضخامت لایه ملات در مقاومت فشاری المان بنایی موثر خواهد بود. با افزایش ضخامت ملات، اثر محصور شدگی تقلیل یافته لذا مقاومت فشاری المان بنایی نیز کاهش خواهد یافت. مقاومت فشاری المان‌های بنایی (بر مبنای سطح مقطع موثر) بسته به نوع ملات و واحد بنایی به کار رفته بین ۲ تا ۳۰ مگاپاسگال می‌باشد. در مورد المان‌های بنایی ساخته شده از واحدهای رسی و یا سیمانی، مقاومت فشاری معمولا در محدوده ۱۰ تا ۲۰ مگاپاسگال می‌باشد. لازم به توضیح است که برای المان‌های بنایی دو نوع مقاومت فشاری می‌توان تعریف نمود. مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع کل و مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع موثر. در این دستورالعمل منظور از مقاومت فشاری، مقاومت فشاری بر مبنای سطح مقطع موثر می‌باشد که از تقسیم نیروی فشاری حداکثر بر سطح مقطع موثر به دست می‌آید.



شکل ۱-۱- تاثیر مقاومت واحد بنایی و ملات در مقاومت فشاری المان بنایی

- **مقاومت خمشی:** مقاومت خمشی یک المان بنایی غیرمسلح توسط مدول گسیختگی المان بنایی کنترل می‌شود که این پارامتر نیز خود مستقیما به مقاومت چسبندگی ملات به واحد بنایی وابسته است. شایان ذکر است که مقاومت چسبندگی معمولا از مقاومت کششی ملات و واحد بنایی کوچک‌تر بوده و وابستگی شدیدی به نحوی ساخت دیوار دارد. به عنوان مثال ملاتی که بتواند آب خود را حفظ کند و نیز واحدهای بنایی ای که جذب آب کم‌تری داشته باشند، منجر به ایجاد چسبندگی بهتری می‌شوند. برای این منظور استفاده از آهک در ملات توصیه می‌شود چراکه آهک موجب می‌شود ملات حالت خمیری پیدا کرده و آب خود را به سادگی از دست ندهد. همچنین در مورد واحدهای بنایی رسی (خشتی یا سفالی) بهتر است قبل از اجرای دیوار واحد

بنایی رطوبت کافی داشته باشد تا از میزان مکش آب آن کاسته شود. بر اساس تحقیقات انجام شده بسته به نوع ملات، نوع واحد بنایی، وجود یا عدم وجود دوغاب، جهت خمش و نیز چینش واحدهای بنایی، مدول گسیختگی المان‌های بنایی می‌تواند بین ۰/۲ تا ۲ مگاپاسگال باشد.

- **مقاومت برشی:** مقاومت برشی المان‌های بنایی به طور کلی از دو قسمت تشکیل می‌گردد. قسمت اول ناشی از چسبندگی ملات به واحد بنایی و قسمت دوم ناشی از اصطکاک مابین واحد بنایی و ملات می‌باشد. البته در صورتی که نیروی محوری فشاری مابین واحد بنایی و ملات بالا باشد، ممکن است شکست برشی در خود واحد بنایی رخ دهد که در این صورت برش به مجذور مقاومت فشاری المان بنایی وابسته خواهد بود. در صورت عدم وجود نیروی محوری، مقاومت برشی المان‌های بنایی معمولا بین ۰/۲ تا ۰/۶ مگاپاسگال می‌باشد.
- **مدول الاستیک:** معمولا مدول الاستیک المان‌های بنایی بر اساس مقاومت فشاری آن‌ها بیان می‌شود. بدین ترتیب که با ضرب عددی در مقاومت فشاری المان بنایی، مدول الاستیک آن تخمین زده می‌شود. این ضریب به نوع واحد بنایی بستگی داشته و آیین‌نامه‌های مختلف ضرایب گوناگونی را پیشنهاد داده اند. به طور معمول برای المان‌های ساخته شده از واحدهای رسی، این ضریب برابر ۷۰۰ و برای واحدهای سیمانی این ضریب برابر ۹۰۰ درنظر گرفته می‌شود. در نتیجه به عنوان مثال برای یک المان ساخته شده از بلوک‌های رسی (سفالی)، مدول الاستیک عددی بین ۴ تا ۲۱ گیگاپاسگال می‌باشد. به بیان دیگر میانگین مدول الاستیک المان‌های بنایی تقریبا نصف مدول الاستیک المان‌های بتن مسلح و تقریبا ۱۵ برابر کم‌تر از المان‌های فولادی است. اعداد فوق صرفا برای آشنایی کلی بوده و همان‌طور که گفته شد، مقدار دقیق مدول الاستیک به نوع واحد بنایی و نیز مقاومت المان بنایی (نه مقاومت واحد بنایی) بستگی دارد.
- **مدول برشی:** به طور سنتی برای کلیه المان‌های بنایی مدول برشی برابر ۴۰٪ مدول الاستیک درنظر گرفته می‌شود. البته این فرض برای المان‌های بتنی و تقریبا برای المان‌های فولادی نیز صادق است.

با توجه به اینکه دیوارهای بنایی پرکاربردترین نوع از المان‌های بنایی می‌باشند، لذا تمرکز اصلی متن حاضر بر روی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای خواهد بود.

۱-۲- دیوارهای بنایی غیرمسلح

رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح در دو امتداد داخل صفحه و خارج از صفحه قابل بررسی است. اگرچه در اغلب موارد در حین زلزله دیوارهای بنایی در هر دو جهت داخل و خارج از صفحه عمل می‌کنند، لیکن تقسیم‌بندی عملکرد آن‌ها در دو امتداد مجزا منجر به درک بهتری از رفتار آن‌ها خواهد شد.

۱-۲-۱- رفتار خارج از صفحه

بسیاری از دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌ها و آزمایشات لرزه‌ای گذشته دچار فروریزش خارج از صفحه شده‌اند. مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح به عوامل زیادی وابسته است که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره داشت.

- **میزان بار محوری موجود در دیوار**- به طور معمول با افزایش بار محوری دیوارهای غیرمسلح، ظرفیت خمشی خارج از صفحه دیوار افزایش خواهد یافت. به همین منظور است که در برخی موارد از دیوارهای بنایی پیش تنیده استفاده می‌شود. واضح است که افزایش بیش از حد بار محوری نیز می‌تواند مود خرابی دیوار را از کشش خمشی به فشار خمشی تغییر داده که در این صورت با افزایش بار محوری، ظرفیت خمشی خارج از صفحه دیوار کاهش می‌یابد. بحث فوق در مورد خمش دورن صفحه دیوار نیز صادق است.
- **نوع ملات**- نوع و طرح اختلاط ملات مصرفی تاثیر زیادی در میزان چسبندگی ملات به واحد بنایی دارد. به طوری که آیین‌نامه ACI 530-11 [۱] مدول گسیختگی و متعاقبا ظرفیت خمشی دیوارهای بنایی غیر مسلح را مستقیما به نوع ملات ارتباط داده است.
- **چیدمان واحدهای بنایی**- بهترین ظرفیت خمشی هنگامی به دست می‌آید که دیوار به صورت پیوند ممتد (Running bond) اجرا شده باشد. اگرچه مقاومت خمشی قائم (ترک‌ها موازی بند بستر) در پیوند ممتد و غیرممتد تفاوت چندانی ندارند، لیکن در مقاومت خمش افقی (ترک‌ها عمود بر بند بستر) استفاده از پیوند ممتد موجب افزایش چشمگیر مقاومت خمشی خواهد شد.
- **وجود ملات کله (قائم)**- ملات کله(Head joint) به ملات موجود مابین دو واحد بنایی مجاور یکدیگر در یک ردیف اطلاق می‌شود. تحقیقات انجام شده توسط ماهری و همکاران [۲] نشان داده است که وجود ملات کله می‌تواند منجر به افزایش مقاومت و سختی خارج از صفحه دیوار گردد. نتایج مشابهی نیز توسط ناطقی و عالمی [۳] مبنی بر اثر ملات کله مشاهده شده است. متاسفانه در بسیاری از دیوارهای بنایی ساخته شده در ایران از ملات کله به شکل مناسبی استفاده نشده است که این امر نه تنها سبب کاهش مقاومت خمشی دیوار شده، بلکه نفوذپذیری دیوار در برابر رطوبت را نیز افزایش خواهد داد.
- **نگهداری (کیورینگ) دیوار**- رفتار ملات بستر و نیز ملات کله به نحوه نگهداری (Curing) آن‌ها بستگی شدیدی دارد. بر اساس نتایج گزارش شده توسط ماهری و همکاران [۲] در صورت عدم نگهداری صحیح دیوار، ظرفیت خمشی خارج از صفحه آن می‌تواند تا ۴۰٪ کاهش یابد.
- **شرایط مرزی دیوار**- بسته به شرایط مرزی دیوار، خمش خارج از صفحه می‌تواند منجر به ایجاد تنش‌های کششی قائم (عمود بر ملات بستر) و یا تنش‌های کششی افقی (موازی ملات بستر) شود. اگر دهانه دیوار به صورت قائم باشد، تنش‌های کششی عمود بر ملات بستر خواهند بود (ترک‌ها موازی بند بستر). مطالعات گذشته نشان داده‌اند که به طور کلی اگر تنش‌های کششی در امتداد موازی ملات بستر باشند، مقاومت

خمشی دیوار بیش‌تر از حالتی است که تنش‌های کششی عمود بر ملات بستر هستند. این موضوع در بسیاری از آیین‌نامه نیز به صراحت بیان شده است. به علاوه در صورتی که شرایط تکیه‌گاهی دیوار به صورت گیردار باشد، میزان تنش‌های کششی وارده کاهش یافته و مقاومت خمشی دیوار افزایش پیدا می‌کند.

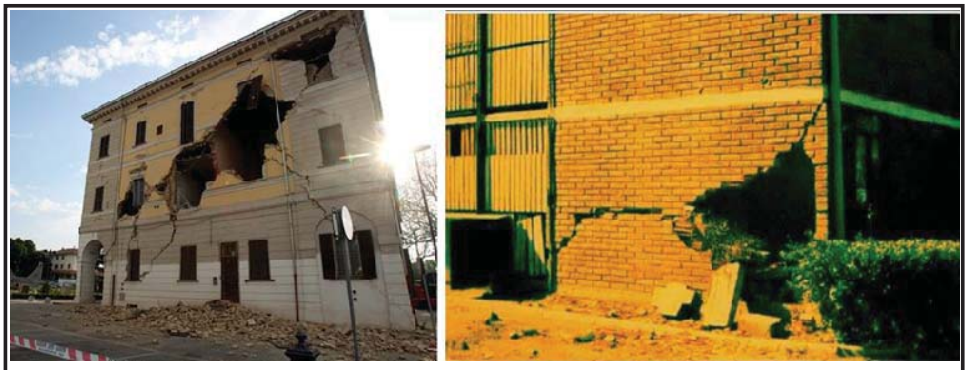
- **ابعاد واحد بنایی**- بر اساس تست‌های صورت گرفته مشاهده شده است که مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوار حساسیت زیادی به هندسه واحدهای بنایی دارد. به طور کلی هر چه نسبت ارتفاع به کوچک‌ترین بعد واحد بنایی بیش‌تر باشد، مقاومت خمشی موازی ملات بستر افزایش و مقاومت خمشی عمود بر ملات بستر کاهش می‌یابد [۴].
- **پر کردن واحدهای بنایی با دوغاب**- پر کردن بلوک‌های بنایی توخالی با دوغاب می‌تواند مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوار را تا سه برابر افزایش دهد [۵].

نمونه‌هایی از خرابی‌های خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در شکل‌های (۱-۲) تا (۱-۵) نشان داده شده است. شکل (۱-۲) نتایج تستی است که بر روی یک مدرسه قدیمی قبل از تخریب کامل آن در محل انجام شده است [۶]. همان‌طور که در شکل مشخص است به دلیل اتصال گیردار در بالا و پایین دیوار، دیوار مجبور بوده است که دریفت طبقه را تحمل نماید که بدلیل عدم شکل‌پذیری کافی دچار ترک‌های عمیقی در بالا و پایین (محل مفصل‌های پلاستیک) گردیده است.



شکل ۱-۲- ایجاد مفصل پلاستیک ترد و بروز ترک‌های افقی در بالا و پایین دیوار به دلیل اتصال گیردار دیوار به دیافراگم‌های کف [۶]

نمونه‌ای از تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های امیلیا و لوولـه در شکل (۱-۳) نشان داده شده است. الگوی ترک‌های رخ داده در این شکل نشان می‌دهد که دیوارها هم زمان تحت بارهای داخل صفحه و خارج از صفحه قرار داشته‌اند. بارهای داخل صفحه منجر به ایجاد ترک‌های قطری در دیوار شده و ترک‌های ایجاد شده منجر به کاهش مقاومت خارج از صفحه دیوار می‌گردند (به دلیل آسیب دیدن اتصال ملات و واحد بنایی). این مکانیزم نهایتا منجر به فروریزش خارج از صفحه دیوار شده است.



Emilia Earthquake – Northern Italy,
May 20-2012

Lloolle Earthquake – Chile
March 3, 1985

شکل ۱-۳- تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های امیلیا و لووله

شکل (۱-۴) صدمات وارد شده بر دیوارهای بنایی (بلوک سفالی توخالی) غیرمسلح را در زلزله‌های منجیل ایران و بووج هند را نشان می‌دهد.



Manjil Earthquake – Northern Iran,
June 21,1990

Bhuj Earthquake – India,
Jan 26,2001

شکل ۱-۴- تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های منجیل و بووج



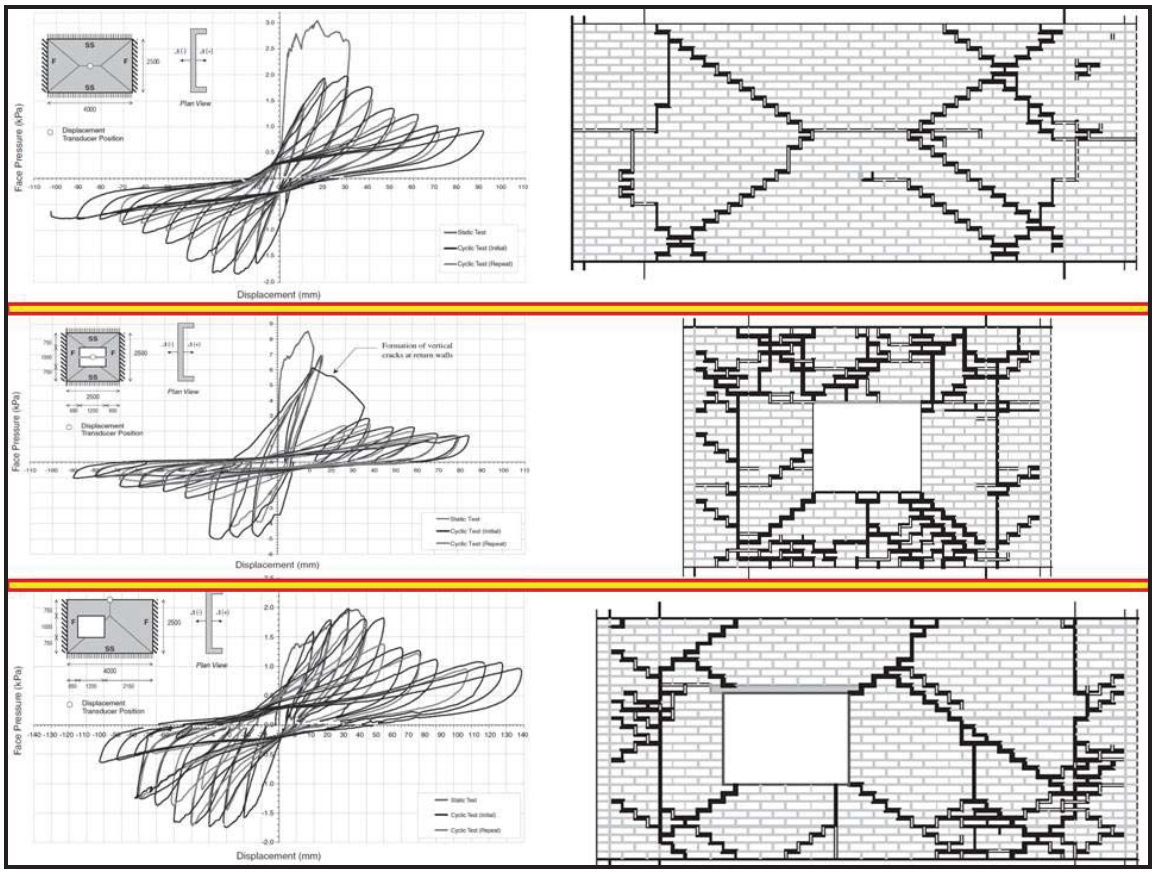
Northridge Earthquake-USA,
June 17,1994

Duzce Earthquake - Turky,
Nov 12,1999

شکل ۱-۵- تخریب خارج از صفحه میانقاب‌های بنایی غیرمسلح در زلزله‌های نورتریج و دووز

فروریزش خارج از صفحه میانقاب‌های بنایی رسی (سفالی) غیرمسلح در زلزله‌های نـورتریج آمریکـا و دووز ترکیـه در شکل (۱-۵) نشان داده شده است.

رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح تحت بار چرخه ای خارج از صـفحه توسـط گریفیـت و همکـاران [۷] ارزیابی شده است. شکل (۱-۶) بخشی از نتایج به دست آمده را نشان می‌دهد. مشخص است کـه در تمـام مـوارد رفتـار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح از شکل‌پذیری کمـی برخـوردار بـوده و دارای زوال مقاومـت و باریـک شـدگی (Pinching) شدیدی می‌باشند. بخش قابل توجهی از انرژی مستهلک شده در دیوار به واسطه اصـطکاک موجـود مـابین واحدهای بنایی و ملات می‌باشد. همچنین با توجه به الگوی ترک‌ها مشخص است که اغلب ترک‌ها با افق زاویه‌ای حـدود ۴۵ درجه تشکیل می‌دهند.



شکل ۱-۶- رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح به همراه ترک‌های ایجاد شده [۷]

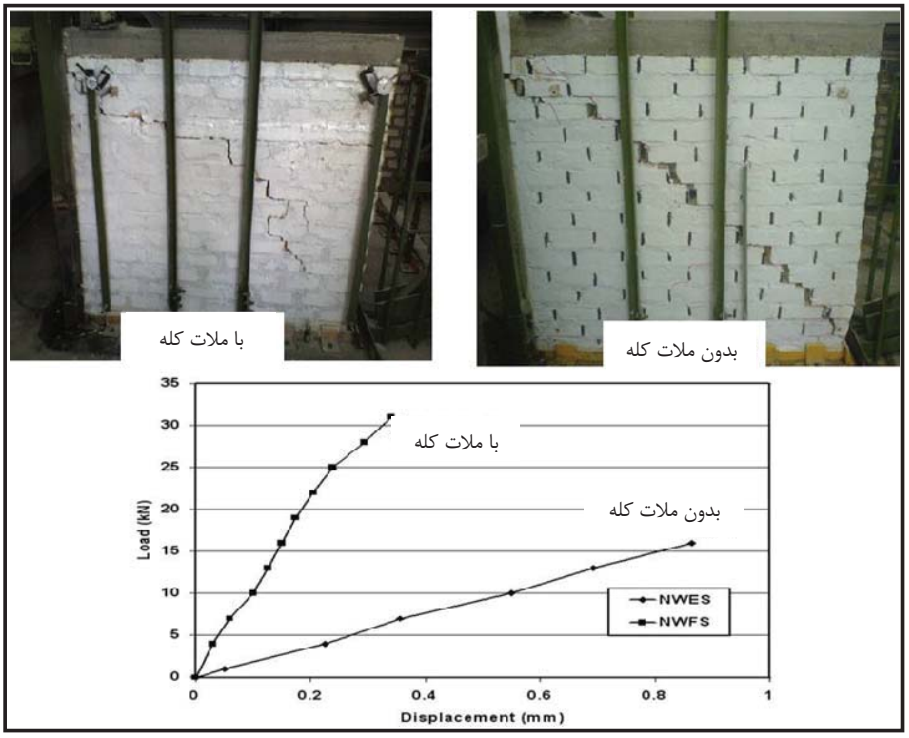
۱-۲-۲- رفتار داخل صفحه

اگرچه رفتار داخل صفحه اغلب در مورد دیوارهای برشی مطرح می‌باشد، اما مروری بر رفتار دیوارهای برشی بنایی در این بخش به رسیدن به درکی بهتر از رفتار دیوارهای بنایی کمک می‌کند. بسیاری از محققین، آیین‌نامه‌ها و مهندسین بر رفتار لرزه‌ای نامناسب دیوارهای بنایی غیرمسلح در امتداد داخل صفحه تاکید دارند. مروری بر رفتار این دیوارها در زلزله‌های گذشته و نیز در آزمایشات گوناگون موید این امر است که دیوارهای بنایی غیرمسلح دارای رفتاری غیرشکل‌پذیر و دارای زوال مقاومت و سختی بوده و به دلیل باز و بسته شدن مکرر ترک‌ها، رفتار چرخه‌ای آن‌ها دارای باریک شدگی (pinching) قابل توجهی می‌باشد.

عواملی که در رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح موثرند عبارتند از:

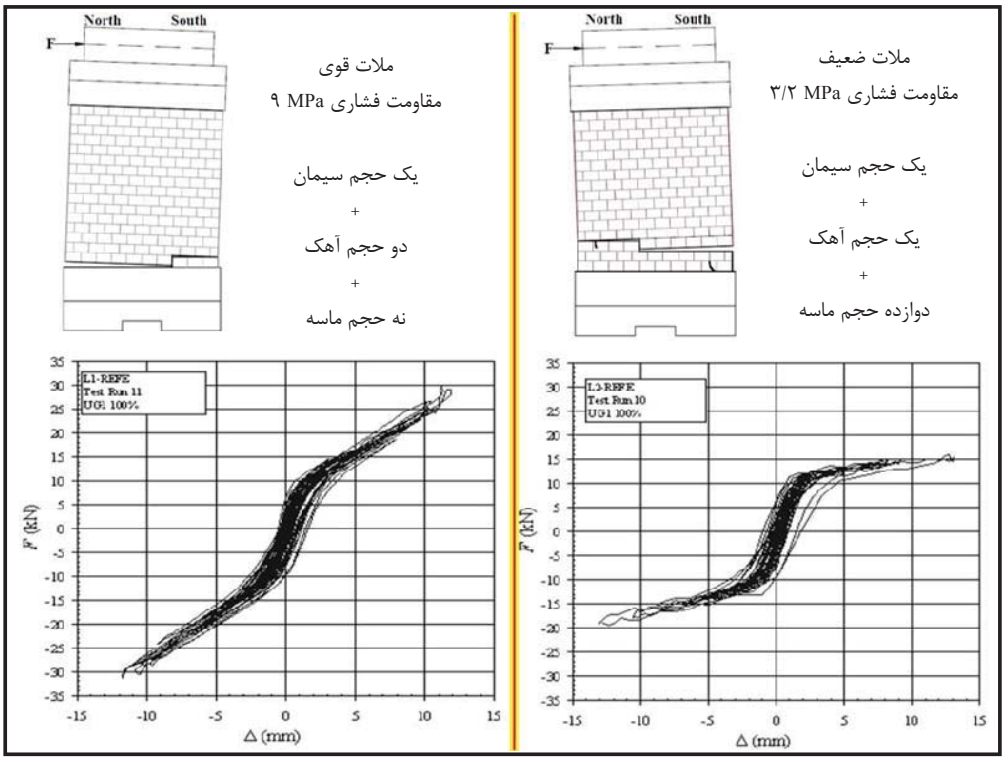
- **ملات کله (قائم)**- همانند رفتار خارج از صفحه دیوار، رفتار داخل صفحه دیوار نیز تا حد زیادی متاثر از وجود یا عدم وجود ملات کله می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۱-۷) نشان داده شده است، بر اساس آزمایشات انجام شده توسط ماهری و همکاران [۲] وجود ملات کله می‌تواند منجر به افزایش قابل توجه سختی و مقاومت

داخل صفحه دیوارهای غیرمسلح شود. اگرچه ملات کله می‌تواند ظرفیت تغییرشکل دیوار را کاهش دهد که این امر در مورد رفتار خارج از صفحه دیوار نیز صادق است [۲].



شکل ۱-۷- اثر ملات کله (قائم) در رفتار داخل صفحه دیوار [۲]

- **نوع ملات**- نوع و طرح اختلاط ملات مصرفی می‌تواند تاثیر به سزایی در مدول گسیختگی دیوارهای غیرمسلح و در نتیجه مقاومت داخل صفحه آن‌ها داشته باشد. این موضوع به صراحت در بسیاری از دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌ها ذکر شده است [۱، ۸ و ۹]. شکل (۱-۸) بخشی از نتایج آزمایشات صورت گرفته توسط الجوادی و همکاران [۱۰] را نشان می‌دهد که در آن تاثیر نوع ملات در مقاومت، الگوی ترک خوردگی و نیز شکل‌پذیری دیوار به وضوح مشخص است.
- **المان‌های محصور کننده**- تجربیات و آزمایشات گذشته نشان داده‌اند که وجود المان‌های محصور کننده از جمله کلاف‌های افقی و قائم در بهبود رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح تاثیر مثبتی داشته و منجر به افزایش نسبی شکل‌پذیری آن‌ها می‌شود. به عنوان نمونه بر اساس آزمایشات انجام شده توسط ژوویا و لورنزو [۱۱] وجود کلاف‌های افقی و قائم می‌تواند تا ۳۰٪ مقاومت جانبی و شکل‌پذیری دیوار بنایی غیرمسلح را افزایش دهد. اثر مثبت المان‌های محصور کننده در آیین‌نامه‌های ملی نیز مورد تاکید قرار گرفته است [۱۲ و ۱۳].



شکل ۱-۸- تاثیر نوع ملات بر رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح [۱۰]

- **نسبت ارتفاع به طول دیوار**- هرچه نسبت ارتفاع به طول دیوار بیش‌تر باشد، رفتار دیوار به رفتار کنترل شونده توسط خمش نزدیک‌تر شده و در نتیجه شکل‌پذیری آن بهبود خواهد یافت. اصولا شکست برشی از جمله مخرب ترین شکست ها در دیوارهای بنایی بوده و باید حتی المقدور از آن اجتناب شود. ارجعیت رفتارهای کنترل شونده توسط خمش در دیوارهای بنایی در بسیاری از آزمایشات گذشته به اثبات رسیده است [۳، ۱۴، ۱۵و ۱۶] به طوری که آیین‌نامه‌های ASCE 41 [۱۵] و FEMA356 [۱۶] معیار پذیرش عملکرد داخل صفحه دیوارهای بنایی را وابسته به نسبت ارتفاع به طول دیوار می دانند.
- **میزان بار محوری**- همانند دیوارهای بتنی، در دیوارهای بنایی نیز با افزایش بار محوری شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. دلیل این امر افزایش طول ناحیه فشاری با افزایش بار محوری است. به عبارت دیگر با افزایش بار محوری فشاری، تار خنثی به سمت وسط طول دیوار حرکت کرده که این امر منجر به افزایش کرنش‌های فشاری در مصالح بنایی می‌شود. همچنین با افزایش نیروی فشاری هم مقاومت خمشی و هم مقاومت برشی دیوار افزایش خواهد یافت. همانند دیوارهای بتنی، برای دیوارهای بنایی نیز می‌توان منحنی اندرکنش ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی را رسم نمود که بر اساس آن اگر نیروی محوری از حد مشخصی بیش‌تر شود، با افزایش نیروی محوری فشاری، ظرفیت خمشی دیوار کاهش خواهد یافت.



شکل ۱-۹- بروز ترک‌های قطری در دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های منجیل و امیلیا

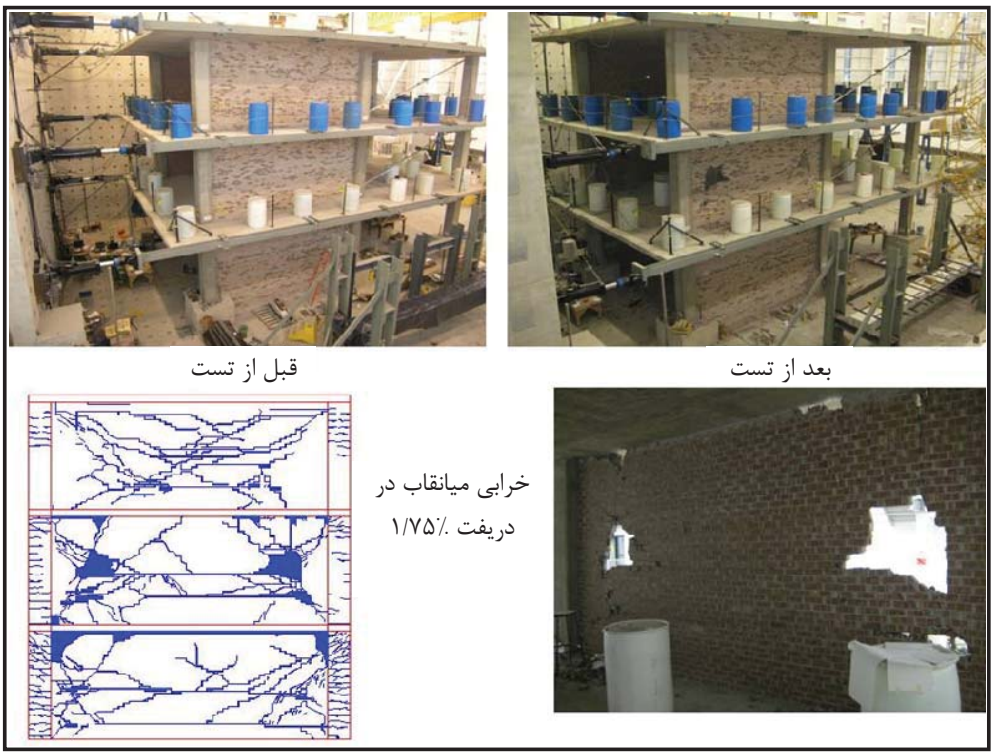
نمونه‌هایی از رفتار داخل صفحه نامناسب دیوارهای بنایی غیرمسلح در زلزله‌های منجیل ایران و امیلیای ایتالیا در شکل (۱-۹) نشان داده شده است. همچنین میانقاب‌های بنایی غیرمسلح نیز در زلزله‌های گذشته از خود رفتار نامناسبی نشان داده اند. شکل (۱-۱۰) نشان دهنده نمونه‌هایی از تخریب میانقاب‌های غیرمسلح ساخته شده توسط واحد بنایی سفالی توخالی در زلزله‌های کوتاهیای ترکیه و ونچوان چین می‌باشد.



شکل ۱-۱۰- خرابی داخل صفحه میانقاب‌های رسی (سفالی) غیرمسلح در زلزله‌های کوتاهیا و ونچوان

شکل (۱-۹) نتایج تست شبه دینامیکی انجام شده توسط پوجول و همکاران [۱۷] را نشان می‌دهد. مشخص است که میانقاب پس از این‌که تحت بار درون صفحه خود به گسیختگی رسیده است، مقاومت خارج از صفحه آن نیز به شدت کاهش یافته و به صورت خارج از صفحه ریزش کرده است. چنین رفتاری در زلزله‌های گذشته نیز مشاهده شده است (شکل‌های (۱-۳) و (۱-۱۰)). اگرچه بر اساس نتایج پوجول و همکاران [۱۷] در صورتی که دریفت طبقه به قدر کافی

کوچک باشد (کم‌تر از ظرفیت تغییرشکل دیوار)، میانقاب نه تنها آسیب نخواهد دید بلکه رفتار کلی سازه را نیز بهبود خواهد داد.



شکل ۱-۱۱- رفتار نامناسب میانقاب بنایی غیرمسلح و فروریزش آن در حین تست شبه دینامیکی [۱۷]

به طور کلی می‌توان گفت که دیوارهای برشی بنایی غیرمسلح دارای سختی و مقاومت جانبی مناسبی هستند و ضعف اصلی آن‌ها عدم شکل‌پذیری کافی (منطبق بر شکل‌پذیری قاب اصلی) می‌باشد. همان‌طور که در بخش بعد اشاره شده است، این ضعف را می‌توان تا حدی با مسلح کردن دیوار تقلیل داد.

۱-۳- دیوارهای بنایی مسلح

مسلح نمودن دیوار بنایی می‌تواند به صورت تعبیه میلگردهای بستر خرپایی یا نردبانی به صورت افقی و یا استفاده از میلگردهای آجدار در امتداد قائم یا افقی و یا ترکیبی از این روش‌ها انجام شود. مزیت استفاده از میلگردهای بستر در این است که میلگرد در ملات بستر مدفون شده و لازم به ریختن دوغاب نمی‌باشد. همچنین برای استفاده از میلگردهای بستر لازم نیست واحدهای بنایی شکل خاصی داشته باشند و حتی در مورد دیوارهای ساخته شده با واحدهای بنایی توپر نیز استفاده از میلگرد بستر امکان‌پذیر است. در مقابل استفاده از میلگرد معمولی مستلزم استفاده از واحدهای بنایی سوراخ‌دار می‌باشد به طوری که برای استفاده از میلگردهای آجدار افقی، لازم است واحد بنایی فاقد جان باشد (یا جان آن شکسته شده باشد). البته در صورتی که از دیوارهای دو لایه استفاده شود، می‌توان میلگردهای آجدار را مابین لایه ها

قرار داده و فضای خالی مابین دو لایه دیوار را با دوغاب پر نمود. بدیهی است که اینکار منجر به افزایش ضخامت دیوار و کاهش سرعت ساخت خواهد شد. شایان ذکر است که المان‌های بنایی را با سایر روش‌ها نظیر استفاده از صفحات پلیمر مسلح (FRP) و شبکه ها یا صفحات فولادی نیز می‌توان مسلح نمود.

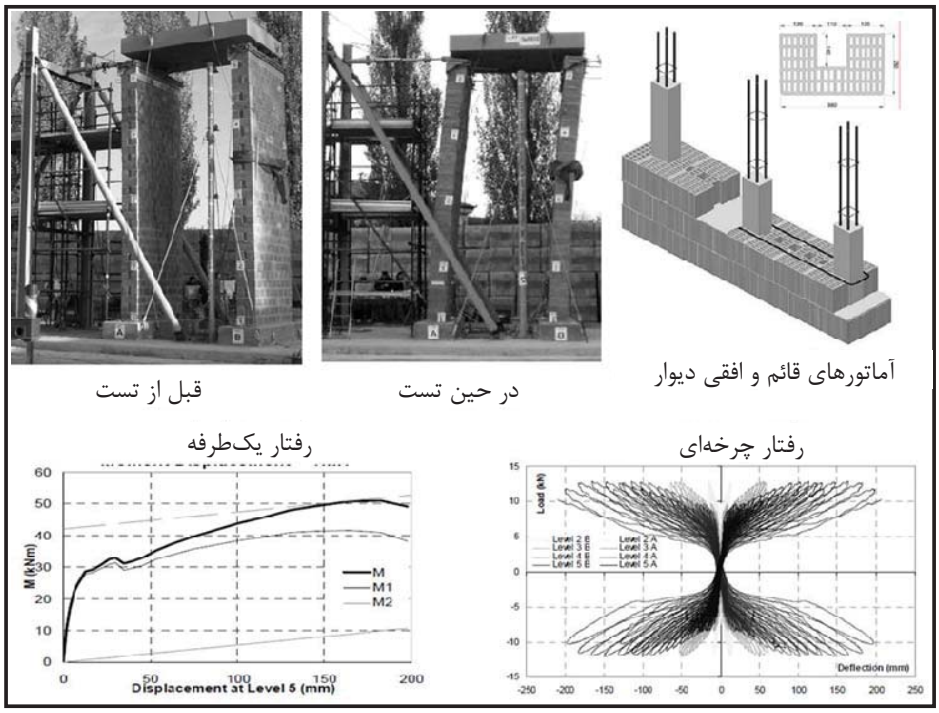
همانند سازه‌های بتنی، در سازه‌های بنایی نیز دلیل اصلی استفاده میلگردهای فولادی یا میلگردهای بستر، جبران ضعف مصالح بنایی در تحمل تنش‌های کششی می‌باشد. نکته‌ای که باید در نظر داشت این است که اغلب آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها [۱، ۸ و ۹] در دیوارهای بنایی مسلح از مقاومت کششی مصالح بنایی صرف‌نظر کرده و فرض می‌کنند تمام کشش توسط المان فولادی تحمل خواهد شد. دلیل این امر این است که سختی و ظرفیت کششی فولاد و مصالح بنایی بسیار متفاوت بوده و مصالح بنایی و فولاد هم‌زمان نقش باربری را ایفا نمی‌کنند. در نتیجه رفتار المان‌های بنایی مسلح تا حد زیادی مشابه رفتار المان‌های بتن مسلح می‌باشد و با فرض خطی بودن توزیع کرنش در مقطع دیوار می‌توان با یک تحلیل ممان- انحنا ظرفیت خمشی خارج از صفحه (و نیز داخل صفحه) دیوار بنایی مسلح را تخمین زد. در این خصوص کرنش نهایی المان‌های بنایی نیز بسیار مشابه بتن می‌باشد. به عوان مثال بر اساس آیین‌نامه ACI 530 کرنش نهایی فشاری برای دیوارهای رسی برابر ۰/۰۰۳۵ و برای دیوارهای AAC برابر ۰/۰۰۳ و این مقدار برای دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی برابر ۰/۰۰۲۵ می‌باشد. اهمیت مسلح کردن دیوارهای بنایی به حدی است که اکثر آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها [۱، ۸ و ۱۸] لازم می دانند که حتی دیوارهای غیرسازه‌ای نیز در مناطق با لرزه‌خیزی بالا دارای حداقل تسلیحاتی باشند.

از جمله مزیت‌های دیوارهای بنایی مسلح می‌توان به موارد زیر اشاره داشت:

- وابستگی کم مقاومت دیوار به نوع ملات به خصوص در رفتارهای کنترل شونده توسط خمش [۱].
- عدم وابستگی به چینش واحدهای بنایی به طوری که استفاده از پیوند ممتد و غیرممتد تاثیر چندانی در مقاومت داخل و خارج صفحه نخواهد داشت [۱و ۱۹]. با این حال حتی در دیوارهای مسلح نیز استفاده از پیوند ممتد توصیه می‌شود.
- بهبود قابل توجه در شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی دیوار [۱و ۱۹].
- کاهش ترک‌های ناشی از جمع شدگی و تغییرشکل‌های حرارتی [۱، ۸ و ۹].

۱-۳-۱- رفتار خارج از صفحه

اگرچه معمولا مسلح کردن دیوارهای بنایی در دیوارهای برشی به منظور بهبود عملکرد داخل صفحه دیوار انجام می‌شود، اما این کار موجب بهبود رفتار خارج از صفحه دیوار نیز خواهد شد. موسل و همکاران [۲۰] رفتار خارج از صفحه دیوارهای ساخته شده از بلوک‌های توخالی سفالی و مسلح شده با آرماتورهای قائم و افقی را مورد بررسی قرار داده‌اند. همان‌طور شکل (۱-۱۲) نشان می‌دهد، رفتار خارج از صفحه المان‌های بنایی مسلح از شکل‌پذیری خوبی برخوردار می‌باشد. به علاوه هیچ شکست تردی در آزمایشات گزارش نشده است.



شکل ۱-۱۲- تست چرخه‌ای بر روی دیوار بنایی مسلح در امتداد خارج از صفحه [۲۰]

در تست‌های میز لرزه انجام شده در SERIES [۲۱]، اثر میلگردهای بستر خرپا شکل در عملکرد میانقاب‌های بنایی مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که در شکل‌های (۱-۱۳) و (۱-۱۴) نشان داده شده است، عدم استفاده از میلگردهای بستر منجر به فروریزش خارج از صفحه میانقاب‌ها و تشکیل طبقه نرم شده است که نتیجه آن فروریزش کامل سازه می‌باشد. اما در صورت استفاده از میلگردهای بستر، میانقاب‌ها در جهت خارج از صفحه ناپایدار نشده و کل سازه نیز (اگرچه آسیب دیده است) دچار فروریزش نشده است. حتی با وجود اینکه در شکل (۱-۱۳) دیوارهای غیرمسلح از دو لایه تشکیل شده بوده‌اند (ضخامت دو برابر)، اما عملکرد آن‌ها نسبت به دیوارهای مسلح تک لایه (شکل (۱-۱۴)) ضعیف‌تر بوده است. در هر دو شکل (۱-۱۳) و (۱-۱۴) سیستم باربر جانبی تقریبا مشابه بوده و تحت زلزله مشابهی قرار گرفته‌اند. همچنین هر دو شکل شرایط سازه پس از انجام تست را نشان می‌دهند.

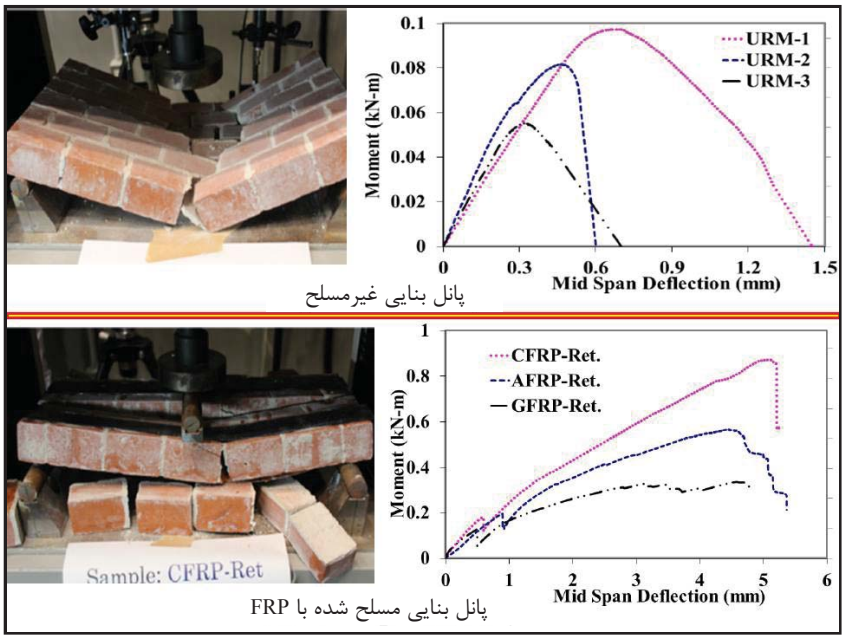
شایان ذکر است که در دیوارهای بنایی غیرمسلح بروز ترک به معنای گسیختگی دیوار می‌باشد حال آنکه در دیوارهای بنایی مسلح چنین نبوده و نه تنها بروز ترک مجاز می‌باشد، بلکه اساسا کلیه تحلیل ها بر اساس مقطع ترک خورده دیوار انجام می‌شود [۱]. همچنین دیوارهای مسلح از انسجام بهتری در حین زلزله برخوردار می‌باشند (شکل‌ها (۱-۱۳) و (۱-۱۴) را با یکدیگر مقایسه کنید).



شکل ۱-۱۳- فروریزش خارج از صفحه میانقاب‌های دو لایه فاقد میلگرد بستر [۲۱]



شکل ۱-۱۴- حفظ پایداری خارج از صفحه میانقاب‌های تک لایه به واسطه استفاده از میلگرد بستر [۲۱]

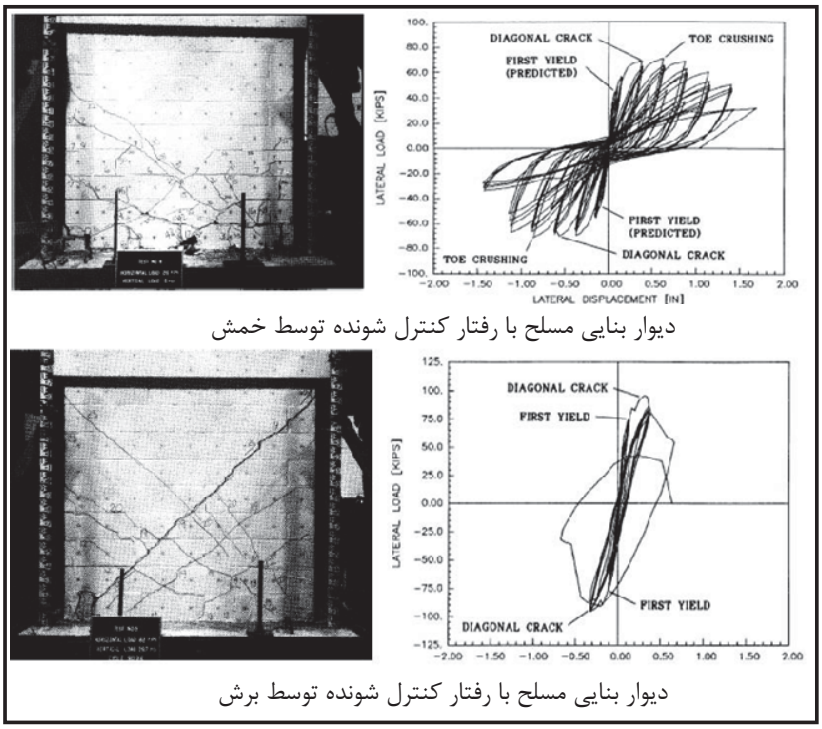


شکل ۱-۱۵- مسلح کردن المان بنایی با استفاده از FRP برای بهبود رفتار خمشی [۲۲]

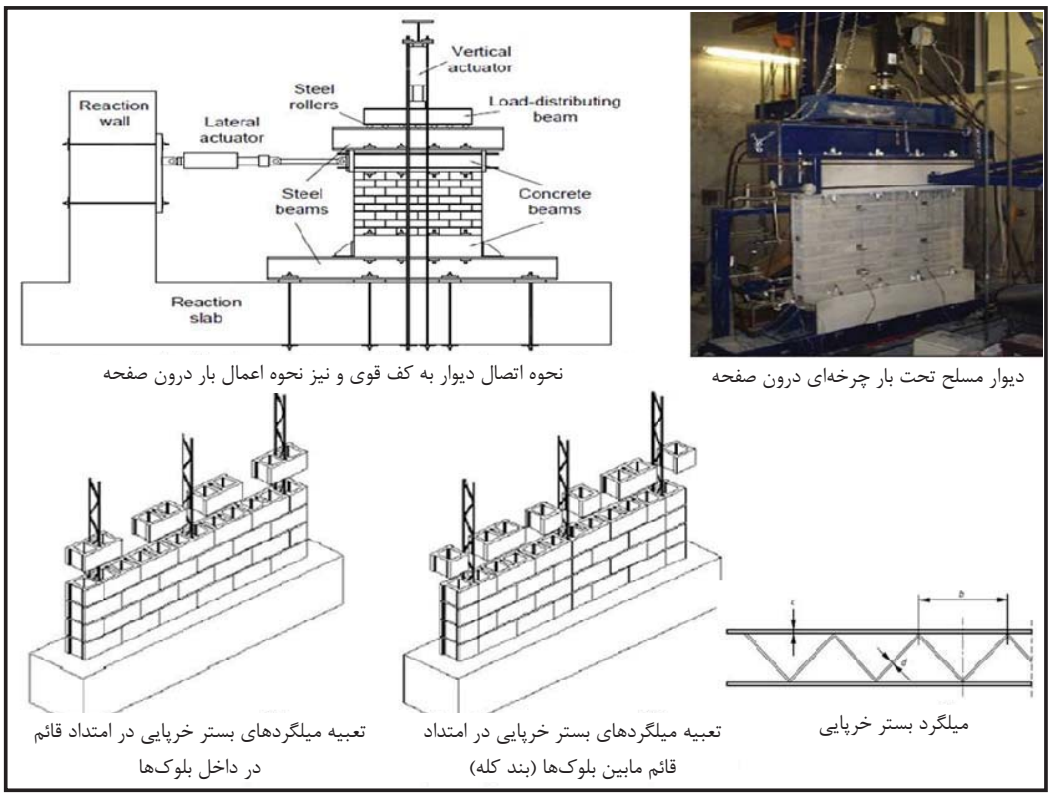
شکل (۱-۱۵) رفتار خارج از صفحه پانلی با آجر رسی غیرمسلح را با رفتار پانل مشابه مسلح شده با FRP مقایسه می‌کند [۲۲]. اگرچه دیوارهای بنایی می‌توانند با استفاده از FRP نیز مسلح شوند، لیکن این روش قدری پرهزینه بوده و معمولا در بهسازی دیوارها کاربرد دارد. به علاوه لازم است در خصوص عملکرد دراز مدت و نیز مقاومت FRP در برابر آتش‌سوزی نیز تمهیدات خاصی اتخاذ گردد.

۱-۳-۲- رفتار داخل صفحه

در خصوص رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی مسلح تحقیقات بسیاری صورت گرفته است که خلاصه ای از آن را می‌توان در دستورالعمل FEMA 307 [۲۳] ملاحظه نمود. نمونه ای از رفتارهای موجود در FEMA 307 در شکل (۱-۱۶) نشان داده شده است. همانند دیوارهای بتنی، در دیوارهای بنایی نیز شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی به مکانیزم خرابی دیوار وابسته بوده، به طوری که دیوارهای با مکانیزم خرابی خمشی (کنترل شونده توسط خمش) نسبت به دیوارهای با مکانیزم خرابی برشی (کنترل شونده توسط برش) از رفتار مناسب‌تری برخوردار می‌باشند.

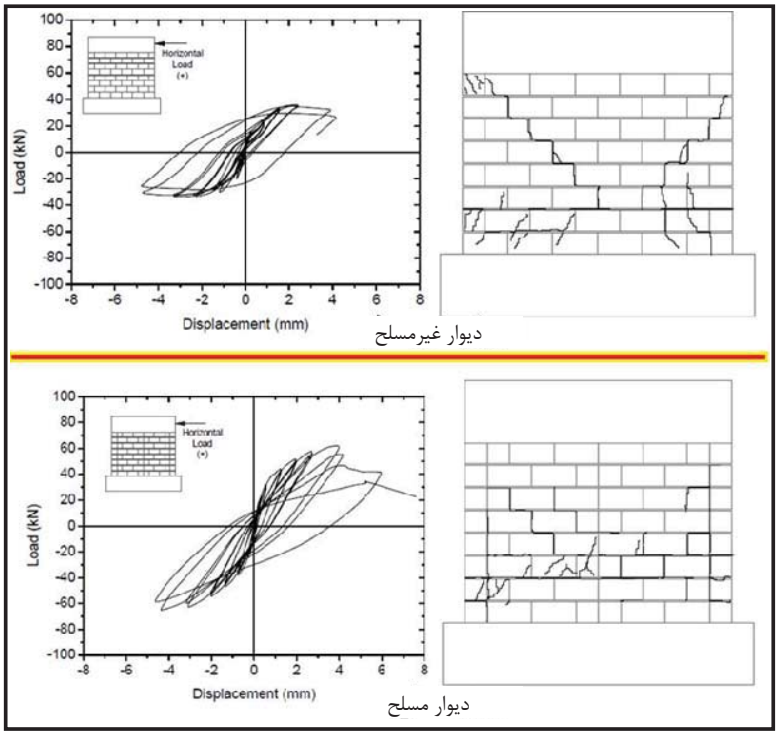


شکل ۱-۱۶- مقایسه رفتار دیوارهای بنایی مسلح با مکانیزم تخریب خمشی و برشی [۲۳]



شکل ۱-۱۷- تعبیه میلگرد بستر خرپایی در جهات افقی و قائم و آماده‌سازی دیوار برای انجام تست [۱۹]

در مطالعه انجام شده توسط هاچ و همکاران [۱۹]، رفتار درون صفحه دیوارهای بنایی ساخته شده از بلوک سیمانی و مسلح شده توسط میلگردهای بستر خرپایی مورد ارزیابی قرار گرفته است. مطابق شکل (۱-۱۷) در این مطالعه میلگردهای بستر نه تنها در امتداد افقی در بند بستر قرار داده شده‌اند، بلکه در امتداد قائم نیز مابین بلوک‌ها (بند کله) و نیز در داخل حفره بلوک‌ها از تسلیحات خرپایی شکل استفاده شده است. نتایج به دست آمده و مقایسه آن با دیوار غیرمسلح در شکل (۱-۱۸) نشان داده شده است. واضح است که نه تنها شکل‌پذیری دیوار افزایش یافته، بلکه ظرفیت جانبی (مقاومت) دیوار نیز افزایش قابل توجهی داشته است.



شکل ۱-۱۸- مقایسه رفتار درون صفحه دیوار مسلح با رفتار دیوار غیرمسلح متناظر [۱۹]

فصل ۲

دیوارهای بنایی

۲-۱- انواع واحدهای بنایی

راهنمای حاضر برای واحدهای بنایی جنس رسی (خشتی یا سفالی)، سیمانی، AAC و شیشه‌ای می‌باشد. واحدهای بنایی مذکور می‌توانند توپر، سوراخ‌دار و یا توخالی باشند.

۲-۲- انواع ملات‌ها

لازم است، مطابق جدول (۲-۱) در دیوارهای غیرسازه‌ای از یکی از ملات‌های نوع N و یا S استفاده شود (براساس دسته‌بندی ASTM C270).

جدول ۲-۱- طرح اختلاط حجمی ملات‌های نوع N و S

	نوع ملات	سیمان پورتلند	آهک	سیمان بنایی- ۵ مگاپاسگال	سیمان بنایی-۱۲/۵ مگاپاسگال	ماسه	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه
ملات با ترکیب سیمان پرتلند و آهک	N	۱	۱	-		۶	۶ مگاپاسگال
	S	۱	۰/۵	-		۴/۵	۱۴مگاپاسگال
ملات با سیمان بنایی	N	-	-	۱	-	۳	۶ مگاپاسگال
	S	-	-	-	۱	۳	۱۴مگاپاسگال

*مقدار دقیق آب بنا به تجربه بنا، میزان کارآیی لازم و شرایط محیطی می‌تواند قدری با مقدار پیشنهادی فوق متفاوت باشد.

۲-۳- مقاومت فشاری دیوارهای بنایی

برای تعیین مقاومت فشاری دیوار لازم است مطابق استاندارد ASTM C1314 بر روی منشوری از دیوار تست فشاری صورت گیرد.

به جای تست فوق می‌توان از روش مقاومت واحد بنایی مطابق بندهای ۲-۳-۱ تا ۲-۳-۳ استفاده نمود.

۲-۳-۱- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی

در صورتی که هر سه شرط زیر بر قرار باشد، مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی (خشتی یا سفالی) را می‌توان بر اساس جدول (۲-۲) به دست آورد.

- از بلوک‌های استاندارد مطابق الزامات مبحث پنجم استفاده شده باشد.
- ضخامت ملات بستر از ۱۶ میلی‌متر تجاوز نکند.
- در صورت استفاده از دوغاب، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن کم‌تر از مقاومت فشاری دیوار نباشد. همچنین مقاومت فشاری ۲۸ روزه دوغاب نباید تحت هیچ شرایطی از ۱۴ مگاپاسگال کم‌تر باشد.

لازم به توضیح است که به منظور استفاده از جدول زیر، لازم است مقاومت فشاری واحد بنایی بر اساس سطح مقطع خالص در دسترس باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر، می‌توان مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع خالص را به صورت زیر تخمین زد.

مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع خالص = مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع کل×(نسبت سطح توپر به سطح مقطع کل)

جدول ۲-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای رسی (خشتی یا سفالی)

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع موثر – f'm (MPa)	مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص (MPa)	
	ملات نوع N	ملات نوع S
۷	۱۴	۱۲
۱۰	۲۹	۲۳
۱۴	۴۳	۳۴
۱۷	۵۷	۴۵
۲۱	۷۱	۵۷
۲۴	-	۶۸
۲۸	-	۷۹

۲-۳-۲- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی

در صورتی که هر سه شرط زیر بر قرار باشد، مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی را می‌توان بر اساس جدول (۲-۳) به دست آورد.

- از بلوک‌های استاندارد مطابق الزامات مبحث پنجم استفاده شده باشد.
- ضخامت ملات بستر از ۱۶ میلی‌متر تجاوز نکند.
- در صورت استفاده از دوغاب، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن کم‌تر از مقاومت فشاری دیوار نباشد. همچنین مقاومت فشاری ۲۸ روزه دوغاب نباید تحت هیچ شرایطی از ۱۴ مگاپاسگال کم‌تر باشد.

جدول ۲-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای سیمانی

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع موثر – f'_m (MPa)	مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص بلوک (MPa)	
	ملات نوع N	ملات نوع S
۹	۱۳	-
۱۰	۱۵	۱۳
۱۴	۲۱	۱۹
۱۷	۲۸	۲۶
۲۱	۳۶	۳۳

۲-۳-۳- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای AAC

در صورت فراهم شدن سه شرط زیر، مقاومت فشاری دیوار با بلوک AAC برابر مقاومت فشاری خود بلوک AAC می‌باشد.

- بلوک‌ها مطابق استاندارد موجود در مبحث پنجم باشند.
- ضخامت ملات بستر از ۳ میلی‌متر تجاوز نکند.
- در صورت استفاده از دوغاب، مقاومت فشاری ۲۸ روزه دوغاب از ۱۴ مگاپاسگال کم‌تر نباشد.

مقاومت بلوک‌های AAC به شرح زیر می‌باشد.

جدول ۲-۴- مقاومت فشاری بلوک‌های AAC

رده مقاومتی	حداقل مقاومت فشاری (مگاپاسگال)	محدوده جرم مخصوص خشک (کیلوگرم بر مترمکعب)
ب-ه-۱-۲	۲	۵۵۰-۳۵۰
ب-ه-۱-۴	۴	۸۵۰-۴۵۰
ب-ه-۱-۶	۶	۸۵۰-۵۵۰

در هر صورت استفاده از بلوک‌های AAC با مقاومت کم‌تر از ۳ مگاپاسگال در دیوارهای غیرسازه‌ای مجاز نمی‌باشد.

۲-۳-۴- مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای شیشه‌ای

طراحی دیوارهای ساخته شده با بلوک‌های شیشه‌ای به صورت تجربی بوده فلذا به شرط تامین شدن محدودیت‌های طراحی تجربی (بند ۶-۳)، به مقاومت فشاری بلوک‌های شیشه‌ای نیاز نمی‌باشد. به هر حال در صورت نیاز، مقاومت فشاری دیوارهای بلوک شیشه‌ای لازم است بر اساس داده‌های سازنده و یا نتایج تست بر روی نمونه دیوار به دست آید.

۲-۴- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی

مقاومت خمشی المان‌های بنایی غیرمسلح از ضرب مدول مقطع موثر (اساس مقطع موثر) دیوار در مدول گسیختگی دیوار به دست می‌آید. لذا در این بخش مدول گسیختگی دیوارهای بنایی ارائه شده است.

۲-۴-۱- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی بسته به چینش واحدها (پیوند ممتد یا غیرممتد) و نیز نوع ملات مصرفی و وجود یا عدم وجود دوغاب، بر اساس جدول (۲-۵) می‌باشد.

جدول ۲-۵- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی (بر حسب MPa یا N/mm^2)

		ملات ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک		ملات ساخته شده با سیمان بنایی	
		ملات نوع N	ملات نوع S	ملات نوع N	ملات نوع S
در امتداد عمود بر بند بستر	واحد توپر	۰/۵۲	۰/۶۹	۰/۲۶	۰/۴۱
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۳۳	۰/۴۳	۰/۱۶	۰/۲۶
	واحد توخالی پرشده با دوغاب	۱/۰۹	۱/۱۲	۱	۱/۰۵
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند ممتد	واحد توپر	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۶۶	۰/۸۶	۰/۳۳	۰/۵۲
	واحد توخالی پرشده با دوغاب*	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیرممتد	مقطع پرشده با دوغاب در امتداد بند بستر**	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۷
	سایر موارد	صفر	صفر	صفر	صفر

*در صورتی که تنها بخشی از حفره‌ها با دوغاب پر شده باشد، می‌توان بر اساس درصد حفره‌های پر شده با دوغاب مدول گسیختگی را از درون‌یابی بین حالت فاقد دوغاب و پرشده با دوغاب به دست آورد.

** تنها بخشی از دیوار که با دوغاب در امتداد موازی بند بستر به طور پیوسته پر شده است در تحمل خمش موثر است.

۲-۴-۲- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی نیز مشابه واحدهای رسی بوده و بر اساس جدول (۲-۵) قابل تخمین می‌باشد.

۲-۴-۳- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC به صورت زیر می‌باشد.

- در صورت استفاده از ملات بستر با ضخامت بین ۱/۵ تا ۳ میلی‌متر

$$f_{rAAC} = 0.4\sqrt{f'_{AAC}} \qquad (۱-۲)$$

که

f_{rAAC} = مدول گسیختگی دیوار AAC (مگاپاسگال)

f_{AAC} = مقاومت فشاری دیوار AAC (مگاپاسگال)

- در صورت استفاده از ملات بستر نازک با ضخامت کم‌تر از ۱/۵ میلی‌متر، مدول گسیختگی دیوار AAC برابر ۰/۵۵ مگاپاسگال می‌باشد.
- در صورتی که اولین لایه دیوار AAC بر روی ملات نوع S قرار داشته باشد، مدول گسیختگی در آن مقطع نباید از ۰/۳۴ مگاپاسگال بیش‌تر درنظر گرفته شود.

با توجه به اینکه در اکثر موارد از ملات بستر نازک برای ساخت دیوارهای AAC استفاده می‌شود، لذا توصیه می‌شود در امتداد موازی بند بستر، مدول گسیختگی بر اساس رابطه (۲-۱) محاسبه شده و مدول گسیختگی در امتداد عمود بر بند بستر برابر عدد ثابت ۰/۵۵ مگاپاسگال درنظر گرفته شود.

۲-۴-۴- مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای شیشه‌ای

طراحی دیوارهای شیشه‌ای براساس روش تجربی بوده و در صورت ارضا شدن محدودیت‌های روش تجربی (بند ۶-۳)، نیازی به تخمین مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده با واحدهای شیشه‌ای نمی‌باشد.

۲-۵- مدول الاستیک

در غیاب انجام تست، مدول الاستیک مصالح مختلف به صورت زیر تخمین زده می‌شود.

- مدول الاستیک فولاد برابر ۲۰۰،۰۰۰ مگاپاسگال می‌باشد.
- مدول الاستیک دیوار با بلوک رسی برابر $E_m = 700f'_m$ می‌باشد که در آن f'_m برابر مقاومت فشاری دیوار با بلوک رسی است (بر حسب مگاپاسگال).
- مدول الاستیک دیوار با بلوک سیمانی برابر $E_m = 900f'_m$ می‌باشد که در آن f'_m برابر مقاومت فشاری دیوار با بلوک سیمانی است (بر حسب مگاپاسگال).
- مدول الاستیک دیوار با بلوک AAC برابر $E_{AAC} = 885(f'_{AAC})^{0.6}$ می‌باشد که در آن f'_{AAC} برابر مقاومت فشاری دیوار با بلوک AAC است (بر حسب مگاپاسگال).

با توجه به اینکه طراحی دیوارهای شیشه‌ای به صورت تجربی انجام می‌شود، لذا نیازی به تخمین مدول الاستیک دیوار با بلوک شیشه‌ای نمی‌باشد.

- مدول الاستیک دوغاب برابر $500f'_g$ می‌باشد که در آن f'_g مقاومت فشاری دوغاب می‌باشد.
- مدول برشی کلیه دیوارها را می‌توان برابر ۴۰٪ مدول الاستیک آن‌ها درنظر گرفت.

۲-۶- ضرایب انبساط حراراتی

ضریب انبساط حرارتی (k_t) دیوارهای گوناگون به شرح زیر است:

- برای دیوار با بلوک رسی $k_t = 7.2\times10^{-6}(mm/mm/^\circ C)$ می‌باشد.
- برای دیوار با بلوک سیمانی $k_t = 8.1\times10^{-6}(mm/mm/^\circ C)$ می‌باشد.
- برای دیوار با بلوک AAC $k_t = 8.1\times10^{-6}(mm/mm/^\circ C)$ می‌باشد.

انبساط حرارتی، تغییرشکلی بازگشت پذیر بوده و حجم دیوار می‌تواند با تغییر درجه حرارت کاهش یا افزایش پیدا کند.

۲-۷- ضریب انبساط رطوبتی

- ضریب انبساط رطوبتی دیوار با بلوک رسی برابر $k_e = 3\times10^{-4}(mm/mm)$ می‌باشد.
- این ضریب را برای سایر دیوارها می‌توان برابر با صفر درنظر گرفت.

انبساط رطوبتی در بلوک‌های رسی بازگشت ناپذیر می‌باشد.

۲-۸- ضریب جمع شدگی

- ضریب جمع شدگی دیوارهای سیمانی برابر $km = 3.3\times10^{-4}(mm/mm)$ می‌باشد.
- ضریب جمع شدگی دیوارهای با بلوک رسی را می‌توان برابر صفر در نظر گرفت.
- ضریب جمع شدگی دیوارهای AAC برابر $km = 0.8\,\varepsilon cs/100$ درنظر گرفت که εcs مطابق استاندارد ASTM C1386 به دست می‌آید. با توجه به اینکه بر اساس این استاندارد و نیز مبحث پنجم، میانگین جمع شدگی انواع دیوارهای AAC برابر $2\times10^{-4}(mm/mm)$ می‌باشد، لذا در صورت عدم انجام آزمایشات دقیق‌تر، ضریب جمع شدگی دیوارهای AAC را می‌توان برابر $km = 2\times10^{-4}(mm/mm)$ درنظر گرفت.

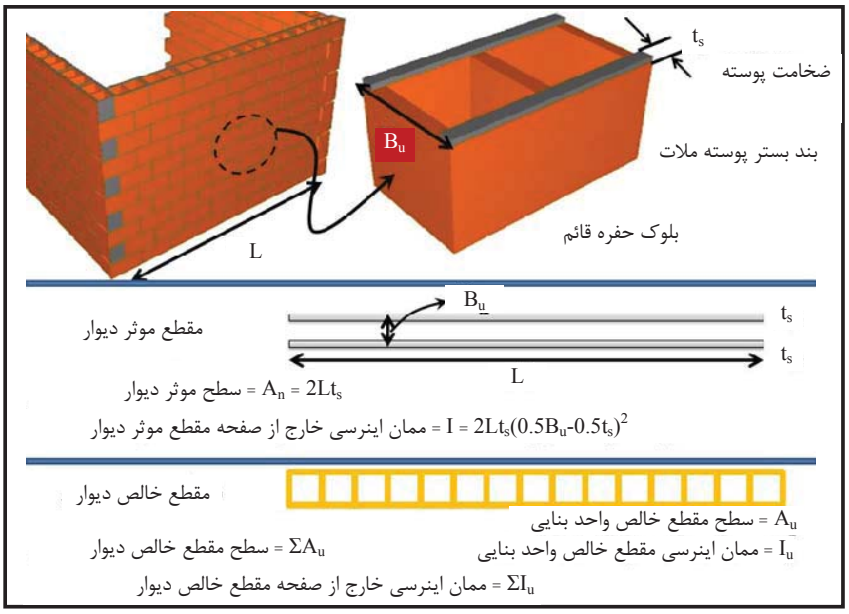
۲-۹- ضریب خزش

با توجه به اینکه تمرکز دستورالعمل حاضر بر روی دیوارهای غیرباربر می‌باشد، از تغییرشکل‌های ناشی از خزش می‌توان صرف‌نظر نمود.

۲-۱۰- مشخصات مقطع خالص و مقطع موثر

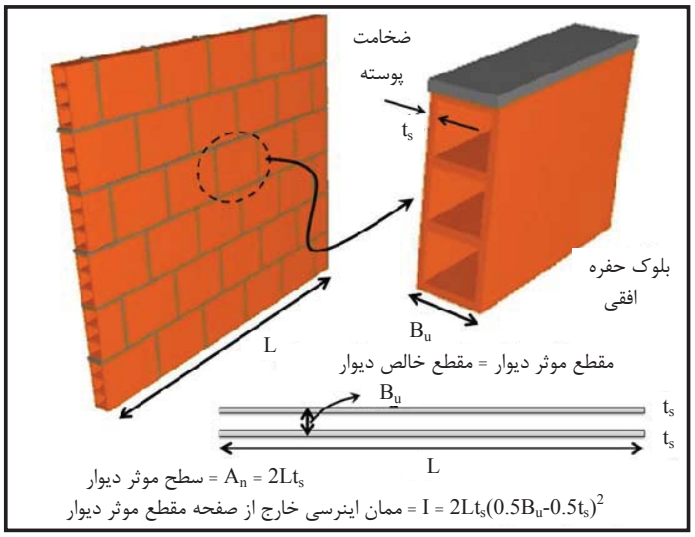
- در محاسبات مربوط به تنش و مقاومت اسمی دیوار لازم است از مشخصات مقطع موثر دیوار استفاده شود.
- ممکن است سطح مقطع موثر دیوار در امتداد های افقی و قائم با هم برابر نباشند. در این صورت می‌توان از سطح مقطع موثر افقی دیوار در هر دو امتداد استفاده نمود.
- برای بلوک‌های توخالی مقطع موثر را می‌توان برابر مقطع دو پوسته خارجی بلوک درنظر گرفت.
- در مقاطعی که شامل دو نوع مصالح با تفاوت فاحش در مدول الاستیک می‌باشند (همانند بلوک AAC پر شده با دوغاب)، برای محاسبه تنش‌ها می‌توان مقطع معادل را درنظر گرفت.
- برای محاسبه سختی یا لاغری دیوار می‌توان از مقطع خالص واحدهای بنایی دیوار استفاده نمود. برای دیوارهای غیرسازه‌ای در جهت اطمینان می‌توان مقطع خالص دیوار را برابر مقطع موثر آن درنظر گرفت. این تقریب منجر به کاهش سختی دیوار می‌شود لذا برای دیوارهای سازه‌ای مناسب نمی‌باشد.

شکل (۲-۱) نشان دهنده تفاوت مابین مقطع موثر و مقطع خالص یک دیوار ساخته شده با بلوک‌های حفره قائم و بند بستر پوسته ملات می‌باشد. شایان ذکر است که از مقطع موثر به منظور محاسبه مقاومت دیوار و از مقطع خالص برای محاسبه سختی دیوار استفاده می‌شود. در صورتی که بند بستر از نوع تمام ملات باشد و جان انتهایی واحد بالایی دقیقا بر روی جان میانی واحد تحتانی قرار گیرد، تفاوتی مابین مقطع موثر و مقطع خالص وجود نخواهد داشت. با توجه به اینکه این شرایط معمولا در عمل ایجاد نمی‌گردد، لذا توصیه می‌شود در جهت اطمینان، سطح مقطع موثر دیوار بر اساس سطح مقطع پوسته واحدها و سطح مقطع خالص دیوار بر اساس سطح مقطع خالص واحدها به دست آیند (مطابق شکل (۲-۱)).



شکل ۲-۱- مقطع موثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره قائم و بند بستر پوسته ملات

در شکل (۲-۲) مقطع موثر و خالص یک دیوار ساخته شده با بلوک‌های حفره افقی و بند بستر تمام ملات نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، در این حالت خاص مقطع موثر و مقطع خالص دیوار مشابه یکدیگر می‌باشند.



شکل ۲-۲- مقطع موثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره افقی و بند بستر تمام ملات

در صورت عدم وجود اطلاعات دقیق و قابل اطمینان در خصوص ضخامت پوسته‌ها و جان‌های واحدهای بنایی، می‌توان از مقادیر زیر استفاده نمود:

- برای واحدهای رسی: ضخامت پوسته برابر ۱۵ میلی‌متر و ضخامت جان برابر ۱۰ میلی‌متر
- برای واحدهای سیمانی: ضخامت پوسته برابر ۲۰ میلی‌متر و ضخامت جان برابر ۱۵ میلی‌متر
- واحدهای AAC معمولا توپر بوده و ضخامت پوسته و جان در آن‌ها مطرح نمی‌باشد. در صورتی که از واحدهای AAC توخالی استفاده شود، لازم است ضخامت های پوسته و جان به طور دقیق از سازنده گرفته شود.
- در مورد واحدهای شیشه‌ای نیازی به دانستن ضخامت پوسته و جان نمی‌باشد چراکه طراحی این نوع دیوارها به صورت تجربی انجام می‌گیرد.

در مورد واحدهای بنایی توخالی، سطح مقطع موثر و خالص ممکن است در دو جهت (خمش قائم و خمشی افقی) با یکدیگر برابر نباشند. در این صورت می‌توان در جهت اطمینان سطح مقطع موثر را بر اساس سطح مقطع پوسته واحدها درنظر گرفته و از اثر جان واحدها صرف‌نظر نمود.

۲-۱۱- چیدمان واحدهای بنایی

لازم است چیدمان بلوک‌های بنایی به صورت پیوند ممتد انجام شود به نحوی که فاصله افقی بندهای کله (قائم) در دو ردیف متوالی حداقل برابر یک چهارم طول واحد بنایی باشد. در بسیاری از موارد این فاصله برابر نصف طول واحد بنایی درنظر گرفته می‌شود به طوری که بندهای کله در ردیف های یک درمیان با یکدیگر هم امتداد می‌شوند.

اگرچه استفاده از پیوند قائم ارجعیت دارد، اما در صورتی که به هر دلیل چیدمان بلوک‌ها به صورت پیوند ممتد نباشد، لازم است در فواصل حداکثر ۱۲۰۰ میلی‌متری از میلگرد بستر استفاده شود. نسبت سطح مقطع میلگرد بستر به

سطح مقطع کلی دیوار در جهت قائم نباید از ۰/۰۰۰۲۸ کم‌تر باشد. برای دیواری با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر، قرار دادن میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر و به فواصل ۴۵۰ میلی‌متر در ارتفاع دیوار، نسبت آرماتور فوق را تامین خواهد کرد. شایان ذکر است که نسبت آرماتور میلگرد بستر برابر حاصل تقسیم سطح مقطع یکی از مفتول‌های طولی میلگرد بستر بر سطح مقطع کلی دیوار می‌باشد.

۲-۱۲- اتصالات دیوار

در محل تقاطع دیوارهای متقاطع لازم است حداقل یکی از شرایط زیر فراهم شود.

- دو دیوار به یکدیگر متصل نشده و به صورت مستقل از یکدیگر عمل کنند.
- دو دیوار با استفاده از آرماتور بستر و یا قلاب فولادی در فواصل مشخص (حداکثر ۴۰۰ میلی‌متر) به یکدیگر متصل شوند.
- دو دیوار به صورت لاریز اجرا شده و حداقل ۵۰٪ بلوک‌ها در محل اتصال به یکدیگر قفل شده باشند.

دیوارها نباید به صورت صلب به المان‌های سازه‌ای (دیافراگم کف، تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، دیوارهای برشی و ...) متصل شوند. بلکه لازم است از اتصلات لغزشی یا منعطف استفاده شود به نحوی که تغییرشکل‌های سازه اصلی بر دیوارهای غیرسازه‌ای نیرویی وارد نکند. جزییات اجرایی و طراحی اتصالات لغزشی در فصول ۶ و ۷ ارائه شده است.

۲-۱۳- درزهای انبساط

معمولا در سازه‌های بنایی بزرگ به منظور جلوگیری از ترک‌های ناشی از جمع شدگی و تغییرشکل‌های حرارتی، از درزهای انبساط در دیوارهای بنایی استفاده می‌شود. با توجه به اینکه ابعاد دیوارهای غیرسازه‌ای محدود بوده و به منظور رعایت الزامات لرزه‌ای لازم است کلیه دیوارها مسلح بوده و در جهت داخل صفحه از سیستم باربر اصلی سازه جدا شوند، لذا به جز در موارد خاصی که طراح تشخیص دهد، تعبیه درزهای انبساطی برای دیوارهای غیرسازه‌ای ضرورتی ندارد. لازم به توضیح است که در صورت تعبیه درز انبساطی لازم است تسلیحات دیوار در محل درز انبساط قطع شود.

فصل ۳

میلگرد بستر

با توجه به این که تمرکز راهنمای حاضر، تقویت دیوارهای غیرسازه‌ای با استفاده از میلگرد بستر می‌باشد، قبل از ارائه الزامات تحلیل و طراحی، توضیحاتی در خصوص انواع میلگردهای بستر، کاربردها و مزایای آن‌ها ارائه می‌شود.

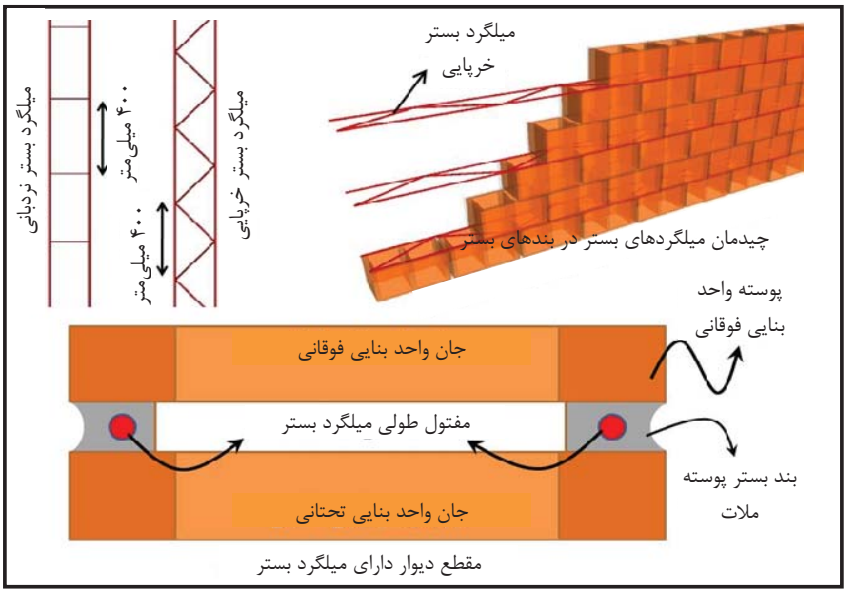
۳-۱- میلگرد بستر

میلگرد بستر، المانی فولادی است که در بند بستر دیوار قرار می‌گیرد. اگرچه میلگرد بستر می‌تواند یک میلگرد آجدار معمولی باشد، لیکن معمولا میلگردهای بستر به صورت دو مفتول ساده و یا آجدار می‌باشند که توسط یک مفتول میانی به یکدیگر متصل هستند (شکل (۳-۱)).

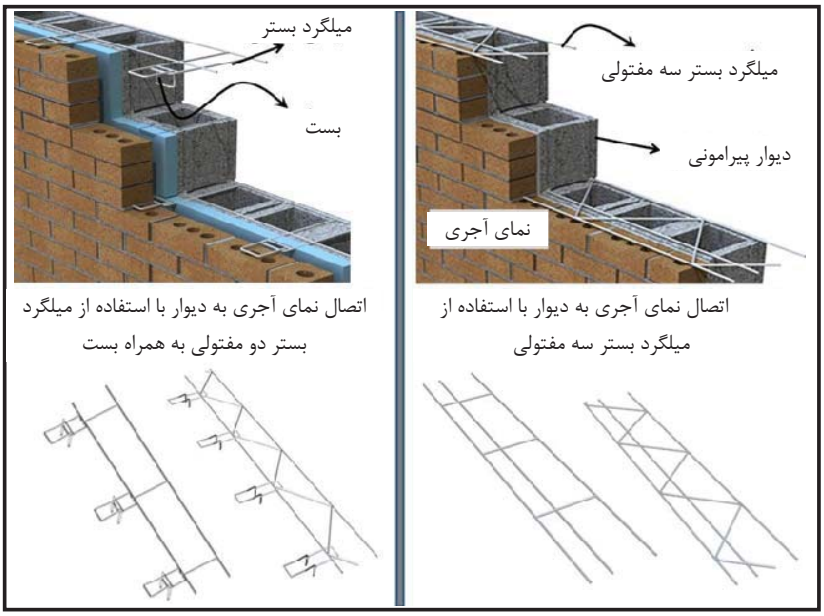


شکل ۳-۱- میلگرد بستر خرپایی قبل از پخش کردن ملات بستر بر روی آن

اگر مفتول میانی به شکل ۷ و ۸ باشد، میلگرد بستر از نوع خرپایی بوده و اگر به شکل عمود بر مفتول‌های طولی باشد، میلگرد بستر از نوع نردبانی خواهد بود (شکل ۳-۲). میلگردهای بستر خرپایی از سختی بیش‌تری برخوردار بوده و استفاده از آن نسبت به میلگردهای بستر نردبانی اولویت دارد. لازم است میلگرد بستر به شکل کامل در داخل ملات بستر مدفون شود تا از طریق ملات، پیوستگی میان میلگرد بستر و واحدهای بنایی بر قرار گردد. برشی از مقطع دیوار مسلح شده توسط میلگرد بستر در شکل (۳-۲) نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل نشان داده شده است لازم است در فواصل حداکثر برابر با ۴۰۰ ملیمتر مفتول‌های طولی میلگرد بستر به مفتول میانی متصل شوند.



شکل ۳-۲- مشخصات هندسی میلگردهای بستر و چینش آن‌ها به عنوان میلگرد افقی در دیوار



شکل ۳-۳- اتصال نمای بنایی به دیوارهای پیرامونی با استفاده از میلگردهای بستر

برای اتصال نمای آجری یا سنگی به دیوار پیرامونی نیز می‌توان از میلگردهای بستر استفاده کرد که در این صورت یکی از تدابیر نشان داده شده در شکل (۳-۳) را می‌توان اتخاذ نمود.

۳-۲- مزایا و موارد استفاده

مزایای استفاده از میلگرد بستر را می‌توان به صورت زیر برشمرد:

- کنترل عرض و فواصل ترک‌های ناشی از جمع شدگی و تغییرشکل‌های حرارتی
- افزایش مقاومت و شکل‌پذیری خمش خارج از صفحه دیوار
- افزایش مقاومت برشی داخل صفحه دیوار
- افزایش انسجام دیوار در حین زلزله و جلوگیری از فروریزش خارج از صفحه
- بهبود شکل‌پذیری دیوار
- برقراری اتصال مکانیکی برای نمای بنایی (آجری یا سنگی)
- عدم نیاز به استفاده از واحدهای بنایی با هندسه ویژه
- عدم نیاز به تزریق دوغاب
- عدم نیاز در تغییر روند ساخت دیوار
- امکان تعبیه به صورت قائم در دیوار (شکل ۱-۱۶)
- اتصال دیوارهای دولایه به یکدیگر
- تامین تسلیحات مورد نیاز اطراف بازشوها
- طول وصله و طول مهاری کم به دلیل کوچک بودن قطر مفتول و ساختار شبکه ای میلگرد بستر
- امکان بر قراری اتصال در دیوارهای متقاطع با استفاده از میلگرد بستر

لازم به توضیح است در دیوارهای با عملکرد دو طرفه و نیز دیوارهای دهانه افقی، میلگردهای بستر مستقیما باعث بهبود مقاومت خمشی خواهند شد. در مورد دیوارهای دهانه قائم اگرچه میلگردهای بستر به شکل مستقیم در مقاومت خمشی تاثیری ندارند، لیکن به واسطه بهبود عملکرد داخل صفحه دیوار و کاهش ترک‌های احتمالی، به شکل غیرمستقیم منجر به بهبود عملکرد خارج از صفحه دیوارهای دهانه قائم نیز خواهند شد. لازم به یادآوری است رفتار خارج و داخل صفحه دیوار دارای اندرکنش بوده به طوری که آسیب دیدگی درون صفحه می‌تواند منجر به کاهش مقاومت خارج از صفحه شود و بالعکس.

۳-۳- مشخصات فنی

- حداقل قطر مفتول‌ها ۴ میلی‌متر و حداکثر قطر مفتول‌ها برابر نصف ضخامت ملات بستر می‌باشد. با توجه به اینکه ضخامت ملات بستر نباید از ۱۶ میلی‌متر تجاوز کند، لذا حداکثر قطر ممکن برای مفتول‌ها ۸ میلی‌متر خواهد بود. البته در اکثر موارد ضخامت ملات بستر ۱۰ میلی‌متر بوده و از مفتول‌های با قطر ۴ میلی‌متر الی ۴/۵ میلی‌متر استفاده می‌شود.
- در مورد بلوک‌های AAC با بند بستر نازک (کم‌تر از ۳ میلی‌متر) مقطع مفتول‌های میلگرد بستر می‌تواند به صورت مستطیلی (کتابی) باشد. بدین ترتیب مفتول کاملا در ملات بستر نازک مدفون خواهد شد.

- فولاد مصرفی در ساخت مفتول‌ها لازم است دارای حداقل تنش تسلیم ۴۵۰ مگاپاسگال و حداقل تنش نهایی ۵۵۰ مگاپاسگال باشد. نسبت تنش نهایی به تنش تسلیم نباید کم‌تر از ۱/۲ باشد. در صورتی که تنش تسلیم از مقدار فوق کم‌تر باشد، در صورت تایید مهندس محاسب، استفاده از آن بلامانع خواهد بود به شرطی که نسبت تنش نهایی به تنش تسلیم همچنان از ۱/۲ کم‌تر نباشد.
- به منظور جلوگیری از خوردگی، لازم است میلگردهای بستر به صورت گالوانیزه تولید شده و یا دارای پوشش اپوکسی باشند. در غیر این صورت میلگردهای بستر باید از فولاد ضد زنگ ساخته شده باشند.
- به منظور پیوستگی بهتر میان میلگرد بستر و ملات، لازم است مفتول‌های طولی میلگرد بستر دارای سطحی آجدار باشند. مفتول میانی که دو مفتول طولی را به یکدیگر متصل می‌کند، می‌تواند به صورت ساده و دارای سطحی صاف باشد.

فصل ۴

تقاضاهای وارده بر دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای

۴-۱- کلیات

در این فصل تقاضاهای وارده بر دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای شامل دیوارهای داخلی و دیوارهای پیرامونی مورد بحث قرار گرفته است. نیروهای وارده بر دیوار از جانب زلزله و باد در بندهای ۵-۲ و ۵-۳ به دست آمده سپس با استفاده از روش ضرایب خمش که در بند ۵-۳ معرفی شده است، تقاضاهای خمشی وارده بر دیوار تخمین زده خواهند شد. با توجه به این که رفتار خارج از صفحه دیوارهای نازک تحت تاثیر خمش می‌باشند، لذا تاکید اصلی بر روی تقاضای خمشی بوده و از تقاضای برشی صرف‌نظر خواهد شد.

در این فصل بار لرزه‌ای وارده بر دیوارهای غیرسازه‌ای بر اساس آیین‌نامه ASCE7-10 [۲۶] به دست آمده است. با توجه به اینکه طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای در هر طبقه به طور مجزا روند زمان بری می‌باشد، لذا بارهای لرزه‌ای و باد وارده بر دیوارها در جهت اطمینان در بالاترین تراز سازه به دست آمده و کلیه دیوارها بر این مبنا طراحی خواهند شد. ضرایب خمش معرفی شده در بند ۵-۴ مبتنی بر تئوری خطوط تسلیم بوده و منطبق بر آیین‌نامه Eurocode 6 [۹] می‌باشند.

۴-۲- فشار خارج از صفحه ناشی از زلزله

نیروی ناشی از زلزله بر دیوارهای غیرسازه‌ای به صورت زیر می‌باشد.

$$w_{eq} = 0.48AI(1+S)w \qquad (۱-۴)$$

w_{eq}= نیروی لرزه‌ای عمود بر دیوار در واحد سطح (N/m^2).

A= نسبت شتاب مبنای طرح (g)

I= ضریب اهمیت دیوار

S= پارامتر مربوط به خطرپذیری لرزه‌ای

w= وزن دیوار و قطعات و المان‌هایی که به آن متصل شده‌اند (N/m^2)

پارامترهای A و S به لرزه‌خیزی منطقه بستگی داشته و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آیند. رابطه (۴-۱) نیروی لرزه‌ای وارده بر دیوارهای آخرین طبقه می‌باشد در صورت لزوم در طبقات پایین‌تر می‌توان مقدار آن را به صورت خطی به نحوی کاهش داد که نیروی لرزه‌ای وارده بر دیوارهای تراز پایه برابر با 0.3A(1+S)IW شود.

ضریب اهمیت I در مورد دیوارهای متعارف برابر ۱ می‌باشد. در خصوص دیوارهایی که از نظر ایمنی جانی از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشند (دیوار بیمارستان‌ها، دیوارهای دارای قفسه‌های حاوی مواد شیمیای خطرناک و ...)، این ضریب برابر ۱/۵ می‌باشد.

۴-۳- فشار خارج از صفحه ناشی از باد

نیروی ناشی از باد لازم است تنها بر دیوارهای پیرامونی اعمال شود. نیروی ناشی از باد بر دیوارهای پیرامونی به صورت زیر به دست می‌آید.

در نواحی داخل شهرها و یا محل‌های دارای ساختمان‌های متعدد یا درخت‌های انبوه:

$$w_{win} = 0.11(\frac{H_t}{10})^{0.24} V^2 \qquad (۲-۴)$$

در نواحی باز خارج از شهر و یا محل‌های فاقد ساختمان‌های متعدد یا درختان انبوه:

$$w_{win} = 0.14(\frac{H_t}{10})^{0.16} V^2 \qquad (۳-۴)$$

که

w_{win} = نیروی ناشی از باد در جهت عمود بر دیوارهای پیرامونی (N/m^2)

V= سرعت مبنای باد (km/h)

H_t= ارتفاع کل ساختمان از سطح زمین (m)

۴-۴- فشار طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای

۴-۴-۱- دیوارهای داخلی

فشار طراحی (w_u) دیوارهای داخلی برابر نیروی لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد.

$$w_u = w_{eq} \qquad (۴-۴)$$

در صورتی که مقطع موثر دیوار نامتقارن باشد، فشار فوق باید هم به صورت مثبت و هم به صورت منفی در امتداد عمود بر صفحه دیوار درنظر گرفته شود.

۴-۴-۲- دیوارهای پیرامونی

فشار طراحی (w_u) دیوارهای پیرامونی لازم است به صورت زیر به دست آیند.

$$\max(w_{eq}, w_{win}) = w_u \qquad (۵-۴)$$

در صورتی که مقطع موثر دیوار نامتقارن باشد، فشار فوق باید هم به صورت مثبت و هم به صورت منفی در امتداد عمود بر صفحه دیوار درنظر گرفته شود.

با توجه به وزن لرزه‌ای کم دیوارهای غیرسازه‌ای، در بسیاری موارد در مورد دیوارهای پیرامونی، بار باد بر بار زلزله حاکم خواهد بود.

۴-۵- تقاضاهای خمشی نهایی

۴-۵-۱- دیوارهای دهانه قائم

مطابق شکل (۴-۱)، در دیوارهایی که خمش به صورت یک طرفه بوده و عمدتا خمش قائم (تنش کششی عمود بر بند بستر- ترک کششی موازی بند بستر) در دیوار ایجاد می‌گردد، تقاضای خمشی نهایی (M_u) وارده بر دیوار برابر است با:

$$M_u = \alpha w_u H^2 \qquad (۴-۶)$$

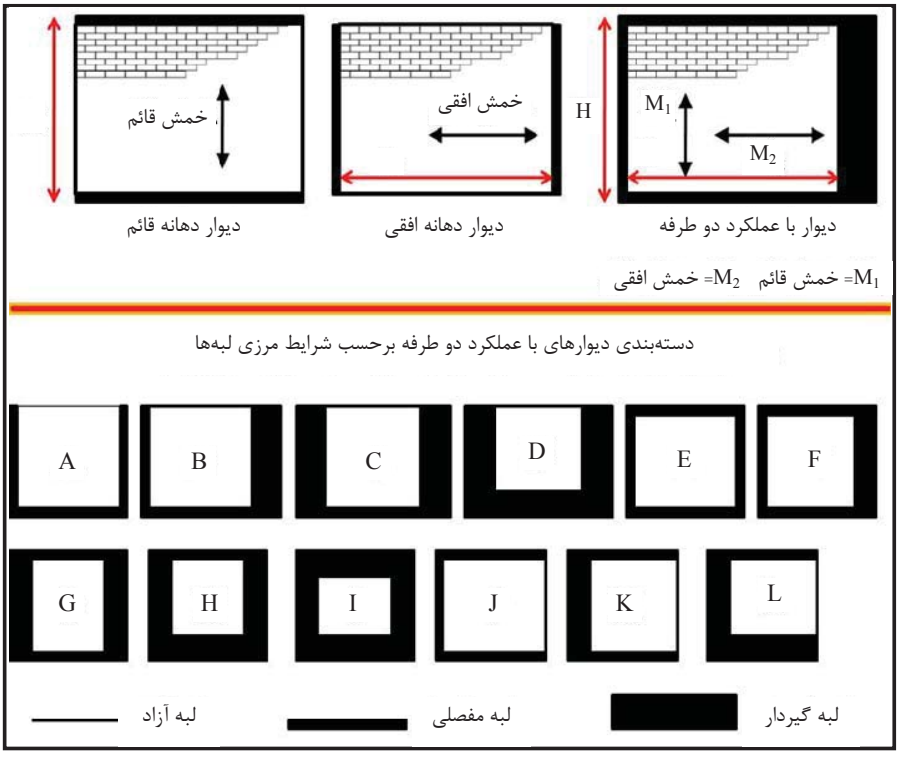
که برای دهانه دو سر ساده مقدار α برابر ۰/۱۲۵ و برای دهانه دو سر گیردار مقدار آن برابر ۰/۰۶۳ می‌باشد. همچنین H برابر ارتفاع خالص دیوار مابین دو تکیه‌گاه و w_u فشاری طراحی دیوار مطابق بند ۴-۴ می‌باشد.

۴-۵-۲- دیوارهای دهانه افقی

مطابق شکل (۴-۱)، در دیوارهایی که خمش به صورت یک طرفه بوده و عمدتا خمش افقی (تنش کششی موازی بند بستر- ترک کششی عمود بر بند بستر) در دیوار ایجاد می‌گردد، تقاضای خمشی نهایی وارده بر دیوار برابر است با:

$$M_u = \alpha w_u L^2 \qquad (۴-۷)$$

که برای دهانه دو سر ساده مقدار α برابر ۰/۱۲۵ و برای دهانه دو سر گیردار مقدار آن برابر ۰/۰۶۳ می‌باشد. به علاوه L برابر طول مابین دو تکیه‌گاه دیوار و w_u فشاری طراحی دیوار مطابق بند ۴-۵ می‌باشند.



شکل ۴-۱- دیوارهای دهانه افقی، دهانه قائم و دیوارهای با عملکرد دوطرفه

۴-۵-۳- دیوارهای با عملکرد دو طرفه

در بسیاری موارد دیوارهای غیرسازه‌ای در سه یا چهار لبه خود دارای تکیه‌گاه بوده و خمش‌های افقی و قائم بـه طـور هم‌زمان در آن ایجاد می‌شوند (مطابق شکل (۴-۱)). در این بخش برای تعیین تقاضای خمشـی نهـایی در دیوارهـای بـا عملکرد دو طرفه از روش ضرایب خمشی استفاده شده است. این روش، روشی تقریبی و بر اساس تئوری خطـوط تسـلیم می‌باشد. استفاده از سایر روش‌ها، همانند تئوری خطوط شکست و تحلیل های المان محـدود بـا درنظـر گـرفتن شـرایط ارتوتروپیک دیوار، نیز مجاز می‌باشد.

قبل از ارائه جزییات مربوط به روش ضرایب لنگر، بهتر است قـدری در خصـوص فرضـیات ایـن روش صـحبت شـود. تئوری خطوط تسلیم (که مبنای روش ضرایب لنگر می‌باشد) به منظور ارزیابی رفتار خارج از صفحه دیوار (یا به طور کلی یک پوسته) در حالت نهایی و ترک خورده خود استفاده می‌شود. در این تکنیک خطوط تسلیمی برای دیوار متصور شـده و فرض می‌شود دیوار در امتداد این خوط ترک خورده است (صرف‌نظر از این که آیا واقعا فشـار وارده بـر دیـوار قـادر بـه ایجاد چنین شرایطی هست یا خیر). بدین ترتیب بسته به شرایط مرزی و هندسی، دیوار به سه یـا چهـار بخـش تقسـیم شده و با نوشتن روابط تعادل برای هر بخش لنگر ایجاده در لبه‌های هر بخش به دست می‌آیـد. بـا برابـر قـرار دادن ایـن لنگرها با مقاومت خمشی دیوار، فشار خارج از صفحه ای که منجر به ایجاد چنین شرایطی برای دیوار شده است تخمـین زده خواهد شد. در روش ضرایب خمشی، در حقیقت با داشتن مقاومت خمشی دیـوار، مـی‌تـوان فشـاری کـه منجـر بـه رسیدن دیوار به ظرفیت نهایی خود می‌شود را به دست آورد. سپس با مقایسه فشار به دست آمده با فشار وارده بر دیـوار (ناشی از باد یا زلزله) می‌توان در خصوص کفایت طراحی دیوار اظهار نظر نمود. لیکن با توجه به اینکه معمولا مهندسـین تمایل به طراحی بر اساس نیروهای داخلی (همانند خمش) دارند، لذا در دستورالعمل حاضـر بـه جـای مقایسـه ظرفیـت فشار با تقاضای فشار، ظرفیت خمشی با تقاضای خمشی مقایسه خواهد شد. بر این اساس از روش ضرایب خمش به جای اینکه فشار منجر به شکست دیوار به دست آید، خمشی به دست می‌آید که اگر از مقاومت خمشی دیوار تجاوز کند، دیوار ناپایدار خواهد شد. از خمش به دست آمده به عنوان تقاضای خمشی یاد می‌شود. لیکن در واقعیت خمش به دست آمـده (از روابط (۴-۸) و (۴-۹)) با تقاضای خمشی ناشی از فشار وارده بر دیوار متفاوت خواهد بود. به بیان دیگر روابط (۴-۸) و (۴-۹) با این فرض می‌باشند که دیوار در آستانه فروریزش بوده و ترک‌های مربوط به خطوط تسلیم در دیوار ایجاد شـده است. حال آن که اگر فشار وارده بر دیوار کم باشد، عملا ترکی در دیوار ایجاد نشده (یا به طور جزئی چند ترک در دیـوار ایجاد شده است) و تقاضاهای خمشی وارده بر دیوار بسیار کم‌تر از مقادیر محاسـبه شـده توسـط روابـط (۴-۸) و (۴-۹) خواهند بود. با این حال این روابط محافظه کارانه بوده و به منظور طراحی مقاومتی (نه عملکردی) مناسب می‌باشند.

با درنظر داشتن نکات فوق، تقاضای خمشی نهایی در واحد طول در هر جهت به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 \qquad (۴-۸)$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} \qquad (۴-۹)$$

که:

M_{u2} = تقاضای خمشی افقی

M_{u1} = تقاضای خمشی قائم

L= طول دیوار

α_2 = ضریب خمش افقی مطابق جداول (۴-۲) تا (۴-۱۳)

w_u = فشار طراحی دیوار مطابق بند ۴-۴

μ = نسبت اورتوگنال مطابق رابطه (۴-۱۰)

$$\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} \qquad (۱۰-۴)$$

M_{n1}= ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت قائم مطابق فصل ۵

M_{n2} = ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت افقی مطابق فصل ۵

در صورتی که دیوار تنها دارای میلگردهای بستر باشد، مقادیر ظرفیت‌های اسمی مطابق بند ۵-۴ به دست می‌آیند. ضریب خمش افقی (α_2) به شرایط هندسی و تکیه‌گاهی دیوار وابسته می‌باشد. شرایط مرزی گوناگون در شکل (۴-۱) و نیز جدول (۴-۱) ارائه شده‌اند. شایان ذکر است که مقدار μ همواره کم‌تر از ۱ بوده و در مورد دیوارهای ساخته شده از بلوک‌های توخالی این نسبت همواره از ۰/۵ کم‌تر می‌باشد. لذا جداول (۴-۱) تا (۴-۱۲) برای مقادیر μ بین ۰/۵۰ تا ۰/۱۰ ارائه شده‌اند.

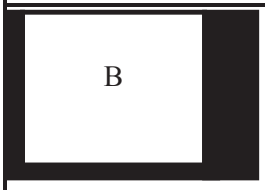
جدول ۴-۱- معرفی شرایط مرزی گوناگون برای دیوارهای با عملکرد دوطرفه

شرایط مرزی	لبه سمت راست	لبه سمت چپ	لبه تحتانی	لبه فوقانی
A	مفصلی	مفصلی	مفصلی	آزاد
B	گیردار	مفصلی	مفصلی	آزاد
C	گیردار	گیردار	مفصلی	آزاد
D	گیردار	گیردار	گیردار	آزاد
E	مفصلی	مفصلی	مفصلی	مفصلی
F	گیردار	مفصلی	مفصلی	مفصلی
G	گیردار	گیردار	مفصلی	مفصلی
H	گیردار	گیردار	گیردار	مفصلی
I	گیردار	گیردار	گیردار	گیردار
J	آزاد	مفصلی	مفصلی	مفصلی
K	آزاد	گیردار	مفصلی	مفصلی
L	آزاد	گیردار	گیردار	مفصلی

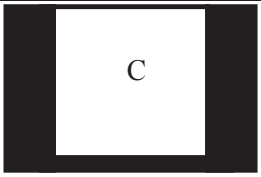
جدول ۴-۲- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع A

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۰/۵۰	۰/۰۴۰	۰/۰۵۶	۰/۰۷۳	۰/۰۸۳	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹	۰/۱۰۲
	۰/۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۶۱	۰/۰۷۷	۰/۰۸۷	۰/۰۹۳	۰/۰۹۸	۰/۱۰۱	۰/۱۰۴
	۰/۳۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۹	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۵
	۰/۳۰	۰/۰۴۸	۰/۰۶۷	۰/۰۸۲	۰/۰۹۱	۰/۰۹۷	۰/۱۰۱	۰/۱۰۴	۰/۱۰۷
	۰/۲۵	۰/۰۵۰	۰/۰۷۱	۰/۰۸۵	۰/۰۹۴	۰/۰۹۹	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶	۰/۱۰۹
	۰/۲۰	۰/۰۵۴	۰/۰۷۵	۰/۰۸۹	۰/۰۹۷	۰/۱۰۲	۰/۱۰۵	۰/۱۰۸	۰/۱۱۱
	۰/۱۵	۰/۰۶۰	۰/۰۸۰	۰/۰۹۳	۰/۱۰۰	۰/۱۰۴	۰/۱۰۸	۰/۱۱۰	۰/۱۱۳
	۰/۱۰	۰/۰۶۹	۰/۰۸۷	۰/۰۹۸	۰/۱۰۴	۰/۱۰۸	۰/۱۱۱	۰/۱۱۳	۰/۱۱۵

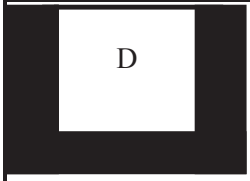
جدول ۴-۳- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع B

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۰/۵۰	۰/۰۳۱	۰/۰۴۴	۰/۰۵۵	۰/۰۶۱	۰/۰۶۶	۰/۰۶۹	۰/۰۷۱	۰/۰۷۲
	۰/۴۰	۰/۰۳۴	۰/۰۴۷	۰/۰۵۷	۰/۰۶۳	۰/۰۶۷	۰/۰۷۰	۰/۰۷۲	۰/۰۷۴
	۰/۳۵	۰/۰۳۵	۰/۰۴۹	۰/۰۵۹	۰/۰۶۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۱	۰/۰۷۳	۰/۰۷۴
	۰/۳۰	۰/۰۳۷	۰/۰۵۱	۰/۰۶۱	۰/۰۶۶	۰/۰۷۰	۰/۰۷۲	۰/۰۷۴	۰/۰۷۵
	۰/۲۵	۰/۰۳۹	۰/۰۵۳	۰/۰۶۲	۰/۰۶۸	۰/۰۷۱	۰/۰۷۳	۰/۰۷۵	۰/۰۷۷
	۰/۲۰	۰/۰۴۳	۰/۰۵۶	۰/۰۶۵	۰/۰۶۹	۰/۰۷۲	۰/۰۷۴	۰/۰۷۶	۰/۰۷۸
	۰/۱۵	۰/۰۴۷	۰/۰۵۹	۰/۰۶۷	۰/۰۷۱	۰/۰۷۴	۰/۰۷۶	۰/۰۷۷	۰/۰۷۹
	۰/۱۰	۰/۰۵۲	۰/۰۶۳	۰/۰۷۰	۰/۰۷۴	۰/۰۷۶	۰/۰۷۸	۰/۰۷۹	۰/۰۸۰

جدول ۴-۴- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع C

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۰/۵۰	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵	۰/۰۴۳	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴
	۰/۴۰	۰/۰۲۷	۰/۰۳۸	۰/۰۴۴	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵
	۰/۳۵	۰/۰۲۹	۰/۰۳۹	۰/۰۴۵	۰/۰۴۹	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵
	۰/۳۰	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰	۰/۰۴۶	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶
	۰/۲۵	۰/۰۳۲	۰/۰۴۲	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۶	۰/۰۵۷
	۰/۲۰	۰/۰۳۴	۰/۰۴۳	۰/۰۴۹	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۵۸
	۰/۱۵	۰/۰۳۷	۰/۰۴۶	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۵۷	۰/۰۵۹
	۰/۱۰	۰/۰۴۱	۰/۰۴۸	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۵۷	۰/۰۵۸	۰/۰۵۹

جدول ۴-۵- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع D

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
	۰/۵۰	۰/۰۱۸	۰/۰۲۸	۰/۰۳۷	۰/۰۴۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۸	۰/۰۵۰	۰/۰۵۱
	۰/۴۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۱	۰/۰۳۹	۰/۰۴۳	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱	۰/۰۵۲
	۰/۳۵	۰/۰۲۲	۰/۰۳۲	۰/۰۴۰	۰/۰۴۴	۰/۰۴۸	۰/۰۵۰	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳
	۰/۳۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۴	۰/۰۴۱	۰/۰۴۶	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵	۰/۰۴۳	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴
	۰/۲۰	۰/۰۲۷	۰/۰۳۸	۰/۰۴۴	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵
	۰/۱۵	۰/۰۳۰	۰/۰۴۰	۰/۰۴۶	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶
	۰/۱۰	۰/۰۳۴	۰/۰۴۳	۰/۰۴۹	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	۰/۰۵۷

جدول ۴-۶- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع E

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
E	۰/۵۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳۵	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۰۵۲	۰/۰۶۴	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰
	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۴۲	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۷	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶
	۰/۲۰	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱۵	۰/۰۳۲	۰/۰۵۳	۰/۰۷۰	۰/۰۸۱	۰/۰۸۹	۰/۰۹۴	۰/۰۹۸	۰/۱۰۳
	۰/۱۰	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

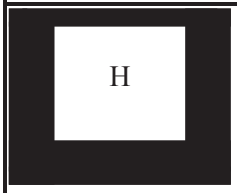
جدول ۴-۷- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع F

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
F	۰/۵۰	۰/۰۱۳	۰/۰۲۴	۰/۰۳۶	۰/۰۴۴	۰/۰۵۱	۰/۰۵۶	۰/۰۵۹	۰/۰۶۲
	۰/۴۰	۰/۰۱۵	۰/۰۲۷	۰/۰۳۹	۰/۰۴۸	۰/۰۵۴	۰/۰۵۸	۰/۰۶۲	۰/۰۶۴
	۰/۳۵	۰/۰۱۶	۰/۰۲۹	۰/۰۴۱	۰/۰۵۰	۰/۰۵۵	۰/۰۶۰	۰/۰۶۳	۰/۰۶۶
	۰/۳۰	۰/۰۱۸	۰/۰۳۱	۰/۰۴۴	۰/۰۵۲	۰/۰۵۷	۰/۰۶۲	۰/۰۶۵	۰/۰۶۷
	۰/۲۵	۰/۰۲۰	۰/۰۳۴	۰/۰۴۶	۰/۰۵۴	۰/۰۶۰	۰/۰۶۳	۰/۰۶۶	۰/۰۶۹
	۰/۲۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۷	۰/۰۶۲	۰/۰۶۶	۰/۰۶۸	۰/۰۷۰
	۰/۱۵	۰/۰۲۷	۰/۰۴۲	۰/۰۵۳	۰/۰۶۰	۰/۰۶۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۰	۰/۰۷۲
	۰/۱۰	۰/۰۳۲	۰/۰۴۸	۰/۰۵۸	۰/۰۶۴	۰/۰۶۸	۰/۰۷۱	۰/۰۷۳	۰/۰۷۴

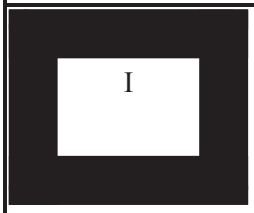
جدول ۴-۸- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع G

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
G	۰/۵۰	۰/۰۱۱	۰/۰۲۱	۰/۰۳۰	۰/۰۳۶	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۶	۰/۰۴۸
	۰/۴۰	۰/۰۱۳	۰/۰۲۳	۰/۰۳۲	۰/۰۳۸	۰/۰۴۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹
	۰/۳۵	۰/۰۱۴	۰/۰۲۵	۰/۰۳۳	۰/۰۳۹	۰/۰۴۳	۰/۰۴۶	۰/۰۴۸	۰/۰۵۰
	۰/۳۰	۰/۰۱۶	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱
	۰/۲۵	۰/۰۱۸	۰/۰۲۸	۰/۰۳۷	۰/۰۴۲	۰/۰۴۶	۰/۰۴۸	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲
	۰/۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۱	۰/۰۳۹	۰/۰۴۴	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴
	۰/۱۵	۰/۰۲۳	۰/۰۳۴	۰/۰۴۲	۰/۰۴۶	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵
	۰/۱۰	۰/۰۲۷	۰/۰۳۸	۰/۰۴۵	۰/۰۴۹	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۵	۰/۰۵۷

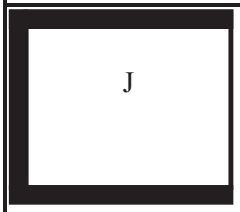
جدول ۴-۹- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع H

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
 H	۰/۵۰	۰/۰۰۹	۰/۰۱۷	۰/۰۲۵	۰/۰۳۲	۰/۰۳۶	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۹	۰/۰۲۸	۰/۰۳۴	۰/۰۳۹	۰/۰۴۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۷
	۰/۳۵	۰/۰۱۱	۰/۰۲۱	۰/۰۲۹	۰/۰۳۶	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۶	۰/۰۴۷
	۰/۳۰	۰/۰۱۳	۰/۰۲۲	۰/۰۳۱	۰/۰۳۷	۰/۰۴۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹
	۰/۲۵	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	۰/۰۳۳	۰/۰۳۹	۰/۰۴۳	۰/۰۴۶	۰/۰۴۸	۰/۰۵۱
	۰/۲۰	۰/۰۱۶	۰/۰۲۷	۰/۰۳۵	۰/۰۴۱	۰/۰۴۵	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۲
	۰/۱۵	۰/۰۱۹	۰/۰۳۰	۰/۰۳۸	۰/۰۴۳	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱	۰/۰۵۳
	۰/۱۰	۰/۰۲۳	۰/۰۳۴	۰/۰۴۲	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۳	۰/۰۵۴

جدول ۴-۱۰- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع I

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
 I	۰/۵۰	۰/۰۰۷	۰/۰۱۴	۰/۰۲۲	۰/۰۲۸	۰/۰۳۳	۰/۰۳۷	۰/۰۴۰	۰/۰۴۲
	۰/۴۰	۰/۰۰۸	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴	۰/۰۳۱	۰/۰۳۵	۰/۰۳۹	۰/۰۴۲	۰/۰۴۴
	۰/۳۵	۰/۰۰۹	۰/۰۱۷	۰/۰۲۶	۰/۰۳۲	۰/۰۳۷	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۵
	۰/۳۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۹	۰/۰۲۸	۰/۰۳۴	۰/۰۳۸	۰/۰۴۲	۰/۰۴۴	۰/۰۴۶
	۰/۲۵	۰/۰۱۱	۰/۰۲۱	۰/۰۳۰	۰/۰۳۶	۰/۰۴۰	۰/۰۴۳	۰/۰۴۶	۰/۰۴۸
	۰/۲۰	۰/۰۱۳	۰/۰۲۳	۰/۰۳۲	۰/۰۳۸	۰/۰۴۲	۰/۰۴۵	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰
	۰/۱۵	۰/۰۱۶	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۱	۰/۰۴۴	۰/۰۴۷	۰/۰۴۹	۰/۰۵۱
	۰/۱۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۱	۰/۰۳۹	۰/۰۴۴	۰/۰۴۷	۰/۰۵۰	۰/۰۵۲	۰/۰۵۴

جدول ۴-۱۱- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع J

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
 J	۰/۵۰	۰/۰۱۸	۰/۰۴۲	۰/۰۷۷	۰/۱۱۳	۰/۱۵۳	۰/۱۹۵	۰/۲۳۷	۰/۲۸۰
	۰/۴۰	۰/۰۲۱	۰/۰۵۰	۰/۰۹۰	۰/۱۳۱	۰/۱۷۷	۰/۲۲۵	۰/۲۷۲	۰/۳۲۱
	۰/۳۵	۰/۰۲۴	۰/۰۵۵	۰/۰۹۸	۰/۱۴۴	۰/۱۹۴	۰/۲۴۴	۰/۲۹۶	۰/۳۴۷
	۰/۳۰	۰/۰۲۷	۰/۰۶۲	۰/۱۰۸	۰/۱۶۰	۰/۲۱۴	۰/۲۶۹	۰/۳۲۵	۰/۳۸۱
	۰/۲۵	۰/۰۳۲	۰/۰۷۱	۰/۱۲۲	۰/۱۸۰	۰/۲۴۰	۰/۳۰۰	۰/۳۶۲	۰/۴۲۸
	۰/۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۸۳	۰/۱۴۲	۰/۲۰۸	۰/۲۷۶	۰/۳۴۴	۰/۴۱۳	۰/۴۸۸
	۰/۱۵	۰/۰۴۸	۰/۱۰۰	۰/۱۷۳	۰/۲۵۰	۰/۳۲۹	۰/۴۰۸	۰/۴۸۸	۰/۵۷۰
	۰/۱۰	۰/۰۶۵	۰/۱۳۱	۰/۲۲۴	۰/۳۲۱	۰/۴۱۸	۰/۵۱۵	۰/۶۱۳	۰/۶۹۸

جدول ۴-۱۲- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع K

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
K	۰/۵۰	۰/۰۱۶	۰/۰۳۵	۰/۰۶۱	۰/۰۸۵	۰/۱۰۹	۰/۱۳۰	۰/۱۴۹	۰/۱۶۷
	۰/۴۰	۰/۰۱۹	۰/۰۴۱	۰/۰۶۹	۰/۰۹۷	۰/۱۲۱	۰/۱۴۴	۰/۱۶۴	۰/۱۸۲
	۰/۳۵	۰/۰۲۱	۰/۰۴۵	۰/۰۷۵	۰/۱۰۴	۰/۱۲۹	۰/۱۵۲	۰/۱۷۳	۰/۱۹۱
	۰/۳۰	۰/۰۲۴	۰/۰۵۰	۰/۰۸۲	۰/۱۱۲	۰/۱۳۹	۰/۱۶۲	۰/۱۸۳	۰/۲۰۲
	۰/۲۵	۰/۰۲۸	۰/۰۵۶	۰/۰۹۱	۰/۱۲۳	۰/۱۵۰	۰/۱۷۴	۰/۱۹۶	۰/۲۱۷
	۰/۲۰	۰/۰۳۳	۰/۰۶۴	۰/۱۰۳	۰/۱۳۶	۰/۱۶۵	۰/۱۹۰	۰/۲۱۱	۰/۲۳۴
	۰/۱۵	۰/۰۴۰	۰/۰۷۷	۰/۱۱۹	۰/۱۵۵	۰/۱۸۴	۰/۲۱۰	۰/۲۳۱	۰/۲۵۳
	۰/۱۰	۰/۰۵۳	۰/۰۹۶	۰/۱۴۴	۰/۱۸۲	۰/۲۱۳	۰/۲۳۸	۰/۲۶۰	۰/۲۷۹

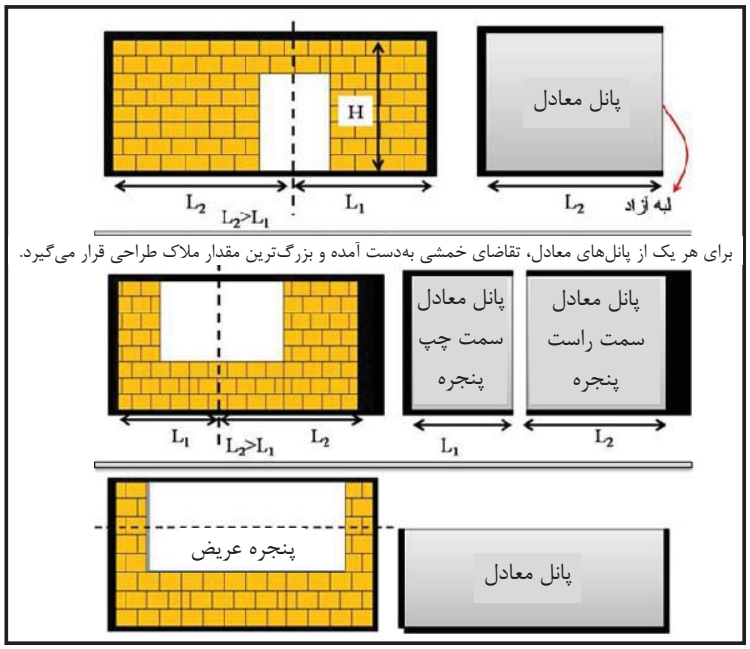
جدول ۴-۱۳- ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع L

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
L	۰/۵۰	۰/۰۱۲	۰/۰۲۷	۰/۰۴۸	۰/۰۶۸	۰/۰۸۹	۰/۱۰۸	۰/۱۲۶	۰/۱۴۲
	۰/۴۰	۰/۰۱۴	۰/۰۳۲	۰/۰۵۵	۰/۰۷۸	۰/۱۰۰	۰/۱۲۱	۰/۱۳۹	۰/۱۵۷
	۰/۳۵	۰/۰۱۶	۰/۰۳۵	۰/۰۶۰	۰/۰۸۴	۰/۱۰۸	۰/۱۲۹	۰/۱۴۸	۰/۱۶۵
	۰/۳۰	۰/۰۱۸	۰/۰۳۹	۰/۰۶۶	۰/۰۹۲	۰/۱۱۶	۰/۱۳۸	۰/۱۵۸	۰/۱۷۶
	۰/۲۵	۰/۰۲۱	۰/۰۴۴	۰/۰۷۳	۰/۱۰۱	۰/۱۲۷	۰/۱۵۰	۰/۱۷۰	۰/۱۹۰
	۰/۲۰	۰/۰۲۵	۰/۰۵۲	۰/۰۸۴	۰/۱۱۴	۰/۱۴۱	۰/۱۶۵	۰/۱۸۵	۰/۲۰۶
	۰/۱۵	۰/۰۳۱	۰/۰۶۱	۰/۰۹۸	۰/۱۳۱	۰/۱۵۹	۰/۱۸۴	۰/۲۰۵	۰/۲۲۶
	۰/۱۰	۰/۰۴۱	۰/۰۷۸	۰/۱۲۱	۰/۱۵۶	۰/۱۸۶	۰/۲۱۲	۰/۲۳۳	۰/۲۵۲

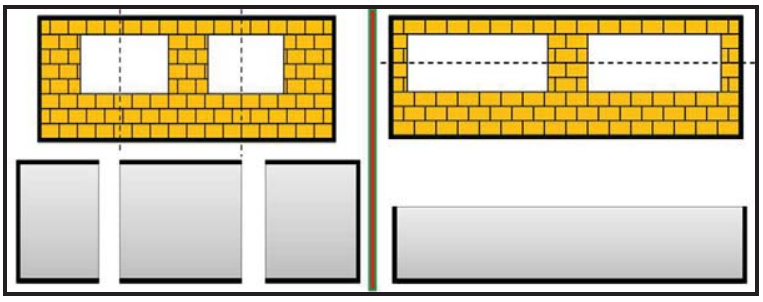
۴-۶- اثر بازشوها

وجود بازشو در دیوار منجر به تضعیف دیوار شده و اثر آن نباید در محاسبات نادیده گرفته شود. در غیاب انجام تحلیل های دقیق تر، تقاضای خمشی دیوارهای دارای بازشو را می‌توان با تقسیم آن‌ها به دو یا چند بخش و محاسبه تقاضای خمشی برای هر بخش به دست آورد. این روند در شکل (۴-۲) نشان داده شده است. در این روش با عبور خطی از وسط بازشو، دیوار به دو قسمت تقسیم شده و هر قسمت با توجه به شرایط مرزی خود به طور جدا بررسی شده و بحرانی ترین قسمت ملاک تعیین تقاضای خمشی قرار می‌گیرد. در مواردی که دیوار دارای بازشوی عریض می‌باشد به طوری که عملکرد غالب دیوار به صورت دهانه افقی می‌باشد، لازم است بازشو به صورت افقی قطع شود.

در خصوص دیوارهایی که دارای بیش از یک بازشو می‌باشند، لازم است هر بازشو توسط خطی جداگانه قطع شده و پانل‌های حاصله تک تک مورد بررسی قرار گیرند. این روند در شکل (۴-۳) نشان داده شده است.



شکل ۴-۲- تقسیم دیوار دارای بازشو به پانل‌های معادل



شکل ۴-۳- تبدیل دیوارهای دارای دو یا چند بازشو به پانل‌های معادل

در انتها لازم به توضیح است که به طور کلی برش زدن دیوار و تبدیل آن به پانل‌های معادل بر اساس قضاوت مهندسی و نیز شناخت از عملکرد غالب دیوار انجام می‌گردد. باید تلاش شود تا حتی المقدور رفتار پانل معادل مشابه رفتار دیوار باشد. به عنوان مثال اگر در دیوار اصلی امکان ایجاد خمش قائم وجود ندارد، در پانل معادل آن بخش از دیوار نیز نباید خمش غالب به صورت قائم باشد.

فصل ۵

طرح خمشی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای

۵-۱- کلیات

۵-۱-۱- هدف

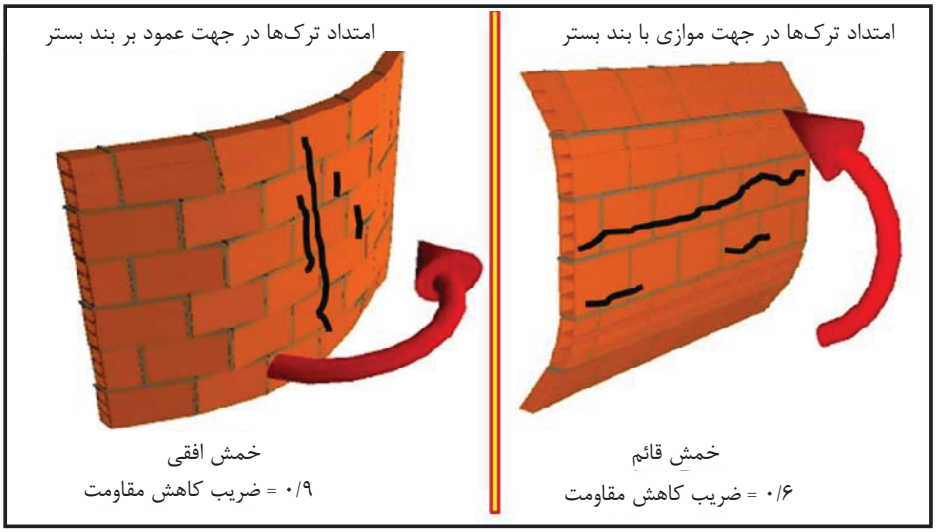
این فصل حداقل الزامات لازم به منظور طراحی مقاومتی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای را ارائه می‌دهد. علاوه بر الزامات موجود در این فصل، کلیه الزامات فصل ۲ نیز لازم است رعایت گردد.

۵-۱-۲- مقاومت مورد نیاز

مقاومت مورد نیاز دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای لازم است برای تقاضاهای (بارهای) موجود در فصل ۴ تامین شوند، به طوری که مقاومت طراحی دیوار از تقاضای مورد نیاز کوچک‌تر نباشد. با توجه به این که رفتار دیوارهای غیرسازه‌ای با ضخامت‌های متعارف (کم‌تر از ۲۵۰ میلی‌متر) عمدتا به صورت خارج از صفحه می‌باشد، لذا همواره مقاومت خمشی حاکم می‌باشد.

۵-۱-۳- مقاومت طراحی

مقاومت طراحی دیوار از حاصلضرب مقاومت اسمی دیوار در ضریب کاهش مقاومت (φ) به دست می‌آید.



شکل ۵-۱- خمش افقی و قائم به همراه ضرایب کاهش مقاومت خمشی در دیوارهای بنایی دارای میلگرد بستر افقی

۵-۱-۴- ضریب کاهش مقاومت

در دیوارهای بنایی غیرمسلح ضریب کاهش مقاومت خمشی برابر ۰/۶ و در دیوارهای بنایی مسلح این ضریب برابر ۰/۹ می‌باشد. در صورتی که دیوار بنایی تنها دارای میلگردهای بستر در امتداد افقی باشد، ضریب کاهش مقاومت خمشی افقی برابر ۰/۹ و ضریب کاهش مقاومت خمشی قائم برابر ۰/۶ می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۵-۱) نشان داده شده است، منظور از خمش افقی خمشی است که در آن امتداد ترک‌ها عمود بر بند بستر بوده و منظور از خمش قائم خمشی

است که در آن امتداد ترک‌ها موازی بند بستر باشند. بدیهی است که اگر دیوار در هر دو جهت افقی و قائم مسلح باشد، ضریب کاهش مقاومت برای خمش افقی و قائم برابر ۰/۹ خواهد بود و اگر دیوار به کلی فاقد تسلیحات باشد، ضریب کاهش مقاومت در هر دو امتداد برابر ۰/۶ می‌باشد.

۵-۱-۵- سختی

سختی دیوارهای بنایی غیرمسلح بر اساس مقطع خالص ترک نخورده به دست می‌آید. در مقابل سختی دیوارهای مسلح براساس مقطع خالص ترک خورده تخمین زده می‌شود. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، سختی مقطع خالص ترک خورده را می‌توان برابر نصف سختی مقطع خالص ترک نخورده درنظر گرفت.

۵-۱-۶- مقاومت فشاری دیوار بنایی

مقاومت فشاری بر اساس مقطع موثر (f'_m) دیوارهای ساخته شده از بلوک‌های رسی و سیمانی نباید از ۷ مگاپاسگال کم‌تر و از ۲۷ مگاپاسگال بیش‌تر باشد. همچنین مقاومت فشاری بر اساس مقطع موثر دیوارهای ساخته شده از بلوک‌های AAC نباید از ۳ مگاپاسگال کم‌تر باشد.

۵-۱-۷- مقاومت فشاری ملات

در صورت استفاده از ملات نوع N، مقاومت فشاری ملات لازم است بیش از ۶ مگاپاسگال باشد. در صورت استفاده از ملات نوع S، مقاومت فشاری آن لازم است بیش از ۱۴ مگاپاسگال باشد. علاوه بر مقاومت فشاری، لازم است طرح اختلاط ملات‌ها نیز مطابق جدول (۳-۱) باشد.

۵-۱-۸- مقاومت فشاری دوغاب

مقاومت فشاری دوغاب نباید کم‌تر از مقاومت فشاری دیوار (f'_m) باشد. در هر صورت این مقاومت نباید کم‌تر از ۱۴ مگاپاسگال باشد.

۵-۱-۹- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی

لازم است مدول گسیختگی دیوارهای بنایی بر اساس بند ۲-۴ به دست آید.

۵-۱-۱۰- مقاومت میلگرد بستر و سایر تسلیحات

مقاومت میلگرد بستر و یا سایر المان‌های فولادی لازم است برابر مقاومت تسلیم آن‌ها درنظر گرفته شود.

۵-۱-۱۱- واحد

در این فصل کلیه واحدها بر حسب N-mm می‌باشند. واحد تنش در این سیستم برابر N / mm^2 یا MPa می‌باشد ($1\ MPa = 1\ N / mm^2$).

۵-۲- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح

۵-۲-۱- فرضیات

در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح فرضیات زیر درنظر گرفته شده‌اند.

- مقطع موثر دیوار ترک نخورده باقی می‌ماند و کشش ناشی از خمش توسط واحد بنایی، ملات و دوغاب (در صورت وجود) تحمل می‌شود.
- کرنش‌ها در مقطع موثر دیوار به صورت خطی به فاصله از تار خنثی وابسته هستند.
- کشش ناشی از خمش به صورت خطی به کرنش متناظر خود وابسته است.
- دیوار فاقد نیروی محوری می‌باشد.

اگرچه دیوارهای غیرسازه‌ای در معرض وزن خود قرار داشته و مقدار کمی نیروی فشاری بر آن‌ها وارد می‌شود، لیکن عدم در نظر گرفتن این نیروی فشاری در جهت اطمینان می‌باشد. در حین زلزله به واسطه اثر مولفه قائم زلزله ممکن است بخشی از نیروی فشاری از روی دیوار به طور لحظه‌ای برداشته شود. لذا درنظر گرفتن نیروی فشاری ناشی از وزن دیوارهای غیرسازه‌ای، تصمیمی در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. به علاوه به دلیل ناچیز بودن نیروی فشاری دیوارهای غیرباربر، درنظر گرفتن آن تاثیر چندانی در نتایج نخواهد داشت.

۵-۲-۲- مقاومت خمشی اسمی

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای (شامل دیوارهای با بلوک رسی، سیمانی و AAC) با استفاده از رابطه (۵-۱) به دست می‌آید.

$$M_n = f_r s \qquad (۱-۵)$$

که

$$s = \frac{I_g}{c'} \qquad (۲-۵)$$

M_n = مقاومت خمشی اسمی دیوار (N.mm)

f_r = مدول گسیختگی دیوار بر اساس بند ۵-۱-۹ (N/mm^2 یا MPa)

I_g = ممان اینرسی مقطع موثر ترک نخورده دیوار در جهت خارج از صفحه (mm^4)

c' = فاصله مرکز سطح مقطع موثر دیوار تا دورترین تار کششی (mm)

برای دیواری ساخته شده از بلوک‌های توخالی و فاقد دوغاب، می‌توان مقاومت خمشی اسمی در واحد طـول (۱ متـر) دیوار را به صورت زیر تقریب زد.

$$M_n = \frac{1000 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} (n.\frac{mm}{m}) \qquad (۳-۵)$$

h= ضخامت دیوار (mm)

t_s= ضخامت پوسته واحدهای بنایی

در رابطه (۵-۳) از اثر جان واحدهای بنایی در مدول مقطع موثر دیوار صرف‌نظر شـده اسـت. بـرای واحـدهای بنـایی متعارف خطای تقریب فوق کم‌تر از ۵٪ می‌باشد.

۵-۲-۳- مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (۵-۴) به دست خواهد آمد.

$$M_d = \phi M_n \qquad (۴-۵)$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با φ نشان داده شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنـایی غیرمسلح برابر ۰/۶ می‌باشد.

۵-۳- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح

۵-۳-۱- فرضیات

در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح فرضیات زیر درنظر گرفته می‌شوند.

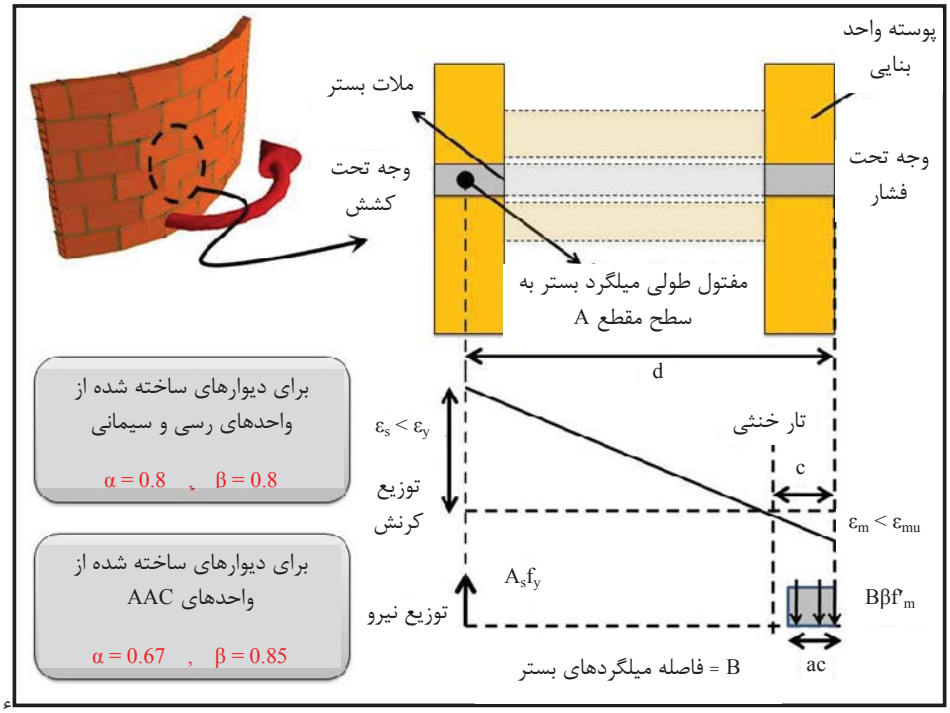
- مقطع موثر دیوار ترک خورده بوده و کشش ناشی از خمش تنها توسط میلگردها (تسلیحات) تحمل می‌شود (مدول گسیختگی قسمت بنایی دیوار صفر درنظر گرفته می‌شود).
- مابین میلگرد، دوغاب، ملات و واحدهای بنایی تطابق کرنش وجود داشته و هیچ لغزشی مابین آن‌ها رخ نخواهد داد.
- حداکثر کرنش فشاری قابل قبول در دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی برابر ۰/۰۰۳۵، برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی برابر ۰/۰۰۲۵ و برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC برابر ۰/۰۰۳ می‌باشد.
- کرنش میلگرد و مصالح بنایی به طور مستقیم و خطی به فاصله از تار خنثی وابسته است.
- تنش‌های کششی ایجاد شده در فولاد برابر مدول الاستیک فولاد و کرنش ایجاد شده در آن می‌باشد. این تنش در هر صورت نباید بیش‌تر از f_y (مقاومت تسلیم فولاد) درنظر گرفته شود.
- از تنش‌های فشاری ایجاد شده در فولاد صرف‌نظر می‌شود.

– از بلوک مستطیلی برای بیان رابطه تنش و کرنش فشاری به ترتیب زیر استفاده می‌شود.

- برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی و سیمانی فرض می‌شود که تنش فشاری برابر $0.8\,f'm$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.8c$ باشد. پارامتر c عبارت است از فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی.
- برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC فرض می‌شود که تنش فشاری برابر $0.85\,f'm$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.67c$ باشد. پارامتر c عبارت است از فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی.

۵-۳-۲- مقاومت خمشی اسمی

با توجه به فرضیات اشاره شده در بند ۵-۳-۱، تعیین مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی مسلح بسیار شبیه تعیین مقاومت خمشی المان‌های بتنی می‌باشد. لذا در این بخش از ارائه جزییات بیش‌تر صرف‌نظر شده و تنها حالتی درنظر گرفته می‌شود که دیوار دارای میلگرد بستر می‌باشد. با توجه به کوچک بودن قطر مفتول‌های به کار رفته در میلگردهای بستر، در تمام موارد دیوارهای بنایی مسلح شده با میلگرد بستر دارای رفتار کنترل شونده توسط کشش می‌باشند. بدین معنی که قبل از اینکه مصالح بنایی در فشار به کرنش حداکثر خود برسند، میلگردهای بستر تسلیم خواهند شد.



شکل ۵-۲- توزیع کرنش و نیرو در مقطع دیوار بنایی با میلگرد بستر ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی

شکل (۵-۲) نشان دهنده دیواری ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی حفره افقی است که با میلگردهای بستر مسلح شده است و تحت خمش افقی قرار دارد. توزیع کرنش و نیرو برای این دیوار در شکل نشان داده شده است. با نوشتن معادله تعادل نیرو، محل تار خنثی (c) به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$C = \frac{A_s f_y}{\beta f'_m a B} \qquad (۵-۵)$$

که در آن

A_s= سطح مقطع فولاد تحت کشش (در خصوص میلگرد بستر سطح مقطع یکی از مفتول‌های طولی)

B= فاصله تسلیحات از یکدیگر (در خصوص میلگرد بستر برابر فاصله میلگردهای بستر در امتداد ارتفاع دیوار می‌باشد)

تقریبا در تمام موارد، تار خنثی در داخل ضخامت پوسته قرار گرفته و مقاومت اسمی خمشی مقطع دیوار در واحد طول را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود.

$$M_n = \frac{1000 A_s f_y}{B}(d - \frac{ac}{2}) = \frac{1000 A_s f_y}{B}(d - \frac{A_s f_y}{2\beta f'_m B})(N.\frac{mm}{m}) \qquad (۶-۵)$$

توجه داشته باشید که مقاومت اسمی به دست آمده از رابطه (۵-۶) مقاومت خمشی اسمی دیوار در واحد طول (یک متر از ارتفاع دیوار) می‌باشد.

۵-۳-۳- مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (۵-۷) به دست خواهد آمد.

$$M_d = \phi M_n \qquad (۷-۵)$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با φ نشان داده شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح برابر ۰/۹ می‌باشد.

۵-۳-۴- حداقل مقدار تسلیحات

مقدار تسلیحات موجود در دیوارهای بنایی مسلح باید به نحوی باشد که مقاومت خمشی اسمی دیوار از ۱/۳ برابر مقاومت خمش ترک خوردگی دیوار کم‌تر نباشد. این محدودیت به منظور جلوگیری فروریزش ترد می‌باشد. به بیان دیگر لازم است رابطه زیر برقرار شود.

$$M_n > 1.3 M_{cr} \qquad (۸-۵)$$

M_{cr}= لنگر خمشی ترک خوردگی دیوار که مقدار آن برابر خمش اسمی دیوار متناظر غیرمسلح می‌باشد

در مورد دیوارهای ساخته شده با واحدهای بنایی توخالی، رابطه (۵-۸) را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد.

$$M_n > \frac{1300 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} \qquad (۹-۵)$$

در رابطه قبل لازم است مقاومت اسمی دیوار بر حسب N.mm/m در رابطه قرار داده شود.

جدول (۵-۱) نشان دهنده حداقل میلگرد بستر لازم برای دیوارهای مختلف ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی رسی و یا سیمانی می‌باشد که در ملات آن‌ها از مخلوط سیمان پرتلند و آهک استفاده شده است. در صورتی که در ملات دیوار از سیمان بنایی استفاده شده باشد، در تمام حالات نشان داده شده در جدول (۵-۱)، حداقل میلگرد بستر دارای قطر مفتول ۴ میلی‌متر و فاصله ۵۰۰ میلی‌متر در ارتفاع دیوار می‌باشد.

جدول ۵-۱- حداقل میلگرد بستر برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای توخالی رسی و سیمانی (بدون دوغاب) در حالتی که در ساخت ملات آن‌ها از مخلوط سیمان پرتلند و آهک استفاده شده باشد.

ضخامت دیوار (میلی‌متر)	نوع ملات	ضخامت پوسته واحد بنایی (میلی‌متر)	حداقل میلگرد بستر	
			قطر مفتول (میلی‌متر)	فاصله (میلی‌متر)
۷۰ تا ۱۰۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳/۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۳/۶	۵۰۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۳/۶	۴۵۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۳/۶	۴۰۰
۱۰۰ تا ۱۵۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳/۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۳/۶	۴۵۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۳/۶	۴۰۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۴/۵	۴۰۰
۱۵۰ تا ۲۰۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳/۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۴	۴۰۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۴	۴۰۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۴/۵	۴۰۰

۵-۳-۵- حداکثر مقدار تسلیحات

مقدار تسلیحات دیوار لازم است به نحوی باشد که رفتار خارج از صفحه دیوار به صورت کنترل شونده توسط کشش باقی بماند. به عبارت دیگر حداکثر مقدار تسلیحات باید به نحوی باشد که در لحظه ای که کرنش فشاری مصالح بنایی به مقدار حداکثر قابل استفاده خود (ε_{mu}) می‌رسد، کرنش کششی میلگردها حداقل به مقدار یک و نیم برابر کرنش تسلیم ($1.5\varepsilon_y$) رسیده باشد. برای این منظور حداکثر درصد آرماتور کششی لازم است به مقدار زیر محدود شود.

$$\rho_{max} = \frac{0.65 f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{1.5\varepsilon_y + \varepsilon_{mu}}\right)}{f_y} \qquad (۱۰-۵)$$

در مورد میلگردهای بستر تنها یکی از مفتول‌های طولی باید در محاسبه درصد آرماتور درنظر گرفته شود. در مورد دیوارهای مسلح شده با میلگرد بستر، رابطه(۵-۱۰) همواره برقرار خواهد بود.

۵-۴- مقاومت خمشی دیوارهای بنایی دارای میلگرد بستر

در خصوص دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای که در جهت افقی دارای میلگردهای بستر می‌باشند، لازم است ظرفیت خمشی قائم آن‌ها مطابق بند ۵-۲ و ظرفیت خمشی افقی آن‌ها مطابق بند ۵-۳ مشخص شود.

۵-۵- سایر الزامات

۵-۵-۱- مسلح کردن دیوار با استفاده از میلگرد آجدار

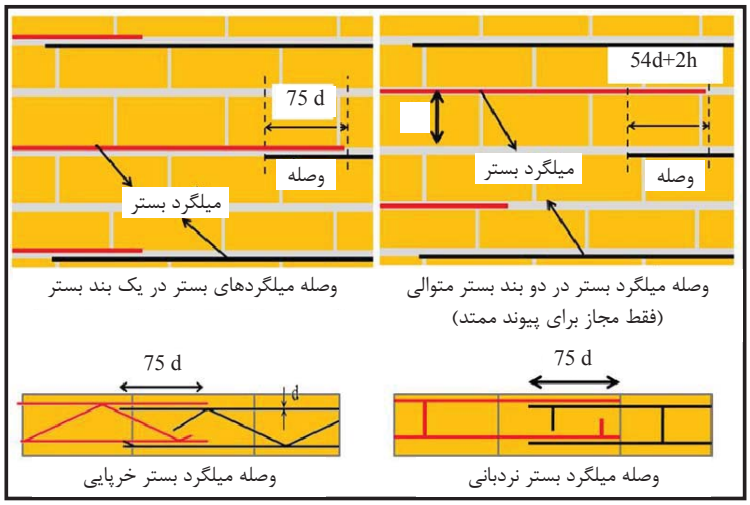
- کلیه میلگردها لازم است توسط ملات و یا دوغاب با واحدهای بنایی به طور مرکب عمل کنند.
- استفاده از میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلی‌متر مجاز نمی‌باشد. همچنین قطر میلگرد نباید از نصف کوچک‌ترین بعد حفره ای که میلگرد در آن قرار دارد، تجاوز کند.
- دو وصله مجاور یکدیگر لازم است حداقل فاصله‌ای برابر ۲۵ میلی‌متر داشته باشد. در هر صورت این فاصله نباید بیش از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.
- لازم است مابین میلگرد و جدار داخلی حفره به میزان حداقل ۱۰ میلی‌متر (یا حداکثر قطر سنگدانه‌های دوغاب) فضای خالی وجود داشته باشد.
- حداقل پوشش لازم برای میلگردهایی که تحت سیکل‌های ترشدگی و خشک‌شدگی قرار دارد برابر ۳۰ میلی‌متر (برای میلگردهای با قطر کم‌تر از ۱۶ میلی‌متر) و ۵۰ میلی‌متر (برای میلگردهای با قطر بیش از ۱۶ میلی‌متر) می‌باشد.
- در صورتی که میلگرد تحت سیکل‌های رطوبتی قرار نداشته باشد، حداقل پوشش لازم برابر ۳۰ میلی‌متر می‌باشد. این پوشش توسط ملات، دوغاب، واحد بنایی و یا ترکیبی از آن‌ها تامین می‌شود.

۵-۵-۲- مسلح کردن دیوار با استفاده از میلگرد بستر

- در مورد میلگردهای بستر مصرفی در دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی یا سیمانی، حداقل قطر مفتول مصرفی ۴ میلی‌متر و حداکثر قطر آن برابر نصف ضخامت بند بستر (افقی) می‌باشد.
- میلگردهای بستر لازم است از نوع گالوانیزه بوده و در صورتی که دیوار تحت سیکل‌های رطوبتی قرار داشته باشند، حداقل پوشش آن‌ها برابر ۱۵ میلی‌متر و در غیر این صورت حداقل پوشش برابر ۱۰ میلی‌مترمی‌باشد.

این پوشش توسط ملات بستر تامین خواهد شد. به بیان دیگر پهنای میلگردهای بستر لازم است از هر طرف حداقل به میزان پوشش مورد نیاز کوچک‌تر از ضخامت دیوار باشد.

- حداقل پوشش مورد نیاز برای میلگرد بستر در شرایطی که دیوار در معرض خاک یا هوا قرار ندارد ۱۰ میلی‌متر و در غیر این صورت ۱۵ میلی‌متر می‌باشد.
- حداقل طول همپوشانی در محل وصله میلگردهای بستر ۷۵ برابر قطر مفتول می باشد. در صورتی که مطابق شکل (۵-۳) میلگردهای وصله شده در دو بند بستر متوالی قرار داشته باشند، لازم است حداقل طول وصله ۵۴ برابر قطر مفتول به علاوه ۲ برابر فاصله دو بند بستر در نظر گرفته شود. در شرایطی که از میلگرد بستر تنها به منظور حفظ انسجام (حداقل میلگرد بستر بر اساس الزامات لرزه‌ای) و نیز کنترل ترک های دیوار استفاده شده باشد، می توان حداقل طول همپوشانی لازم را ۵۰ برابر قطر مفتول یا ۱۵۰ میلی متر (هرکدام که بیش‌تر باشد) درنظر گرفت.
- در محل وصله دو میلگرد بستر، برش مفتول میانی (مفتول ۷ و ۸) بلامانع می‌باشد.
- وصله دو میلگرد بستر متوالی نباید در یک امتداد باشد (شکل (۵-۳)).
- برای سهولت در قرار دادن میلگرد بستر و نیز فراهم شدن پوشش لازم، باید عرض میلگرد بستر حداقل ۳۰ میلی‌متر کم‌تر از ضخامت دیوار اتخاذ شود.
- میلگرد بستر لازم است در محل درزهای دیوار (درزهای جداکننده، حرارتی و انقطاع) قطع شود به طوری که دیوار بتواند آزادانه در محل درز تغییرشکل دهد.
- حداکثر فاصله میلگردهای بستر ۴۵۰ میلی‌متر و یا یک ردیف درمیان (هر کدام که بیش‌تر بود) می‌باشد به هر حال این فاصله نباید از ۵۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.
- لازم است در اولین بند بستر در بالا و پایین بازشوهای با بعد کوچک بزرگ تر از ۰/۵ متر، از میلگرد بستر استفاده شود.
- میلگردهای بستر باید عاری از هرگونه روغن، گرد و خاک و یا سایر پوشش هایی باشند که ممکن است اثر مخربی در چسبندگی فولاد و ملات داشته باشد.



شکل ۵-۳- الزامات مربوط به وصله میلگردهای بستر

- میلگرد بستر بهتر است قبل از پخش ملات بر روی واحدهای بنایی قرار داده شده و سپس ملات بر روی آن و واحدهای بنایی پخش شود. به دلیل سطح نامنظم واحدهای بنایی، ملات کاملا اطراف میلگرد بستر را پر کرده و پیوند آن را با واحدهای بنایی برقرار خواهد نمود. قرار دادن میلگرد بستر بر روی ملات بستر و فشار دادن آن در داخل ملات روند مناسبی نبوده و منجر به ایجاد فضای خالی مابین میلگرد بستر و ملات خواهد شد. همچنین قرار دادن میلگرد بستر مابین دو لایه نازک ملات نیز روش مناسبی نمی‌باشد چراکه لایه های نازک به سرعت آب خود را از دست داده و چسبندگی خوبی مابین دو لایه ملات و واحدهای بنایی ایجاد نخواهد شد.
- سایر وسایل فولادی که به منظور اتصالات دیوار استفاده می‌شوند (بست‌ها، قلاب‌ها و ...) اگر در معرض سیکل‌های رطوبتی شدید (بیش از ۷۵٪) باشند، لازم است گالوانیزه و یا از فولاد ضد زنگ ساخته شده باشند.

۵-۵-۳- الزامات عمومی لرزه‌ای

- دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی و پیرامونی باید از سیستم باربر جانبی به نحو مناسبی جدا شوند، به طوری که تنها نیروی واره به آن‌ها در حین زلزله، نیروی ناشی از اینرسی خود دیوار باشد.
- در صورتی که دریفت غیرالاستیک طبقه (در امتداد صفحه دیوار) در زلزله طرح از ۰/۰۰۳ تجاوز نکند، اتصال مستقیم دیوارهای غیرسازه‌ای به سازه اصلی بلامانع است.
- دیوارهای غیرسازه‌ای لازم است در جهت افقی و یا در جهت قائم (نه هر دو) دارای حداقل تسلیحات به صورت زیر باشند:
  - دیوار درجهت افقی دارای حداقل میلگرد بستر خرپایی یا نردبانی با قطر مفتول ۴ میلی‌متر باشد به طوری که میلگردهای بستر در فواصلی حداکثر برابر ۵۰۰ میلی‌متر یا دو ردیف (هر کدام کم‌تر بود) در ارتفاع دیوار توزیع شده باشند.

- تعبیه میلگرد قائم به قطر حداقل ۱۳ میلی‌متر و توزیع آن در هر ۱۲۰۰ میلی‌متر از طول دیوار. لازم است در محدوده ۴۰۰ میلی‌متری انتهایی دیوار نیز میلگرد قائم تعبیه گردد. به جای میلگرد می‌توان از میلگرد بستر قائم نیز استفاده شود به شرطی که نسبت آرماتور آن معادل نسبت آرماتور فوق باشد.

– برای دیوارهای ساخته شده از بلوک AAC تعبیه میلگرد حداقل ضرورت ندارد مگر اینکه محاسبات وجود تسلیحات را لازم بداند.

– در دیوارهایی که دهانه آن‌ها صرفا به صورت افقی است لازم است از میلگرد بستر حداقل و در دیوارهایی که دهانه آن‌ها صرفا به صورت قائم است، باید از آرماتور حداقل قائم استفاده شود. در صورتی که دیوار دارای عملکرد دوطرفه باشد (وجود تکیه‌گاه در سه یا چهار لبه دیوار)، استفاده از هریک از آرماتورهای حداقل قائم یا افقی مجاز می‌باشد.

فصل ۶

الزامات اجرایی

۶-۱- کلیات

لازم است دیوارهای غیرسازه‌ای نه تنها معیارهای مقاومتی را در حالت نهایی خود ارضا کنند بلکه سایر معیارهای بهره‌برداری را نیز فراهم آورند. معیارهایی همچون:

- اعمال محدودیت در تغییرشکل و لرزش دیوار در جهت خارج از صفحه
- مقاومت در برابر نفوذ رطوبت
- مقاومت در برابر انتقال صوت و حرارت
- مقاومت در برابر آتش

اگرچه تمرکز اصلی در دستورالعمل حاضر معیارهای مقاومتی می‌باشد، لیکن در این بخش با اعمال محدودیت بر روی ضخامت دیوار، سایر معیارهای عملکردی نیز به صورت غیر مستقیم مدنظر قرار خواهد گرفت. این معیارها منطبق بر الزامات موجود در Eurocode 6 می‌باشند.

۶-۲- طراحی دیوارهای ساخته شده با بلوک‌های رسی، سیمانی و AAC

۶-۲-۱- کلیات

برای طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای ساخته شده از بلوک‌های رسی، سیمانی و یا AAC، علاوه بر الزامات این بخش، رعایت بندهای موجود در فصل ۲ نیز الزامی می‌باشد.

۶-۲-۲- حداقل ضخامت دیوار

- بسته به شرایط مرزی و ابعاد دیوار، حداقل ضخامت دیوار بر اساس منحنی‌های شکل (۶-۱) به دست می‌آیند. در این بخش لازم است کلیه لبه‌های گیردار به صورت مفصلی در نظر گرفته شوند.
- ضخامت دیوارهای داخلی و خارجی تحت هیچ شرایطی نباید به ترتیب کم‌تر از ۱۰۰ میلی‌متر و ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۶-۲-۳- طراحی مقاومتی دیوار

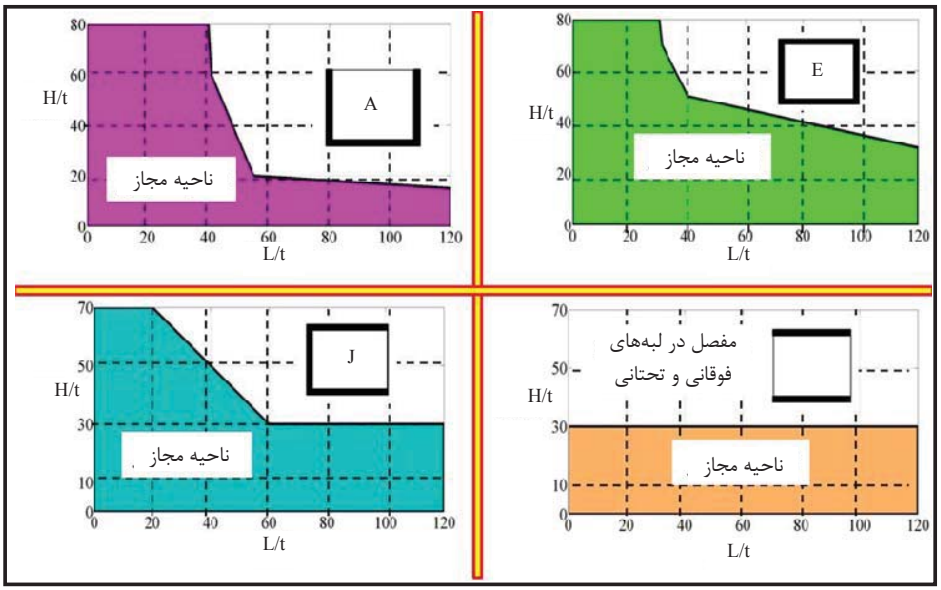
در کلیه دیوارهای داخلی و پیرامونی لازم است ظرفیت خمشی طراحی بزرگ‌تر از تقاضای خمشی نهایی باشد.

$$M_d > Mu \qquad (۶-۱)$$

M_d = ظرفیت خمشی طراحی مطابق فصل ۵

Mu = تقاضای خمشی نهایی مطابق فصل ۴

در مورد دیوارهای با عملکرد دو طرفه لازم است ظرفیت خمشی قائم و افقی از تقاضای طراحی قائم و افقی بیش‌تر باشد.



شکل ۶-۱- حداقل ضخامت دیوار بر حسب شرایط مرزی

۶-۳- طراحی دیوارهای ساخته شده با بلوک‌های شیشه‌ای

۶-۳-۱- کلیات

- طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای ساخته شده با بلوک‌های شیشه‌ای به صورت تجربی صورت گرفته و در آن نیازی به دانستن مقاومت فشاری و یا مدول گسیختگی دیوار نمی‌باشد. به علاوه نیازی به بارگذاری و تحلیل دیوار نبوده و صرفا لازم است الزامات مربوط به دیوارهای شیشه‌ای که در فصل سوم آمده است و نیز الزامات این بخش در خصوص دیوارهای شیشه‌ای رعایت گردند.
- بلوک‌های شیشه‌ای می‌توانند به صورت توخالی و یا توپر باشند و ضخامت آن‌ها نباید از ۷۵ میلی‌متر کم‌تر باشد.
- در صورتی که سازنده بلوک‌های شیشه‌ای روند طراحی تایید شده (توسط مرجع ذیصلاح) خاص خود را داشته باشد، می‌توان به جای این دستورالعمل از روند پیشنهادی سازنده بلوک‌های شیشه‌ای استفاده نمود.

۶-۳-۲- دیوارهای شیشه‌ای پیرامونی

- ضخامت بلوک‌های شیشه‌ای در دیوارهای پیرامونی نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.
- بسته به فشار طراحی عمود بر دیوار، مساحت دیوار پیرامونی شیشه‌ای باید کوچک‌تر از مقادیر موجود در جدول (۶-۱) باشد.
- طول و ارتفاع دیوار لازم است به ترتیب کم‌تر از ۷/۵ متر و ۶ متر باشند.

جدول ۶-۱- حداکثر مساحت مجاز در دیوارهای شیشه‌ای پیرامونی

حداکثر مساحت دیوار (m^2)	w_u (kPa)
۱۸/۵	۱
۱۳/۰	۱/۵
۱۰	۲
۸/۵	۲/۵
۸	۳

۶-۳-۳- دیوارهای شیشه‌ای داخلی

- ضخامت بلوک‌های شیشه‌ای نباید کم‌تر از ۷۵ میلی‌متر باشد.
- مساحت دیوار شیشه‌ای نباید از ۹/۵ مترمربع بیش‌تر شود. همچنین طول و ارتفاع دیوار شیشه‌ای داخلی باید به ترتیب کم‌تر از ۴/۶ متر و ۳ متر باشند.
- در صورتی که از بلوک‌های شیشه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر یا بیش‌تر استفاده شود، می‌توان حداکثر مساحت مجاز دیوار را مطابق جدول (۶-۱) به دست آورد. در این صورت طول و ارتفاع دیوار لازم است به ترتیب کم‌تر از ۷/۵ متر و ۶ متر باشند.

۶-۳-۴- ملات

ملات مصرفی در دیواهای شیشه‌ای لازم است از نوع N یا S باشد.

۶-۳-۵- تسلیحات

- دیوارهای شیشه‌ای لازم است دارای میلگرد بستر باشند.
- قطر مفتول میلگرد بستر در دیوارهای شیشه‌ای حداقل ۴ میلی‌متر می‌باشد.
- لازم است فاصله میلگردهای بستر در امتداد ارتفاع دیوار از ۴۵۰ میلی‌متر تجاوز نکند.
- طول وصله میلگردهای بستر در دیوارهای شیشه‌ای حداقل برابر ۱۵۰ میلی‌متر می‌باشد.
- بلافاصله در بالا و پایین بازشوها لازم است میلگرد بستر تعبیه شود.

۶-۳-۶- اتصالات

- دیوارهای شیشه‌ای باید به نحو مناسبی از سیستم باربر اصلی ساختمان جدا شوند.
- در صورتی که دیوارهای شیشه‌ای مستقیم نبوده و به صورت منحنی اجرا شوند، لازم است در محلی که دیوار منحنی با دیواری مستقیم تلاقی پیدا می‌کند، تکیه‌گاه جانبی مستقلی برای لبه دیوار شیشه‌ای منحنی تعبیه گردد. تکیه‌گاه جانبی مستقل می‌تواند یک ستونچه فلزی، بتنی و یا چوبی باشد.

- اگر دیوارمنحنی دارای چند قوس باشد، لازم است در نقطه عطف قوس، تکیه‌گاه جانبی مستقل برای دیوار تعبیه گردد.
- با رعایت الزامات این بند می‌توان اتصالات دیوارهای شیشه‌ای را مشابه سایر دیوارها بر اساس بند ۶-۴ طراحی نمود.

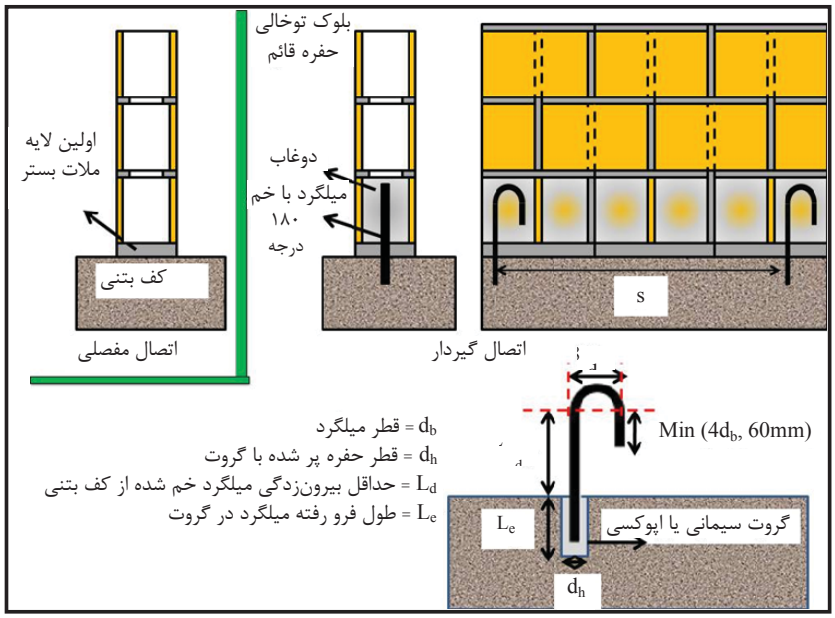
۶-۴- طراحی اتصالات

۶-۴-۱- اتصال دیوار به کف

به منظور حصول اتصال مناسب مابین دیوار و کف لازم است قبل از ریختن اولین ملات بستر، سطح کف عاری از هرگونه آلودگی و گردوخاک باشد. همچنین به منظور جلوگیری از مکش آب ملات، کف بتنی باید مرطوب باشد. از ریختن اولین لایه ملات بر روی سطوح کاملا صاف و آیینه ای باید اجتناب شود. در اینگونه موارد توصیه می‌شود با قلم و چکش سطح کف را از حالت آیینه‌ای خارج نمود.

در محاسبات لازم است اتصال دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی و پیرامونی به کف به صورت مفصلی درنظر گرفته شود. چراکه معمولا در ساخت دیوارهای غیرسازه‌ای به دلیل عدم استفاده از مهار (درحین ساخت دیوار)، چسبندگی اولین لایه ملات به کف آسیب خواهد دید. این آسیب می‌تواند به دلیل جمع شدگی و یا بارهای تصادفی وارده بر دیوار در حین ساخت اتفاق افتد. ضخامت اولین لایه ملات می‌تواند از ۶ میلی‌متر تا ۲۵ میلی‌متر در طول دیوار تغییر داده شود به نحوی که اولین ردیف (رج) دیوار به صورت کاملا تراز بر روی ملات قرار گیرد. در صورتی که اولین لایه ملات در سرتاسر طول دیوار اجرا شده باشد، نیازی به کنترل نیروی برشی وارده بر اتصال نبوده و ظرفیت برشی اتصال همواره بزرگ‌تر از تقاضاهای وارده خواهد بود.

در صورت استفاده از اتصالات مکانیکی با جزییات خاص می‌توان اتصال دیوار به کف را به صورت گیردار درنظر گرفت. مواردی از اتصال‌های مفصلی و گیردار دیوار به کف در شکل (۶-۲) نشان داده شده است. بدیهی است که در اتصالات گیردار لازم است مقاومت خمشی اتصال (در امتداد خارج از صفحه دیوار) از مقاومت خمشی مقطع موثر دیوار در ترازهای بالاتر کم‌تر نباشد. بر این اساس ابعاد و فواصل میلگردهای خم شده به دست می‌آیند.



شکل ۶-۲- اتصال مفصلی و گیردار دیوار بنایی غیرسازه‌ای به کف

به منظور دستیابی به اتصال گیردار، با ایجاد سوراخ‌هایی در امتداد دیوار، میلگرد با خم استاندارد ۱۸۰ درجه در داخل سوراخ قرار گرفته و داخل سوراخ با گروت پر می‌شود. گروت می‌تواند از نوع سیمانی و یا اپوکسی باشد. حداکثر نیروی محوری کششی که میلگرد داخل حفره می‌تواند تحمل کند برابر است با (در این روابط واحد طول mm و واحد نیرو N و واحد مقاومت MPa می‌باشد):

$$P_s = \min\begin{cases} 0.5\times 0.65\tau_c \pi d_h L_e \\ 0.5\times 0.65\tau_s \pi d_b L_e \\ 0.9 f_y \dfrac{\pi}{4} d_b^2 \end{cases} \qquad (۲-۶)$$

که τ_c و τ_s به ترتیب برابرند با میانگین مقاومت چسبندگی گروت به بتن و گروت به فولاد که توسط سازنده ارائه می‌گردند. مقاومت تسلیم میلگرد نیز با f_y نشان داده شده است. سایر پارامترها در شکل (۶-۲) معرفی شده‌اند. لازم به توضیح است که در رابطه (۶-۲) اولین رابطه مربوط گسیختگی مابین گروت و بتن کف و دومین رابطه مربوط به گسیختگی مابین گروت و میلگرد می‌باشد. سومین رابطه نیز گسیختگی کششی میلگرد را درنظر می‌گیرد. در اغلب موارد رابطه اول یا دوم حاکم خواهند بود. شایان ذکر است که در رابطه (۶-۲) ضرایب کاهش مقاومت درنظر گرفته شده است. پس از تعیین P_s (که بر حسب N می‌باشد) می‌توان فواصل میلگردها و نیز طول بیرون زدگی لازم برای هر میلگرد (L_d) را به صورت زیر به دست آورد. در رابطه (۶-۳) M_{dl} ظرفیت خمش قائم طراحی دیوار در واحد طول برحسب (N.mm/m) می‌باشد.

$$s = \frac{450 P_s h}{M_{dl}} \qquad (۳-۶)$$

$$L_d = \frac{P_s}{0.9\frac{\pi}{4}d_b^2 f_y}\left(\frac{3d_b^2 f_y}{h\sqrt{f'_m}} - 13d_b\right) > 100\ \text{mm} \qquad (۴-۶)$$

پارامتر h برابر ضخامت دیوار و f'_m برابر مقاومت فشاری دیوار می‌باشد. مجددا یادآور می‌شود که در معادلات فوق واحد نیرو N، واحد طول mm و واحد مقاومت (تنش) MPa (N/mm^2) می‌باشد.

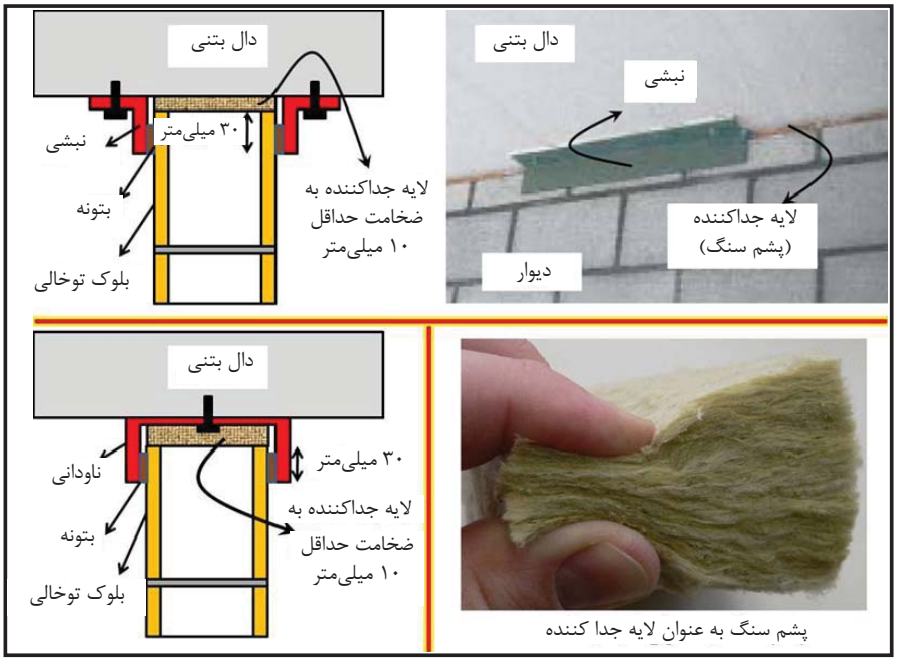
لازم است در اتصال گیردار دیوار به کف، میلگردهای خم شده از نوع آجدار باشند. بدیهی است که واحد بنایی‌ای که میلگرد خم شده در آن قرار گرفته است باید با دوغاب پر شود. توصیه می‌شود در اولین ردیف (اولین رج) کلیه واحدهای بنایی با دوغاب پر شوند.

۶-۴-۲- اتصال دیوار به سقف یا تیر

اتصال دیوار به سقف یا تیر سقف لازم است به صورت مفصلی باشد بدین ترتیب ظرفیت تغییر شکلی دیوار در جهت عمود بر صفحه بیش‌تر شده و به واسطه دریفت طبقه (در امتداد عمود بر صفحه دیوار)، مفصل پلاستیک در بالای دیوار تشکیل نخواهد شد. در صورتی که اتصال دیوار به کف گیردار باشد، در دریفت‌های شدید عمود بر صفحه دیوار تنها یک مفصل پلاستیک در پای دیوار می‌تواند تشکیل شود. لازم است دیوار غیرسازه‌ای متاثر از تغییرمکان سقف نبوده و به دلیل خیز سقف تحت بارهای ثقلی یا تغییرشکل آن در حین زلزله، هیچ نوع بار محوری بر دیوار تحمیل نشود. لذا لبه بالایی دیوار نباید به طور مستقیم به سقف متصل شده و لازم است لایه‌ای جدا کننده مابین آن‌ها قرار گیرد. لایه جدا کننده باید نه تنها بسیار نرم باشد بلکه از نظر انتقال صوت و حرارت نیز مشخصات مناسبی داشته باشد. استفاده از پشم سنگ و یا پشم شیشه بدین منظور مناسب است. پشم سنگ نسبت به پشم شیشه ارجعیت دارد. شایان ذکر است که صفحات پلی استایرن (یونولیت) به قدر کافی نرم نبوده و برای استفاده به عنوان لایه جداکننده مناسب نمی‌باشند.

اتصال دیوار به سقف باید تنها در جهت عمود بر صفحه برای دیوار قید ایجاد کرده و در جهت صفحه دیوار به صورت لغزشی (بدون قید) باشد. دو نمونه از اتصال دیوار به سقف در شکل (۶-۳) نشان داده شده است. نبشی و یا ناودانی مصرفی باید از فولاد گالوانیزه بوده و قادر به تحمل برش سهم لبه فوقانی دیوار باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر می‌توان برش سهم هر لبه را از روی سطح باربر هر لبه تخمین زد (با رسم خطوطی با زاویه ۴۵ درجه). بر اساس نیروی به دست آمده می‌توان ضخامت بال و جوش مورد نیاز نبشی یا ناودانی به سقف را طراحی نمود. در صورتی که اتصال از طریق پیچ یا انکربولت انجام شود، با داشتن برش وارد بر لبه و نیز ظرفیت برشی پیچ‌ها (یا انکربولت‌ها)، تعداد پیچ‌ها یا انکربولت‌های مورد نیاز به دست آورده می‌شوند. بهترین روش برای تعیین مقاومت برشی پیچ‌ها یا انکربولت‌ها استفاده از مقاومت‌های اعلام شده توسط سازنده می‌باشد (این مقاومت‌ها معمولا بر اساس تست‌های انجام شده توسط سازنده اعلام می‌شوند). همان‌طور که در شکل (۶-۳) نشان داده شده است، نیازی به تعبیه نبشی و یا ناودانی در سرتاسر طول دیوار نبوده و در اغلب موارد تعبیه چند قطعه نبشی یا ناودانی کافی خواهد بود. فواصل نبشی‌ها و ناودانی‌های منقطع نباید از ۱/۵ متر تجاوز کند.

عرض بال نبشی یا ناودانی باید به نحوی باشد که حداقل ۳۰ میلی‌متر آن با دیوار در تماس باشد. با توجه به اینکه حداقل ضخامت لایه جداکننده (در اتصال دیوار به سقف) ۱۰ میلی‌متر است، لذا عرض بال نبشی و یا ناودانی نباید از ۴۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

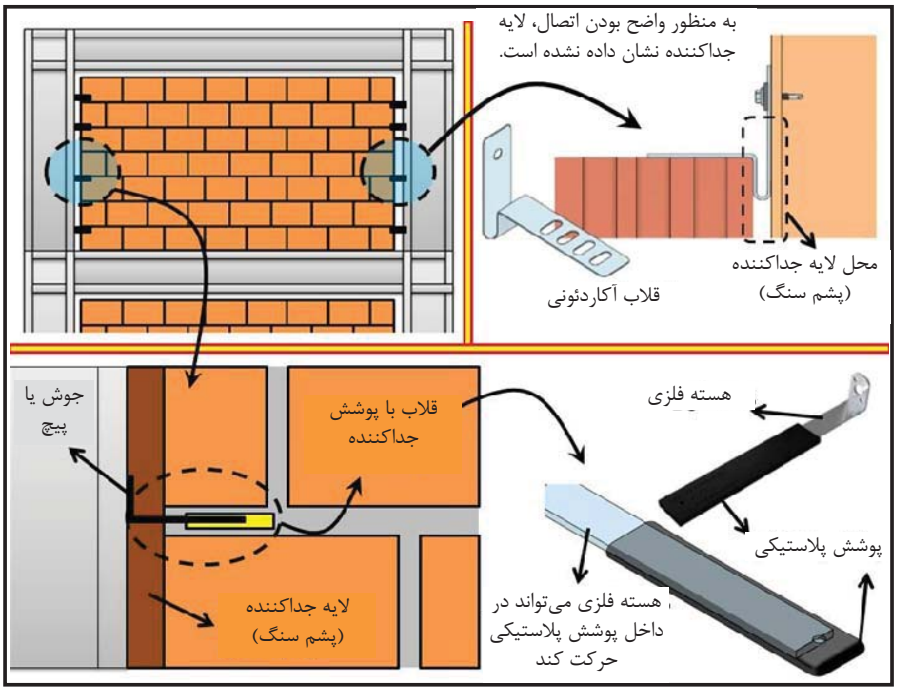


شکل ۶-۳- اتصال مفصلی دیوار به سقف

۶-۴-۳- اتصال دیوار به ستون و یا به دیوار سازه‌ای

در صورتی که دریفت غیرالاستیک طبقه‌ای از ۰/۰۰۳ بیش‌تر باشد، لازم است کلیه دیوارهای غیربابر داخلی و پیرامونی از سیستم باربر جانبی سازه جدا شوند. طریقه جداکردن دیوار از تیرهای سقف یا دال بتنی سقف در بند ۶-۴-۲ بیان شد، فلذا در این بند به سه روش جداسازی دیوار از ستون یا دیوارهای سازه‌ای اشاره می‌شود (شکل‌های (۶-۴) و (۶-۵)). کلیه اتصالات نشان داده شده در این بند مفصلی می‌باشند. لازم است فاصله مابین دیوار و ستون به اندازه حداکثر دریفت غیرالاستیک طبقه در زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) اتخاذ گردیده و این فاصله با لایه جداکننده نرمی همانند پشم سنگ پر شود. برای سازه‌های متعارف، معمولا فاصله لازم مابین دیوار و ستون بین ۲۰ تا ۶۰ میلی‌متر می‌باشد.

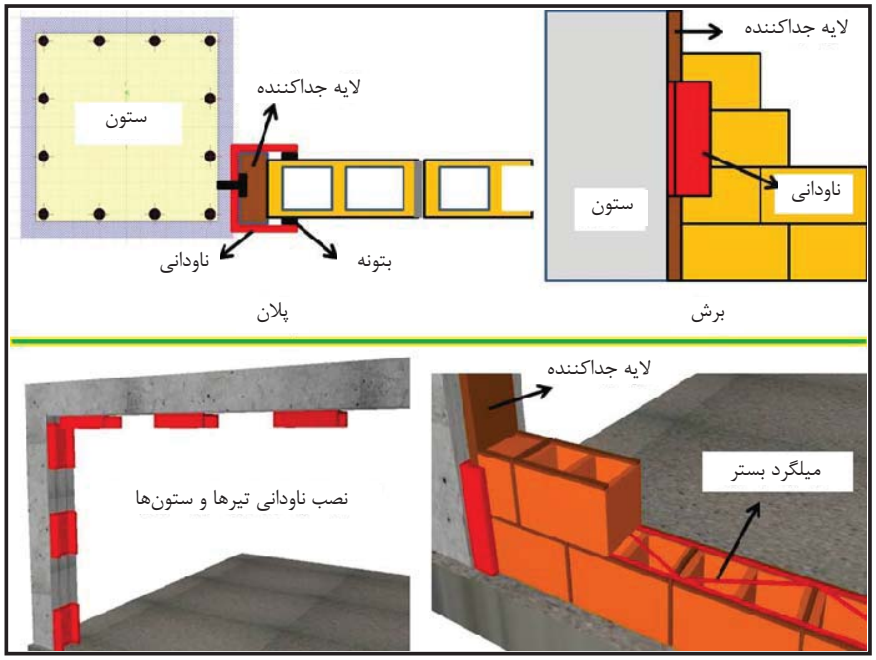
اتصال دیوار به ستون باید به نحوی باشد که اتصال هیچ قیدی در برابر نیروهای داخل صفحه دیوار فراهم نکند. بدین ترتیب در هنگام زلزله، جابجایی سیستم باربر جانبی تقاضای اضافه ای را بر دیوار اعمال نخواهد کرد. در عین حال لازم است اتصال قادر به تحمل نیروهای خارج از صفحه دیوار نیز باشد. دو نوع اتصال با استفاده از قلاب با پوشش جدا کننده و قلاب آکاردئونی در شکل (۶-۴) نشان داده شده است. در هر دو اتصال دیوار در جهت داخل صفحه از قاب جدا شده و در عین حال قلاب‌ها قادر به تحمل نیروهای خارج از صفحه دیوار می‌باشند.



شکل ۶-۴- اتصال جداشده دیوار به ستون با استفاده از قلاب با پوشش جدا کننده و قلاب آکاردئونی

- **اتصال جدا شده با قلاب با پوشش جدا کننده:** این قلاب از یک هسته فلزی از جنس فولاد گالوانیزه و یک پوشش پلاستیکی از جنس PVC تشکیل شده و در هنگام چیدن واحدهای بنایی در بند بستر قرار داده می‌شود به طوری که طول مدفون شده آن حداقل ۲۰۰ میلی‌متر باشد. سپس انتهای دیگر قلاب به ستون پیچ و یا جوش می‌گردد. قلاب‌های با پوشش جدا کننده در ابعاد و ظرفیت‌های متفاوتی ساخته و تولید می‌شوند اما در بسیاری از موارد از قلاب‌های با ضخامت ۲ میلی‌متر و پهنای ۲۵ میلی‌متر استفاده می‌شود. بدیهی است که هسته فلزی نباید تا انتها داخل پوشش پلاستیکی رفته باشد و لازم است حداقل به اندازه ضخامت لایه جداکننده بین انتهای هسته فلزی و پوشش پلاستیکی فاصله وجود داشته باشد تا در حین زلزله هسته فلزی بتواند آزادانه در هر دو جهت در داخل پوشش پلاستیکی بلغزد. تعداد قلاب‌ها بر اساس برش سهم لبه و ظرفیت‌های اعلام شده توسط سازنده به دست می‌آید. لازم است در محاسبات ظرفیت اسمی قلاب برابر ۰/۶۵ ظرفیت میانگین اعلام شده توسط سازنده اتخاذ شده و ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۵ درنظر گرفته شود.
- **اتصال جدا شده با قلاب آکاردئونی:** مطابق شکل (۶-۴) قلاب آکاردئونی به واسطه شکل هندسی خود در برابر بارهای داخل صفحه کاملا انعطاف پذیر بوده و نیروی بسیار ناچیزی را در امتداد داخل صفحه به دیوار وارد می‌کند. این قلاب از جنس فولاد گالوانیزه بوده و از طریق بند بستر، دیوار را به ستون متصل می‌کند. یکی از ایرادات این اتصال این است که در حین زلزله قلاب آکاردئونی دچار تغییر شکل‌های پلاستیک شدیدی شده و ممکن است در سیکل‌های پایانی زلزله دچار خستگی کم چرخه شده و نهایتا گسیخته شود.

لذا لازم است پس از زلزله حتما وضعیت آن‌ها بررسی گردد. این قلاب‌ها نیز معمولا دارای ضخامت ۲ میلی‌متر بوده و پهنای آن‌ها ۲۵ میلی‌متر می‌باشد. ضمن اینکه لازم است حداقل به میزان ۱۰۰ میلی‌متر در داخل ملات بستر مدفون شوند. تعداد قلاب‌ها بر اساس برش سهم لبه و ظرفیت‌های اعلام شده توسط سازنده به دست می‌آید. لازم است در محاسبات ظرفیت اسمی قلاب برابر ۰/۶۵ ظرفیت میانگین اعلام شده توسط سازنده اتخاذ شده و ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۵ درنظر گرفته شود.

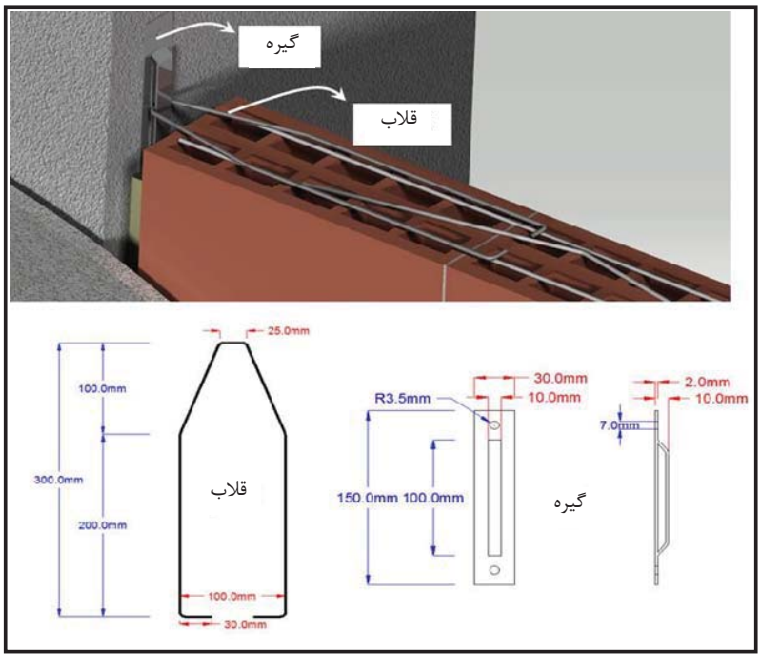


شکل ۶-۵- اتصال جداشده دیوار به قاب سازه‌ای با ناودانی و لایه جداکننده

- **اتصال جداشده با نبشی و یا ناودانی:** همان‌طور که شکل (۶-۵) نشان می‌دهد، فراهم نمودن اتصال جداشده دیوار به ستون با استفاده از لایه جداکننده (پشم سنگ) و دو عدد نبشی یا یک عدد ناودانی نیز امکان‌پذیر است. این اتصال کاملا مشابه اتصال جداشده دیوار به سقف می‌باشد با این تفاوت که امتداد لبه مقید شده دیوار در این حالت به صورت قائم می‌باشد. ناودانی یا نبشی می‌تواند به صوت ممتد یا منقطع باشد و باید به نحوی طراحی شود که بتواند برش سهم لبه دیوار را به ستون منتقل کند (بر اساس سطح بارگیر لبه دیوار). در مورد ستون‌ها یا دیوارهای برشی بتنی، ناودانی با پیچ متصل شده و در مورد ستون‌های فولادی ناودانی باید به ستون جوش شود. لازم است عرض بال نبشی یا ناودانی به قدری باشد که در بدترین شرایط حداقل ۳۰ میلی‌متر از دیوار در داخل ناودانی یا مابین دو نبشی قرار گیرد. در این صورت حداقل عرض بال نبشی یا ناودانی برابر دو برابر ضخامت لایه جداکننده به علاوه ۳۰ میلی‌متر می‌باشد.

در صورتی که دریفت غیرالاستیک طبقه از ۰/۰۰۵ کم‌تر باشد، می‌توان از قلاب و گیره به منظور اتصال دیوارهای غیرباربر داخلی و پیرامونی به ستون ها استفاده نمود. لازم است قلاب و گیره هر دو از جنس فولاد

گالوانیزه باشند به نحوی که ضخامت ورق مصرفی در گیره حداقل ۲ میلی‌متر و قطر مفتول مصرفی در قلاب حداقل ۳/۵ میلی‌متر باشد. در این صورت ظرفیت قلاب در امتداد خارج از صفحه دیوار لازم است بر اساس ظرفیت برشی یکی از مفتول های خود محاسبه گردد. در صورت تایید عملکرد بر اساس نتایج عددی و یا آزمایشگاهی، استفاده از اتصال قلاب و گیره در دریفت‌های بالاتر از ۰/۰۰۵ بلامانع می‌باشد.



شکل ۶-۶- اتصال جدانشده دیوار به ستون با استفاده از قلاب و گیره (Tie and Anchor)

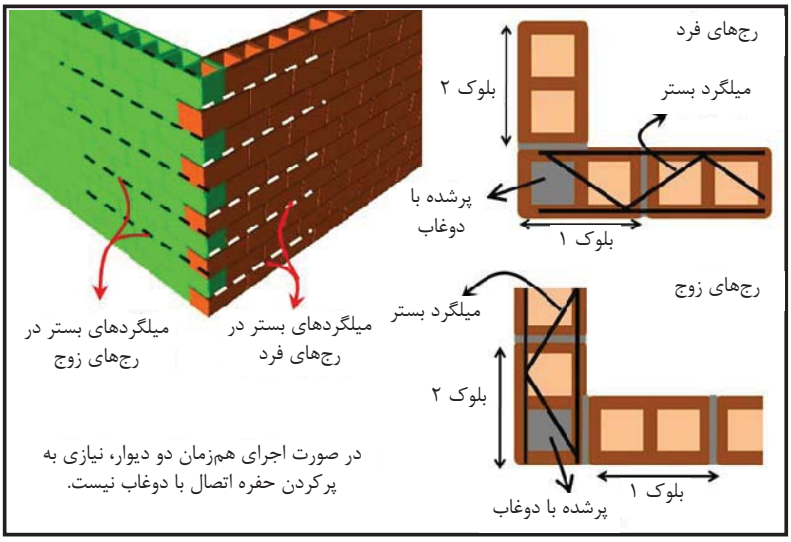
۶-۴-۴- اتصال دیوار به دیوار

به طور کلی اتصال دو دیوار بنایی غیرسازه‌ای به یکدیگر به دو طریق امکان‌پذیر می‌باشد.

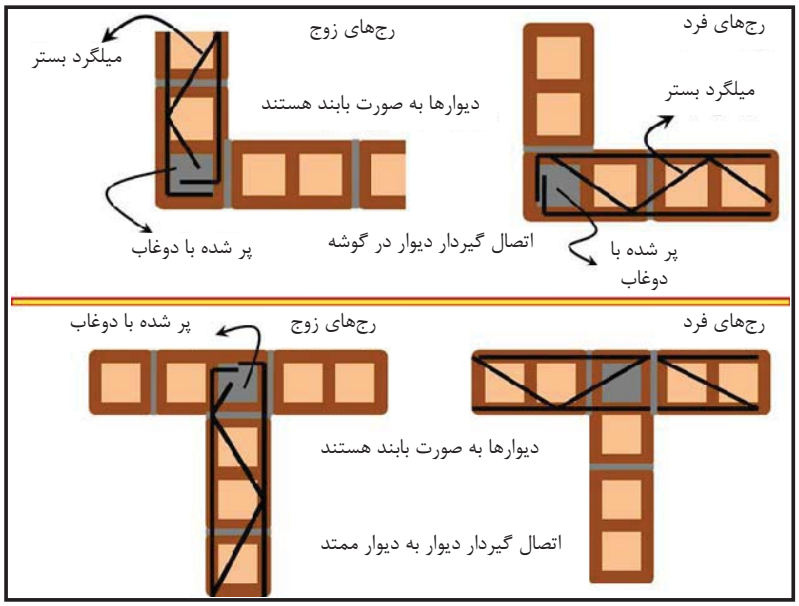
- اتصال با استفاده از پیوند بنایی (لابند واحدهای بنایی)

مطابق شکل (۶-۶) در صورتی که از پیوند بنایی به منظور اتصال دیوار به دیوار استفاده شود، دو دیوار باید به صورت هم‌زمان ساخته شوند. در غیر این صورت لازم است بلوک‌ها به صورت حفره قائم بوده و حفره اتصال با دوغاب پر شود. این اتصال به صورت مفصلی عمل خواهد نمود. شایان ذکر است که اگر در این نوع اتصال دو دیوار به صورت هم‌زمان ساخته نشوند، در محل اتصال، ملات بستر نمی‌تواند به صورت مناسب (تحت فشار) اجرا شود. لذا لازم است برای تامین پیوستگی از دوغاب استفاده نمود. در این اتصال بهتر است میلگردهای بستر دو دیوار تا داخل انتهای دیوار به شکل مستقیم امتداد یابند. همچنین برای سهولت در تعبیه میلگردهای بستر، بهتر است میلگردهای بستر دو دیوار در رج‌های متوالی قرار گیرند.

برای اتصال دیوار عمود بر دیوار ممتد نیز می‌توان از روش فوق استفاده نمود که در این صورت اتصال حاصله برای دیوار قطع شده به صورت مفصلی بوده اما برای دیوار ممتد به صورت گیردار می‌باشد (به شرطی که میلگردهای بستر دیوار ممتد به صورت پیوسته در محل اتصال ادامه یافته و قطع نشوند). شایان ذکر است که اگر انتهای مفتول‌های طولی میلگرد بستر به صورت خم ۹۰ درجه تبدیل شده و حفره پیوند نیز با دوغاب پر شود، می‌توان اتصال با استفاده از پیوند بنایی را از حالت مفصلی به گیردار تبدیل نمود. جزییات مربوطه در شکل (۶-۷) نشان داده شده است. در این صورت نیازی به اجرای هم‌زمان دیوارها نمی‌باشد.



شکل ۶-۷- اتصال دیوار به دیوار با استفاده از پیوند بنایی (لابند) - اتصال مفصلی

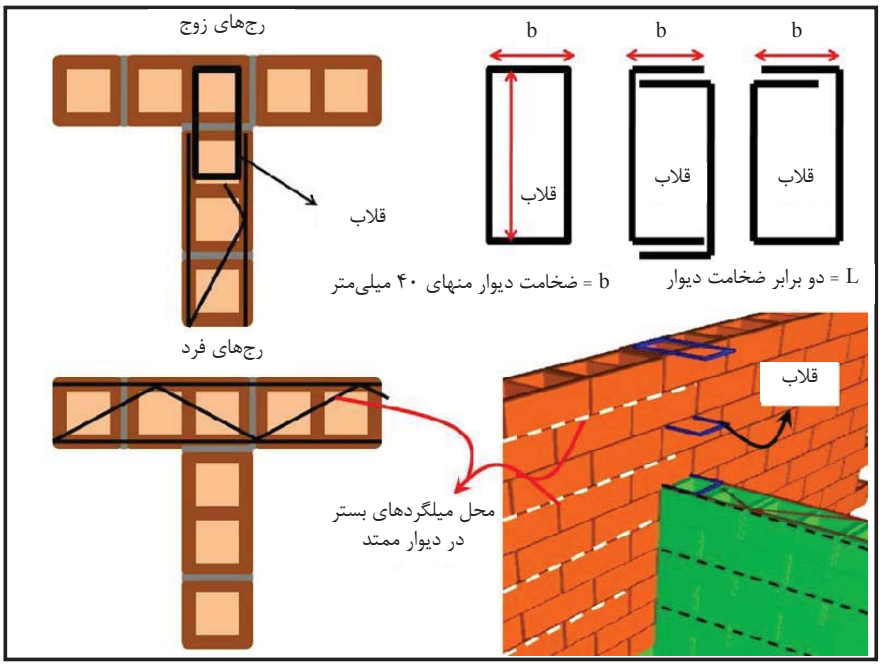


شکل ۶-۸- اتصال دیوار به دیوار با استفاده از پیوند بنایی (لابند) و میلگرد بستر - اتصال گیردار

در مورد اتصال گیردار، لازم است طول دیواری که نقش تکیه گاه را ایفا می کند در هر طرف اتصال حداقل ۵ برابر ضخامت دیوار باشد. در غیر این صورت اتصال صرف نظر از جزییات به کار رفته در آن، به صورت مفصلی خواهد بود. گیردار بودن اتصال دیوار به دیوار منجر به انتقال بارهای لرزه‌ای از سسیتم باربر جانبی به دیوارها نخواهد شد، چراکه هر دو دیوار در امتداد داخل صفحه خود از سیستم باربر جانبی جدا شده‌اند.

- اتصال با استفاده از قلاب و میلگرد بستر

در صورت عدم استفاده از چینش لابند، می‌توان اتصال دو دیوار را با استفاده از قلاب‌های فولادی بر قرار نمود (مطابق شکل (۶-۸)). در این صورت چه دو دیوار به صورت هم‌زمان اجرا شوند و چه به صورت جدا، حفره‌های اتصال که قلاب نیز در محل آن‌ها قرار می‌گیرد لازم نیست با دوغاب پر شوند. اگرچه استفاده از دوغاب در محل اتصال همواره قابل توصیه بوده و به انسجام اتصال کمک خواهد نمود. اتصال حاصله برای دیوار قطع شده به صورت مفصلی می‌باشد. بدیهی است که دیوار ممتد در محل قطع دو دیوار، به شرطی که میلگردهای بستر آن قطع نشوند، دارای اتصالی گیردا خواهد بود. قطر مفتول قلاب‌ها نباید کم‌تر از قطر مفتول طولی میلگردهای بستر بوده و فاصله قلاب‌ها نیز در ارتفاع دیوار برابر فاصله میلگردهای بستر می‌باشد.

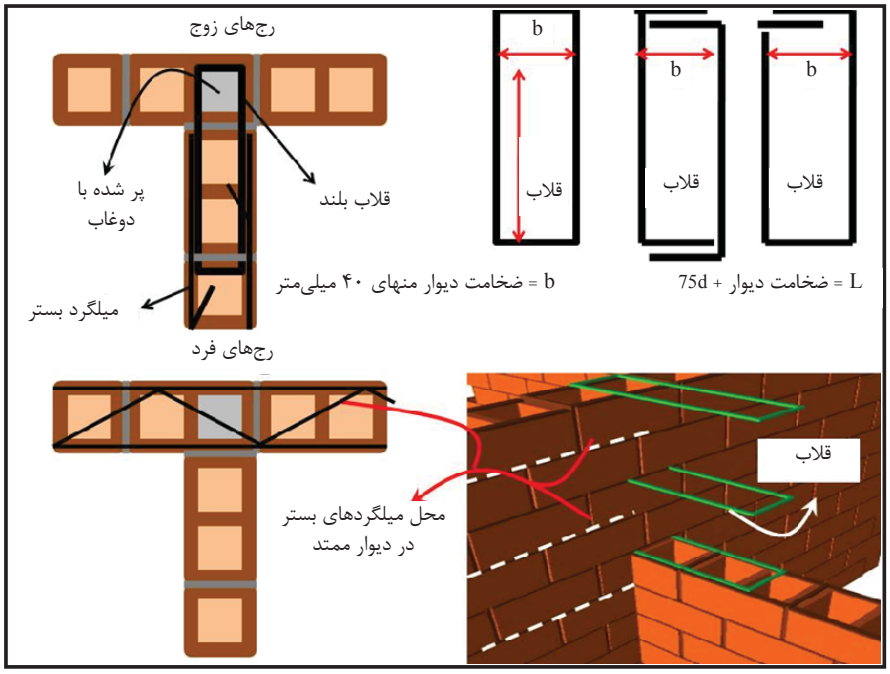


شکل ۶-۹- اتصال دو دیوار متعامد با استفاده از قلاب و میلگرد بستر- اتصال مفصلی

در صورتی که حفره اتصال از دوغاب پر شده و طول قلاب حداقل برابر ضخامت دیوار به علاوه ۷۵ برابر قطر مفتول میلگرد بستر باشد، اتصال حاصله را می‌توان به صورت گیردار درنظر گرفت. جزییات این اتصال در شکل (۶-۹) نشان

داده شده است. در این حالت نیز طول دیواری که نقش تکیه‌گاه را ایفا می‌کند لازم است در هر طرف اتصال حداقل ۵ برابر ضخامت دیوار باشد.

در انتها لازم به توضیح است که در شکل‌های نشان داده شده در این فصل فرض شده است که میلگردهای بستر در هر یک رج درمیان قرار گرفته باشند. حال آنکه در برخی حالات ممکن است لازم باشد میلگردهای بستر در تمام رج‌های دیوار کار گذاشته شوند.



شکل ۶-۱۰- اتصال دو دیوار متعامد با استفاده از قلاب بلند و میلگرد بستر- اتصال گیردار

پیوست ۱

دقت روش ضرایب لنگر

پ.۱-۱- دقت روش ضرایب لنگر

همان‌طور که بیان شد روش ضرایب لنگر روشی تقریبی می‌باشد که به کمک آن می‌توان میانگین (نه حداکثر) تقاضاهای خمشی در واحد طول را تخمین زد. همچنین در این روش با داشتن مقاومت خمشی دیوار در هر دو امتداد افقی وقائم، می‌توان فشار شکست دیوار را به دست آورد. در خصوص دقت این روش نظرات متفاوتی وجود دارد. اگرچه این روش در برخی آیین‌نامه‌ها همانند Eurocode 6 پذیرفته شده است، لیکن در برخی مطالعات [۲۸] نشان داده شده است که روش ضرایب لنگر (تئوری خطوط تسلیم) ممکن است به قدر کافی محافظه کارانه نباشد. در این بخش نتایج حاصل از روش ضرایب لنگر با نتایج آزمایشگاهی انجام شده توسط گریفیت و همکاران [۷] مقایسه شده است. شکل (۵-۴) رفتار چرخه‌ای خارج از صفحه دو دیوار بنایی غیرمسلح با و بدون بازشو را نشان می‌دهد. دیوار از آجرهای توپر رسی ساخته شده و ضخامت دیوار ۷۶ میلی‌متر می‌باشد. مدول گسیختگی دیوار بدون بازشو برابر ۰/۵۲ مگاپاسگال و مدول گسیختگی دیوار دارای بازشو ۰/۶۵۵ مگاپاسگال می‌باشد. مقادیر مذکور مربوط به مدول گسیختگی در امتداد عمود بر بند بستر می‌باشند، با توجه به جدول (۳-۵) مدول گسیختگی در امتداد موازی بند بستر تقریبا دو برابر مقدار متناظر در امتداد عمود بر بند بستر است. لذا در این بخش برای هر دو دیوار پارامتر μ برابر ۰/۵ در نظر گرفته شده است.

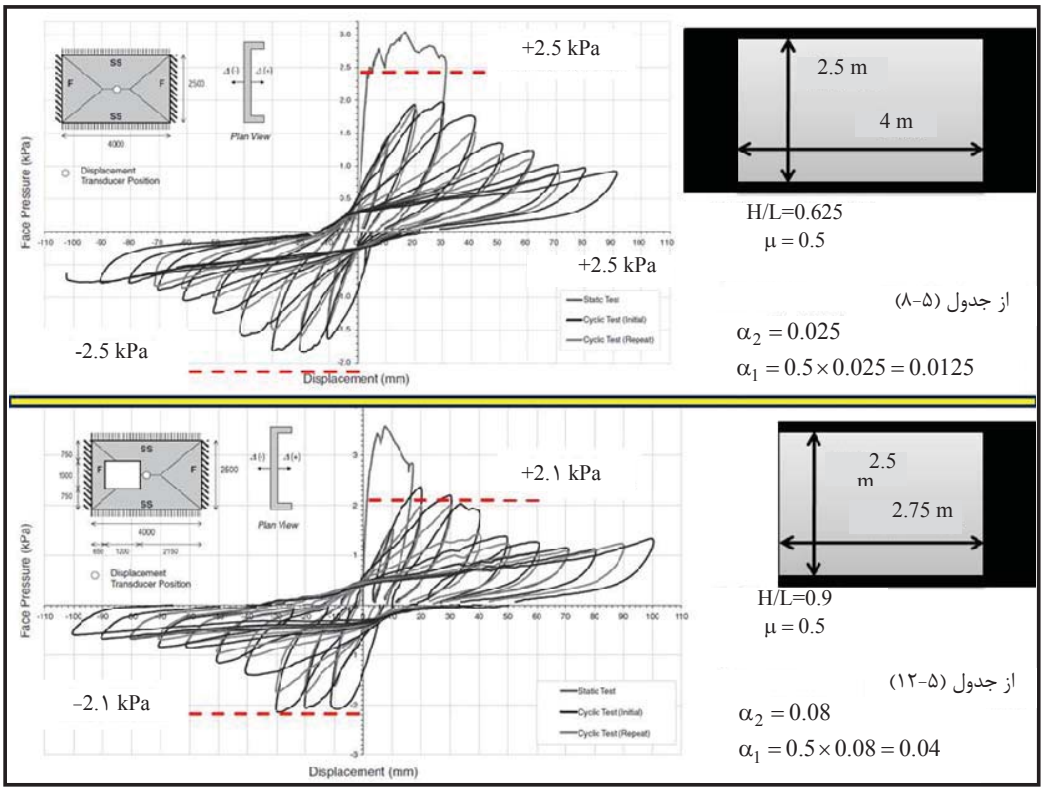
مقاومت خمشی اسمی قائم دیوار بدون بازشو برابر است با:

$$M_1 = \frac{bh^2}{6} f_r = \frac{1000 \times 76^2}{6} \times 0.52 = 500586 \text{ N.}\frac{mm}{m} = 500.6 \text{ N.}\frac{m}{m}$$

شرایط تکیه‌گاهی دیوار بدون بازشو مطابق نوع G می‌باشد، لذا از جدول (۵-۸) ضریب خمش افقی دیوار با درون‌یابی برابر ۰/۰۲۵ و متعاقبا ضریب خمش قائم برابر ۰/۰۱۲۵ به دست می‌آید. حال می‌توان فشارشکست دیوار را به صورت زیر تخمین زد:

$$M_1 = \alpha_1 w L^2 \rightarrow w = \frac{500.6}{0.0125 \times 4^2} = 2503 \frac{N}{m^2} = 2.5 \text{ kPa}$$

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، میانگین فشار شکست دیوار (در جهات مثبت و منفی) برابر ۲/۴۵ کیلوپاسگال می‌باشد.



شکل پ.۱-۱- مقایسه فشار شکست به دست آمده از روش ضرایب خمش با نتایج آزمایشگاهی

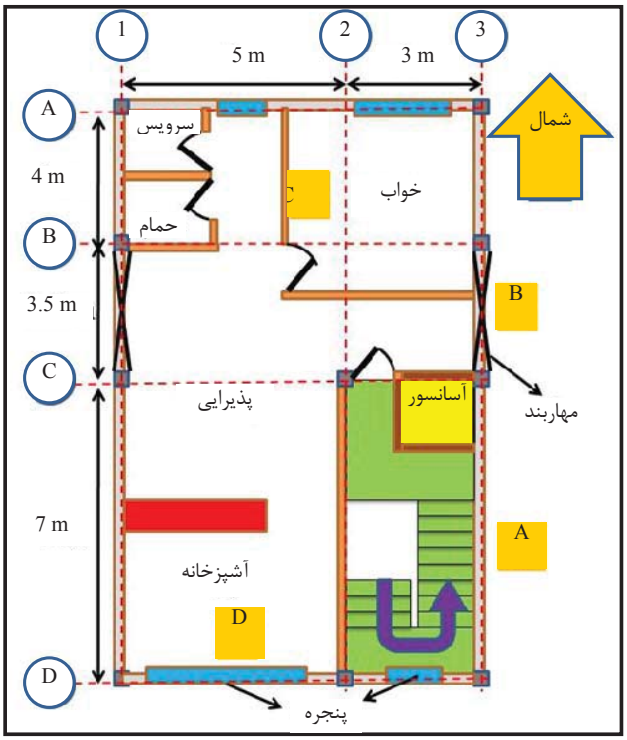
اگر روند فوق برای دیوار دارای بازشو نیز تکرار شود، فشار شکست دیوار با بازشو برابر ۲/۱ کیلوپاسگال به دست می‌آید. مطابق شکل (پ.۱-۱) فشار شکست آزمایشگاهی برای دیوار دارای بازشو (به صورت میانگین در دو جهت مثبت و منفی) برابر ۲/۸ کیلوپاسگال می‌باشد.

بر اساس مقایسه ای که در این بخش صورت گرفت می‌توان اظهار داشت که روش ضرایب خمش روشی قابل قبول می‌باشد. اگرچه مقایسه تنها دو دیوار نمی‌تواند تضمین کننده دقت روش ضرایب خمش در تمام موارد باشد، لیکن با توجه به سادگی این روش و نیز فرضیات محافظه کارانه درنظر گرفته شده در تخمین فشار وارده بر دیوار (ملاک قرار دادن فشار در آخرین طبقه) می‌توان اظهار نمود که روش تقریبی ضرایب لنگر به منظور طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای روش مناسبی می‌باشد.

پیوست ۲

طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای ساختمان مسکونی ۵ طبقه

پیوست حاضر به ارائه روند طراحی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه اختصاص یافته است. پلان طبقات ساختمان در شکل (پ.۲-۱) نشان داده شده است. روند طراحی دیوارهای A تا D در این فصل ارائه می‌گردد.



شکل پ.۲-۱- پلان ساختمان مورد نظر

اطلاعات مورد نیاز به شرح زیر می‌باشند.

محل ساختمان: تهران

تعداد طبقات: ۵

ارتفاع کف تا کف طبقات: ۳/۵ متر

نوع خاک محل احداث بنا: خاک نوع III بر اساس دسته‌بندی مبحث ششم

سیستم باربر جابی در امتداد شمالی- جنوبی: مهاربند مرکزگرا

سیستم باربر جانبی در امتداد شرقی - غربی: قاب خمشی

حداکثر دریفت غیرالاستیک در جهت شمالی- جنوبی: ۰/۰۰۷

حداکثر دریفت غیرالاستیک در جهت شرغی- غربی: ۰/۰۱۸

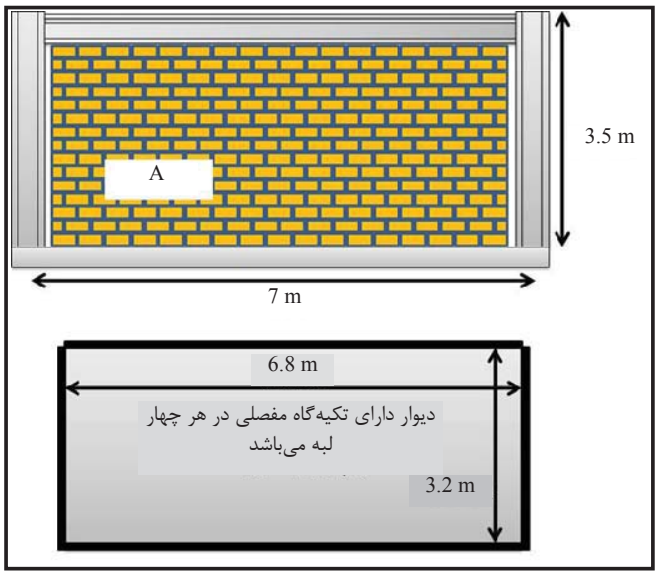
فرضیات اولیه:

توصیه می‌شود در صورتی که انتظار می‌رود نظارت کافی و مناسبی بر روند ساخت دیوارهای غیرسازه‌ای وجود نداشته باشد، حتی المقدور از فرضیات محافظه‌کارانه‌ای استفاده شود. در این مثال از چنین فرضیاتی به شرح زیر استفاده شده است.

- کلیه واحدهای بنایی از نوع بلوک سفالی بوده و ضخامت پوسته آن‌ها ۱۵ میلی‌متر می‌باشد.
- ملات مصرفی از نوع N می‌باشد که در آن از سیمان بنایی استفاده شده است. نسبت سیمان بنایی به ماسه ۱ به ۳ می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه خواهد شد، این ملات بسیار ضعیف بوده و عملا لازم است از ملات نوع N ساخته شده از ترکیب سیمان پورتلند و آهک استفاده شود.
- مقاومت فشاری واحدهای بنایی ۱۴ مگاپاسگال می‌باشد. لذا بر اساس جدول (۲-۲) مقاومت فشاری دیوار برابر ۷ مگاپاسگال خواهد بود. این مقاومت بر اساس مقطع موثر دیوار است.
- تنش تسلیم میلگرد بستر ۴۵۰ مگاپاسگال درنظر گرفته شده است.
- طراحی کلیه دیوارها بر اساس دیوارهای موجود در آخرین طبقه انجام خواهد شد.

پ.۲-۱- دیوار A

ابعاد دیوار A به همراه شرایط تکیه‌گاهی آن در شکل (پ.۲-۲) نشان داده شده است. لازم به توضیح است که با توجه به طول زیاد این دیوار، انتظار می‌رود دیوار A یکی از بحرانی ترین دیوارهای ساختمان مورد نظر باشد.



شکل پ.۲-۲- ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی دیوار A

پ.۲-۱-۱- میلگرد بستر حداقل

ابعاد دیوار A و نیز شرایط تکیه‌گاهی انتخاب شده برای آن در شکل (پ.۲-۲) نشان داده شده است. با توجه به اینکه دیوار A یک دیوار پیرامونی می‌باشد، لذا ضخامت آن نباید کم‌تر از ۱۵۰ میلی‌متر اتخاذ شود. برای این دیوار از بلوک‌هایی با ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر، طول ۳۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متراستفاده می‌شود. شایان ذکر است که نباید ارتفاع بلوک بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد چراکه میلگردهای بستر معمولا در بندهای بستر به صورت یک در میان قرار می‌گیرند و فواصل آن‌ها نباید از ۵۰۰ میلی‌متر تجاوز کند. همچنین با توجه به شکل (۶-۱)، ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر برای دیوار A محدودیت لاغری دیوار را برآورده می‌کند.

در ابتدا از میلگرد بستر حداقل استفاده می‌شود. بر اساس بند ۵-۵-۳ لازم است میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در فواصل ۴۲۰ میلی‌متر (فاصله دو بند بستر) در دیوار تعبیه شوند (ضخامت ملات بستر ۱۰ میلی‌متر درنظر گرفته شده است). همچنین بر اساس بند ۵-۳-۴ حداقل میلگرد بستر مورد نیاز برای دیواری که در ملات آن از سیمان بنایی استفاده شده باشد، میلگرد بستری با قطر مفتول ۴ میلی‌متر و به فواصل ۵۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در نتیجه حداقل میلگرد بستر ممکن برای دیوار A به صورت زیر است:

میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در هر ۴۲۰ میلی‌متر از ارتفاع دیوار

پ.۲-۱-۲- ظرفیت خمشی دیوار با میلگرد بستر حداقل

بر اساس میلگرد بستر به دست آمده، ظرفیت خمشی دیوار در دو امتداد افقی و قائم به صورت زیر به دست می‌آید.

- در امتداد قائم:

در این امتداد دیوار غیرمسلح بوده و ظرفیت خمشی اسمی دیوار برای یک متر طول دیوار بر اساس رابطه (۵-۳) به صورت زیر خواهد بود.

$$M_{n1}=\frac{1000f_r t_s(h-t_s)^2}{h}=\frac{1000\times 0.16\times 15\times(150-15)^2}{150}=291600\ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}}=290\ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

شایان ذکر است که مدول گسیختگی (f_r) در امتداد عمود بر بند بستر از جدول (۲-۵) به دست آمده است. بر اساس بند ۵-۲-۳ ظرفیت خمشی طراحی از ضرب ظرفیت خمشی اسمی در ضریب مقاومت ۰/۶ به دست می‌آید. بنابراین:

$$M_{d1}=\phi M_{n1}=0.6\times 290=175\ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

- در امتداد افقی:

در امتداد افقی دیوار مسلح بوده و ظرفیت خمشی اسمی آن برای یک متر ارتفاع دیوار طبق رابطه (۵-۶) به دست می‌آید.

$$M_{n2}=\frac{1000A_sf_y}{B}(d-\frac{A_sf_y}{2\beta f'_mB})=\frac{1000\times12.5\times450}{420}(135-\frac{12.5\times450}{2\times0.8\times7\times420})=1792021\ N.\frac{mm}{m}=1790\ N.m/m$$

بر اساس بند ۵-۳-۳ ضریب کاهش مقاومت دیوارهای بنایی مسلح برابر ۰/۹ می‌باشد، لذا ظرفیت خمشی طراحی یک متر از ارتفاع دیوار در جهت افقی برابر است با:

$$M_{d2}=\phi M_{n2}=0.9\times1790=1610\ N.\frac{m}{m}$$

پ.۲-۱-۳- تقاضای خمشی وارده بر دیوار

بر اساس بند ۴-۲ فشار ناشی از زلزله بر روی دیوار برابر است با:

$$w_{eq}=0.48AI(1+S)w=0.48\times0.35\times1\times(1+1.75)\times1800=830\frac{N}{m^2}$$

مقدار A برای تهران برابر ۰/۳۵ و مقدار S برای تهران در خاک نوع III برابر ۱/۷۵ می‌باشد. وزن دیوار A به همراه نازک‌کاری‌های روی آن ۱۸۰ کیلوگرم بر مترمربع و یا به عبارتی ۱۸۰۰ نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است.

اگرچه ممکن است دیوار A در معرض فشار باد قرار نگیرد (به دلیل وجود ساختمان مجاور) لیکن بهتر است حتی برای چنین دیوارهایی فشار باد نیز مدنظر قرار گیرد. با استفاده از رابطه (۵-۲) فشار باد به صورت زیر به دست می‌آید.

$$w_{win}=0.11(\frac{H_t}{10})^{0.24}V^2=0.11\times(\frac{5\times3.5}{10})^{0.24}\times100^2=1258\frac{N}{m^2}$$

با توجه به اینکه فشار ناشی از باد از فشار ناشی از زلزله بیش‌تر می‌باشد، لذا در طراحی از فشار ناشی از باد استفاده خواهد شد.

$$\max(w_{eq},w_{win})=1258\ \ N/m^2 w_u$$

دیوار A رفتار دوطرفه داشته لذا برای محاسبه تقاضای خمشی (در واحد طول) از بند ۴-۵-۳ استفاده می‌شود. با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دیوار، ضریب خمش را می‌توان از جدول (۴-۶) به دست آورد. پارامترهای مورد نیاز به صورت زیر می‌باشند:

$$\frac{H}{L}=\frac{3.2}{6.8}=0.47\ ,\ \mu=\frac{M_{n1}}{M_{n2}}=\frac{290}{1790}=0.16$$

از روی جدول (۴-۶) و با استفاده از درون‌یابی، می‌توان ضریب خمش (α_2) را به دست آورد. بدین ترتیب ضریب خمش برابر ۰/۰۴۸ به دست می‌آید و متعاقبا می‌توان با استفاده از رابطه (۴-۸) و (۴-۹) تقاضای خمشی نهایی را در دو امتداد افقی و قائم دیوار به صورت زیر به دست آورد.

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.048 \times 1258 \times 6.8^2 = 2792 \ \ N.m/m$$
$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.16 \times 2792 = 446 \ N.m/m$$

پ.۲-۱-۴- مقایسه ظرفیت با تقاضا

بر اساس نتایج به دست آمده مشخص است که ظرفیت دیوار کافی نمی‌باشد چراکه:

$$M_{u2} > M_{d2} \quad , \quad M_{u1} > M_{dl}$$

بنابراین دیوار جوابگو نبوده و لازم است تقویت شود.

پ.۲-۱-۵- راهکارهای تقویت دیوار

به منظور تقویت دیوار می‌توان راهکارهای زیر را مدنظر قرار داد.

- افزایش ضخامت دیوار
- افزایش ضخامت پوسته دیوار
- پرکردن حفره بلوک‌ها با استفاده از دوغاب
- بهبود ملات مصرفی (استفاده از ترکیب سیمان پورتلند و آهک)
- افزایش تسلیحات دیوار
- فراهم کردن تکیه‌گاه گیردار برای دیوار
- تقسیم دیوار به پانل‌های کوچک‌تر با تعبیه کلاف (تکیه‌گاه) یا پشتند (ستونچه)

افزایش ضخامت دیوار چندان راهکار مناسبی نمی‌باشد چراکه علاوه بر افزایش وزن دیوار، منجر به کاهش فضای مفید ساختمان نیز خواهد شد. همچنین فراهم کردن تکیه‌گاه گیردار همواره میسر نبوده و معمولا نیاز به جزییات اجرایی خاصی دارد. تقسیم دیوار به پانل‌های کوچک‌تر نیاز به قرار دادن کلاف‌های بتنی مسلح در دل دیوار دارد که برای دیوارهای غیرسازه‌ای روش پرهزینه‌ای می‌باشد. لازم به توضیح است که معمولا افزایش مقاومت فشاری دیوار نیز تاثیر بسیار کمی در افزایش مقاومت خمشی آن دارد. در ادامه از چند مورد از راهکارهای فوق به منظور طراحی دیوار A استفاده شده است.

پ.۲-۱-۶- راهکار افزایش تسلیحات

اگر محاسبات فوق با فرض استفاده از میلگرد بستر با قطر مفتول ۵ میلی‌متر به فواصل ۲۱۰ میلی‌متر تکرار شود، نتایج زیر به دست خواهند آمد:

$$M_{dl} = 175 \ N.\frac{m}{m} \ , \ M_{d2} = 4970 \ N.\frac{m}{m} \ , \ M_{u1} = 215 \ N.\frac{m}{m} \ , \ M_{u2} = 4300 \ N.\frac{m}{m}$$

همان‌طور که مشاهده می‌شود، حتی با افزایش میلگردهای بستر نیز، همچنان تقاضای خمشی قائم دیوار قدری از ظرفیت خمشی قائم بیش‌تر می‌باشد.

پ.۲-۱-۷- راهکار افزایش تسلیحات به همراه افزایش ضخامت پوسته و بهبود ملات

در این بخش برای دیوار A از بلوکی استفاده می‌شود که ضخامت پوسته در آن حداقل برابر ۲۰ میلی‌متر باشد. همچنین تصمیم گرفته می‌شود که در ساخت دیوار از ملات نوع N با استفاده از سیمان پرتلند (نه سیمان بنایی) و آهک استفاده شود. در این صورت مقاومت طراحی دیوار در جهت قائم برابر خواهد بود با:

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.33 \times 20 \times (150-20)^2}{150} = 446160 \text{ N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 445 \text{ N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

به علاوه این بار میلگردهای بستر را قدری تقویت کرده و از میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در فواصل ۲۱۰ میلی‌متر استفاده می‌شود (یعنی میلگردهای بستر در تمام بندهای بستر قرار می‌گیرند). در این صورت ظرفیت خمشی طراحی دیوار در امتداد افقی برابر خواهد بود با:

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 450}{210}\left(135 - \frac{12.5 \times 450}{2 \times 0.8 \times 7 \times 210}\right) = 3212155 \text{ N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 3210 \text{ N.m/m}$$

این بار پارامترهای مورد نیاز جدول (۴-۶) برابرند با:

$$\frac{H}{L} = \frac{3.2}{6.8} = 0.47 \quad , \quad \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{445/0.6}{3210/0.9} = 0.20$$

با استفاده از درون‌یابی در جدول (۴-۶) ضریب خمش افقی (α_2) برابر ۰/۰۴۳ به دست می‌آید. در نتیجه تقاضای نهایی خمشی برابر است با:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.043 \times 1258 \times 6.8^2 = 2500 \text{ N.m/m}$$
$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.17 \times 2735 = 500 \text{ N.m/m}$$

مشخص است که همچنان ظرفیت خمش قائم دیوار قدری از تقاضای آن کوچک‌تر است.

پ.۲-۱-۸- راهکار افزایش تسلیحات به همراه بهبود ملات و استفاده از دوغاب

اگر علاوه بر استفاده از ملات نوع N با استفاده از ترکیب سیمان پرتلند و آهک، بخشی از حفره‌های بلوک‌ها با دوغاب پر شوند، مقاومت خمش قائم دیوار بهبود چشمگیری خواهد یافت. در این بخش فرض می‌شود ۲۵٪ حفره‌های دیوار با دوغاب پر خواهند شد (از اثر وزن دوغاب در محاسبه فشار زلزله صرف‌نظر شده است چرا که اساسا بار باد حاکم است)، در این صورت بر اساس جدول (۲-۵) و درون‌یابی بین حالت بدون دوغاب و پر شده با دوغاب، مدول گسیختگی دیوار در جهت قائم (عمود بر بند بستر) برابر ۰/۵۲ مگاپاسگال به دست آمده و بر اساس آن ظرفیت خمشی طراحی دیوار در جهت قائم برابر خواهد بود با (از تاثیر حفره‌های پر شده با دوغاب در مدول سطح موثر دیوار صرف‌نظر شده است):

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.52 \times 15 \times (150-15)^2}{150} = 568620 \text{ N.}\frac{mm}{m} = 570 \text{ N.}\frac{m}{m}$$

لازم به توضیح است که اگر اثر حفره‌های پر شده در سطح موثر دیوار در نظر گرفته شود، مقاومت خمشی قائم دیوار حدود ۲۰٪ افزایش یافته و به مقدار ۷۲۰ نیوتن - متر در طول واحد دیوار می‌رسد.

از میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در هر ۲۱۰ میلی‌متر از ارتفاع دیوار استفاده می‌شود. در این صورت ظرفیت خمش طراحی دیوار در جهت افقی برابر خواهد بود با:

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 450}{210}(135 - \frac{12.5 \times 450}{2 \times 0.8 \times 7 \times 210}) = 3212155 \text{ N.}\frac{mm}{m} = 3210 \text{ N.m/m}$$

پارامترهای مورد نیاز جدول (۴-۶) برابرند با:

$$\frac{H}{L} = \frac{3.2}{6.8} = 0.47 \quad , \quad \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{570/0.6}{3210/0.9} = 0.27$$

بر این اساس طبق جدول (۴-۶) ضریب α_2 برابر ۰/۰۳۷ بوده و تقاضاهای خمشی نهایی (در واحد طول) برابر خواهند بود با:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.037 \times 1258 \times 6.8^2 = 2150 \text{ N.m/m}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.27 \times 2150 = 580 \text{ N.m/m}$$

اگرچه تقاضای خمش قائم قدری از ظرفیت خمش قائم بیش‌تر است، اما این مقدار بسیار ناچیز بوده و عملا طرح را می‌توان قابل قبول دانست.

در نتیجه طرح نهایی برای دیوار A به صورت زیر می‌باشد:

- استفاده از بلوک سفالی با ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر
- ضخامت پوسته حداقل ۱۵ میلی‌متر
- ملات مصرفی از نوع N بوده و در آن از ترکیب سیمان پرتلند و آهک استفاده شود
- ۲۵٪ حفره‌ها (در امتداد ارتفاع دیوار) لازم است با دوغاب پر شوند
- میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در فواصل ۲۱۰ میلی‌متری در ارتفاع دیوار

پ.۲-۱-۹- طراحی اتصالات دیوار A

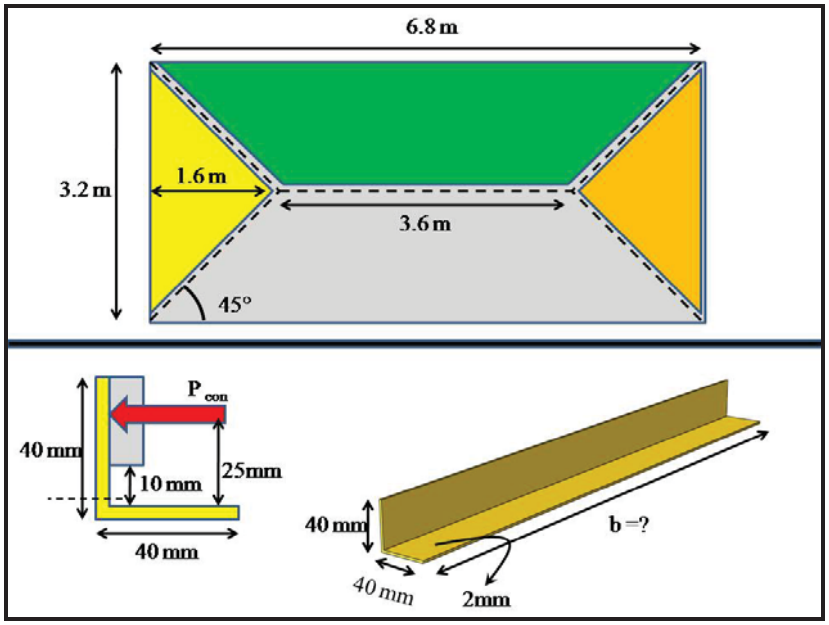
با توجه به اینکه دریفت غیرالاستیک طبقات از ۰/۳٪ بیش‌تر می‌باشد، طبق بند ۳-۱۴ و نیز بند ۶-۴-۳، لازم است از اتصال جداکننده به منظور اتصال دیوار A به قاب استفاده شود. برای اتصال دیوار به ستون و نیز تیر فوقانی از اتصال جدا شده با نبشی استفاده می‌شود. اتصال دیوار به کف نیز مطابق بند ۶-۴-۱ توسط ملات صورت می پذیرد.

- اتصال دیوار به تیر سقف

کل نیروی خارج از صفحه وارده بر دیوار برابر $P_t = 1258 \times 3.2 \times 6.8 = 27.5\ kN$ می‌باشد. نیروی سهم هر یک از لبه‌ها را می‌توان بر اساس سطح باربر هر لبه مطابق شکل (پ.۲-۳) به دست آورد.

در نتیجه اتصال لبه فوقانی لازم است برای بار خارج از صفحه ای به صورت زیر طراحی شود.

$$P_{con} = \frac{A}{A_t} P_t = \frac{\frac{1}{2}(6.8+3.8)\times 1.6}{3.2\times 6.8} \times 27.5 = 10.7\ \ k.N$$



شکل پ.۲-۳- سطح بارگیر لبه فوقانی دیوار و طراحی نبشی در اتصال جداکننده دیوار به سقف

تصمیم گرفته شده است که برای اتصالات جداکننده دیوار از دو عدد نبشی به همراه لایه جداکننده استفاده شود. ابعاد نبشی مورد نظر در شکل (پ.۲-۳) نشان داده شده است. طول کل لازم برای نبشی بر اساس ظرفیت خمشی بال نبشی به صورت زیر به دست می‌آید. فرض شده است که مقاومت تسلیم نبشی ۲۴۰ مگاپاسگال باشد.

لنگر پلاستیک بال نبشی با احتساب ضریب کاهش مقاومت برابر است با:

$$M_p = zf_y = \phi \frac{bt^2}{4} f_y$$

در نتیجه نیروی متناظر بر بال نبشی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_p = \frac{M_p}{e} = \frac{\phi b t^2 f_y}{4e}$$

که در آن t ضخامت بال نبشی است (در اینجا ۲ میلی‌متر) و e بازوی لنگر نیروی وارده بر بال نبشی می‌باشد (در اینجا ۲۵ میلی‌متر). با برابر قرار دادن P_p با P_{con} عرض لازم برای نبشی (b) به صورت زیر به دست می‌آید (ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ می‌باشد).

$$b = \frac{4eP_{con}}{\phi f_y t^2} = \frac{4\times 25\times 10700}{0.9\times 240\times 2^2} = 1240 \ \text{mm}$$

در نتیجه کل طول لازم برای نبشی ۱۲۴۰ میلی‌متر می‌باشد که باید به طور یکنواخت در لبه فوقانی دیوار توزیع شود. مطابق شکل (پ.۲-۴) از ۵ عدد نبشی دوبل (در دو طرف دیوار) هر یک به طول ۴۰۰ میلی‌متر استفاده می‌شود. لایه جدا کننده از جنس پشم سنگ به ضخامت ۱۰ میلی‌متر و عرض ۱۲۰ میلی‌متر می‌باشد.

- اتصال دیوار به ستون

مطابق شکل (پ.۲-۳) نیروی وارده بر لبه قائم دیوار برابر است با:

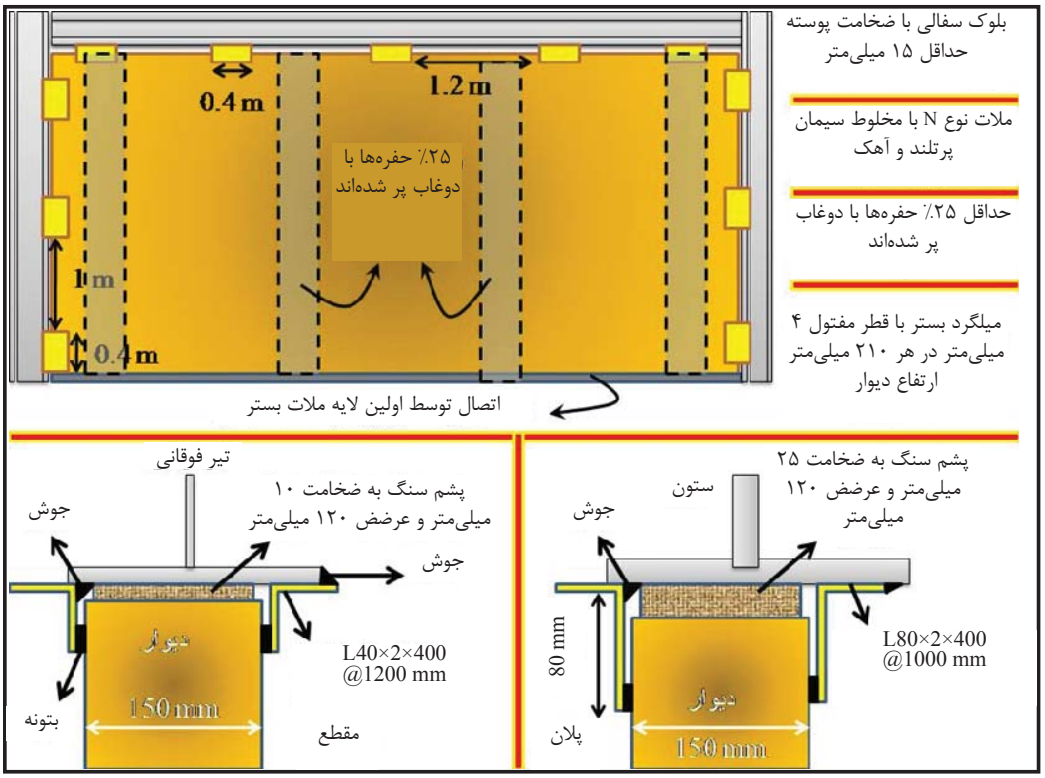
$$P_{con} = \frac{A}{A_t} P_t = \frac{\frac{1}{2}\times 3.2\times 1.6}{3.2\times 6.8}\times 27.5 = 3.2 \ \text{kN}$$

با توجه به اینکه دریفت غیرالاستیک سازه در جهت صفحه دیوار (شمالی- جنوبی) برابر ۰/۰۰۷ می‌باشد، لذا حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ۲۴ میلی‌متر خواهد بود. در نتیجه برای اتصال دیوار A به ستون می‌توان از لایه جداکننده‌ای از جنس پشم سنگ به ضخامت ۲۵ میلی‌متر و عرض ۱۲۰ میلی‌متر استفاده شود. در این حالت لازم است برای اینکه دیوار تحت زلزله از مابین دو نبشی خارج نشود، عرض بال نبشی حداقل ۲ برابر ضخامت لایه جداکننده به علاوه ۳۰ میلی‌متر باشد. بنابراین عرض بال نبشی برابر ۸۰ میلی‌متر درنظر گرفته می‌شود. حال طول مورد نیاز نبشی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$b = \frac{4eP_{con}}{\phi f_y t^2} = \frac{4\times 55\times 3200}{0.9\times 240\times 2^2} = 815 \ \text{mm}$$

در نتیجه کافی است از ۳ جفت نبشی (در هر دو طرف دیوار) به منظور اتصال دیوار به ستون استفاده شود به طوری که طول هر یک از نبشی‌ها ۴۰۰ میلی‌متر بوده و فاصله آن‌ها از یکدیگر ۱ متر باشد. استفاده از نبشی با ضخامت کم‌تر از ۲ میلی‌متر توصیه نمی‌شود چراکه جوش ورق های نازکتر از ۲ میلی‌متر به مهارت بالایی نیاز داشته و همواره میسر نمی‌باشد.

اتصالات به دست آمده برای دیوار A به قاب به همراه سایر جزییات در شکل (پ.۲-۴) نشان داده شده است. با توجه به اینکه قاب فولادی می‌باشد، نبشی‌ها می‌توانند به تیرها و ستون‌ها جوش شود. در مورد قاب های فولادی، پیچ کردن نبشی‌های اتصال به المان‌های سازه‌ای تنها با تایید مهندس محاسب سازه امکان‌پذیر است.



شکل پ.۲-۴- طرح نهایی دیوار A

پ.۲-۲- دیوار B

دیوار داخلی عمود بر دیوار B منجر می‌شود که این دیوار در واقع به دو قسمت تقسیم شود. اما با توجه به ابعاد کم دیوار B از اثر دیوار عمود بر آن (که تکیه‌گاهی گیردار برای دیوار B فراهم می‌کند) صرف‌نظر شده است. برای دیوار های با طول زیاد بهتر است به منظور دستیابی به یک طرح بهینه، چنین اثراتی درنظر گرفته شود. بنابراین اگر دیوار عمود بر دیوار B درنظر گرفته نشود، شرایط تکیه‌گاهی دیوار B مشابه دیوار A خواهد بود. این دیوار بدین جهت مورد بحث قرار گرفته است که در یک دهانه مهاربندی شده قرار دارد. برخلاف روش متداول کنونی، دیوار به هیچ وجه نباید مابین المان‌ها مهاربند ساخته شود. در حین زلزله مهاربندها تغییرشکل‌های غیرالاستیک بالایی را تجربه کرده و ساختن دیوار مابین این اعضا می‌تواند منجر به از دست رفتن تکیه‌گاه های دیوار و متعاقبا ناپایداری دیوار شود. در مورد دهانه های مهاربندی شده، لازم است دیوار یا در جلوی مهاربند و یا در پشت آن ساخته شود. شرایط تکیه‌گاهی دیوار B در شکل (پ.۲-۵) نشان داده شده است.

با توجه به ابعاد کوچک دیوار، می‌توان حدس زد که استفاده از میلگرد بستر حداقل در دیوار کفایت خواهد کرد (قطر مفتول ۴ میلی‌متر در هر ۴۲۰ میلی‌متر). ضخامت دیوار ۱۵۰ میلی‌متر بوده که در آن از ملات نوع N با ترکیب سیمان

پورتلند و آهک استفاده خواهد شد. بدین ترتیب مقاومت‌های خمشی طراحی قائم و افقی دیوار B (در واحد طول) به صورت زیر به دست می‌آیند.

$$M_{dl} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.33 \times 15(150-15)^2}{150} = 360855 \ \ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 360 \ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 450}{420}(135 - \frac{12.5 \times 450}{2 \times 0.8 \times 7 \times 420}) = 1612819 \ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 1610 \ \text{N.m/m}$$

از طرفی فشار نهایی که در بخش قبل به دست آمده برابر است با:

$$w_u = 1258 \ \text{N/m}^2$$

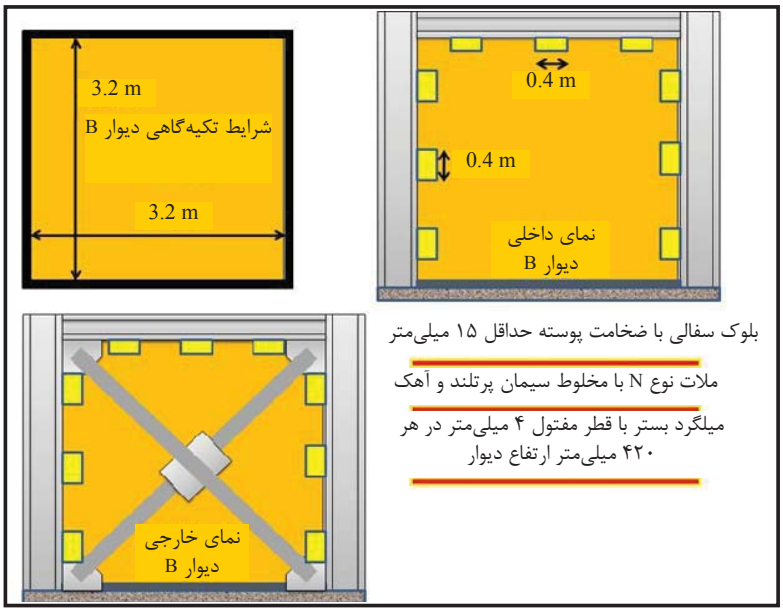
با توجه شرایط تکیه‌گاهی دیوار B، برای محاسبه ضریب خمش افقی از جدول (۴-۶) استفاده خواهد شد. پارامترهای مورد نیاز برابرند با:

$$\frac{H}{L} = \frac{3.2}{3.2} = 1 \quad , \quad \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{360/0.6}{1610/0.9} = 0.34$$

در نتیجه از روی جدول (۴-۶) ضریب خمش افقی برابر ۰/۰۶۴ به دست می‌آید. لذا تقاضاهای خمشی افقی و قائم برابرند با:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.064 \times 1258 \times 3.2^2 = 825 \ \ \text{n.}\frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{d2} \qquad \text{OK}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.34 \times 825 = 280 \ \ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}} < M_{dl} \qquad \text{OK}$$



شکل پ.۲-۵- طراحی دیوار B به همراه جزییات آن

با توجه به این که تقاضای خمشی در هر دو امتداد از ظرفیت خمشی متناظر کم‌تر است، لذا طراحی قابل پذیرش می‌باشد. طراحی اتصالات دیوار B نیز مشابه روند متناظر در دیوار A می‌باشد. می‌توان در جهت اطمینان از جزییات به دست آمده برای دیوار A در دیوار B نیز استفاده کرد. طرح نهایی دیوار B در شکل (پ.۲-۵) نشان داده شده است.

پ.۲-۳- دیوار C

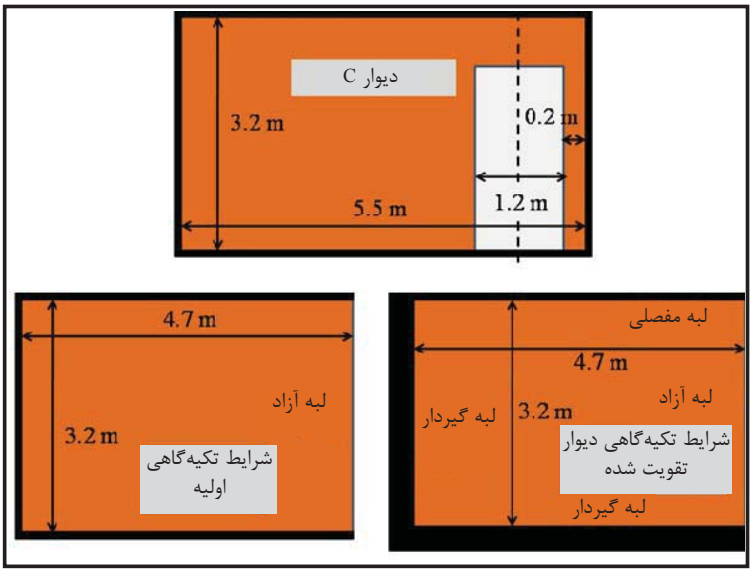
فرض می‌شود که دیوار C دیواری ساخته شده از بلوک‌های سفالی حفره افقی با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر باشد. با توجه به اینکه دیوار دارای بازشوی درب می‌باشد، با استفاده از روش ارائه شده در بند ۵-۶، می‌توان پانل معادل آن را مطابق شکل (پ.۲-۶) به دست آورد. شایان ذکر است که با توجه به شکل (۶-۱) استفاده از دیوار ۱۰۰ میلی‌متری محدودیت‌های مربوط به لاغری دیوار را برآورده خواهد نمود.

پ.۲-۳-۱- ظرفیت خمشی با فرض میلگرد بستر حداقل

اگر ملات مصرفی از نوع N باشد که در آن از ترکیب سیمان پرتلند و آهک استفاده شده باشد (نه سیمان بنایی) و نیز میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در هر ۴۲۰ میلی‌متر از ارتفاع دیوار توزیع شده باشند، مقاومت خمشی دیوار در دو جهت قائم و افقی به صورت زیر خواهد بود.

$$M_{dl} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.33 \times 15(100-15)^2}{100} = 214582 \ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 215 \ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 450}{420}(85 - \frac{12.5 \times 450}{2 \times 0.8 \times 7 \times 420}) = 1010140 \ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 1010 \ \text{N.m/m}$$



شکل پ.۲-۶- ابعاد و شرایط تکیه‌گاهی اولیه دیوار C

پ.۲-۳-۲- تقاضای نهایی

با توجه به اینکه دیوار C یک دیوار داخلی می‌باشد، لذا تنها فشار وارده بر آن فشار لرزه‌ای خواهد بود. با فرض اینکه وزن لرزه‌ای دیوار (به همراه نازک کاری‌های آن) ۱۳۰ کیلوگرم بر مترمربع (۱۳۰۰ نیوتن بر مترمربع) باشد، فشار لرزه‌ای دیوار به صورت زیر به دست می‌آید.

$$w_u = w_{eq} = 0.48AI(1+S)w = 0.48\times 0.35\times 1\times(1+1.75)\times 1300 = 600 \ \frac{N}{m^2}$$

با توجه به دیوار معادل به دست آمده در شکل (پ.۲-۶)، می‌توان ضریب خمش افقی دیوار را از جدول (۴-۱۱) به صورت زیر به دست آورد.

$$\frac{H}{L} = \frac{3.2}{4.7} = 0.68 \ , \ \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{215/0.6}{1010/0.9} = 0.32 \rightarrow \alpha_2 = 0.091$$

در نتیجه تقاضای خمشی افقی و قائم برابر است با:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.091\times 600\times 4.7^2 = 1205 \quad N.\frac{m}{m} > M_{d2} \qquad \text{Not Good}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.32\times 1205 = 385 \quad N.\frac{m}{m} > M_{d1} \quad \text{Not Good}$$

نتایج حاکی از این است که دیوار باید تقویت گردد.

پ.۲-۳-۳- تقویت دیوار

با توجه به اینکه مقاومت قائم دیوار بسیار کم‌تر از تقاضای قائم می‌باشد، لذا بهتر است خمش قائم دیوار تقویت گردد. در بخش قبل با استفاده از پر کردن حفره‌ها با دوغاب، مقاومت خمشی قائم دیوار A تقویت شد. همین روش برای دیوار C نیز قابل انجام می‌باشد. اما برای اینکه روند کار با سایر روش‌ها نیز نشان داده شود، در این بخش تقویت دیوار با گیردار کردن اتصال دیوار به کف و دیوار به دیوار انجام شده است. شرایط تکیه‌گاهی جدید به منظور تقویت دیوار در شکل (پ.۲-۶) نشان داده شده است. برای این منظور بلوک‌های دیوار از حالت حفره افقی به حالت حفره قائم تغییر کرده و تنها حفره‌های اولین ردیف بلوک‌ها (که میلگردهای خم شده در آن‌ها واقع است) با استفاده از دوغاب پر می‌شوند.

در این روش ظرفیت خمشی دیوار تغییر نخواهد کرد بلکه به واسطه گیردار شدن اتصال دیوار به کف و دیوار به دیوار، تقاضای خمشی وارده بر دیوار کاهش می‌یابد. با توجه به شرایط مرزی جدید دیوار، ضریب خمش افقی را می‌توان از جدول (۴-۱۳) به دست آورد. بدین ترتیب با درون‌یابی ضریب خمش افقی برابر ۰/۰۵۶ به دست می‌آید.

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.056\times 600\times 4.7^2 = 742 \quad N.\frac{m}{m} < M_{d2} \quad \text{OK}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u1} = 0.32\times 742 = 237 \ N.\frac{m}{m} > M_{d1} = 215 \quad \text{Not bad}$$

اگرچه از نظر خمش قائم دیوار همچنان قدری ضعیف است اما اختلاف ظرفیت و تقاضا بسیار کم بوده و طرح قابل پذیرش می‌باشد. لازم به یادآوری است که در این مثال ضخامت پوسته بلوک‌ها ۱۵ میلی‌متر درنظر گرفته شده است، اگر ضخامت پوسته‌ها در عمل تنها ۵ میلی‌متر افزایش یابد (۲۰ میلی‌متر باشد)، ظرفیت خمشی قائم دیوار در یک متر طول دیوار از مقدار ۲۱۵ به ۲۵۳ نیوتن- متر افزایش خواهد یافت. شایان ذکر است که فرض ضخامت پوسته ۱۵ میلی‌متر بسیار محافظه کارانه بوده و در بسیاری موارد ضخامت پوسته بیش‌تر از این مقدار می‌باشد.

جزییات اتصال دیوار به کف، دیوار به دیوار و دیوار به سقف به صورت زیر طراحی می‌گردد.

پ.۲-۳-۴- اتصال گیردار دیوار به کف

طراحی اتصال گیردار دیوار به کف مطابق بند ۶-۴-۱ انجام خواهد شد. برای اتصال از آرماتور آجدار با قطر ۱۰ میلی‌متر استفاده می‌شود. قطر سوراخی که در کف بتنی ایجاد خواهد شد ۲۵ میلی‌متر بوده و از گروت اپوکسی برای اتصال استفاده می‌شود. طبق اطلاعاتی که از طرف سازنده گروت ارائه شده است، مقدار متوسط چسبندگی گروت به فولاد ۱۵ مگاپاسگال و چسبندگی گروت به بتن ۳ مگاپاسگال می‌باشد. فرض می‌شود که عمق سوراخ ایجاد شده در کف بتنی (L_e) برابر ۵۰ میلی‌متر باشد.

$$P_s = \min\begin{cases} 0.5\times 0.65\tau_c \pi d_h L_e = 0.5\times 0.65\times 3\times 3.14\times 25\times 50 = 3825\ \text{N} \\ 0.5\times 0.65\tau_s \pi d_b L_e = 0.5\times 0.65\times 15\times 3.14\times 10\times 50 = 7655\ \text{N} \\ 0.9 f_y \dfrac{\pi}{4} d_b^2 = 0.9\times 420\times \dfrac{3.14}{4}\times 10^2 = 29675\ \text{N} \end{cases} \Rightarrow \quad P_s = 3825$$

حال با داشتن مقاومت خمشی طراحی قائم دیوار، فواصل لازم برای میلگردهای دارای خم ۱۸۰ درجه را تعیین نمود (رابطه ۶-۳).

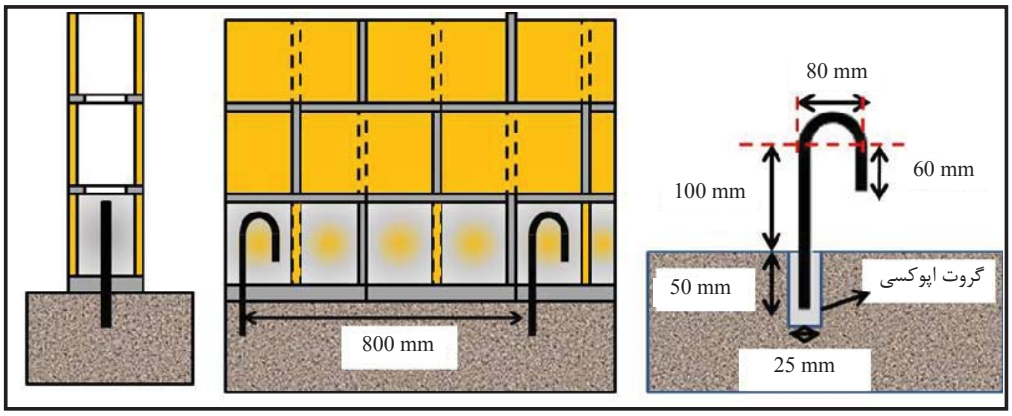
$$S = \frac{450 P_s h}{M_{d1}} = \frac{450\times 3825\times 100}{215000(\text{N}.\dfrac{\text{mm}}{\text{m}})} = 800\ \text{mm}$$

بنابراین میلگردها باید در هر ۸۰۰ میلی‌متر در طول دیوار کاشته شوند. حداقل طول بیرون زدگی میلگردها نیز از رابطه (۶-۴) برابر است با:

$$\backslash L_d = \frac{P_s}{0.9\dfrac{\pi}{4} d_b^2 f_y}\left(\frac{3 d_b^2 f_y}{h\sqrt{f'_m}} - 13 d_b\right) = \frac{3825}{0.9\times \dfrac{3.14}{4}\times 10^2\times 420}\times\left(\frac{3\times 10^2\times 420}{100\times\sqrt{7}} - 13\times 10\right) = 45\text{mm} <$$

$$100\ \text{mm} \Rightarrow L_d = 100\ \text{mm}$$

جزییات به دست آمده برای اتصال دیوار به کف در شکل (پ.۲-۷) نشان داده شده است.

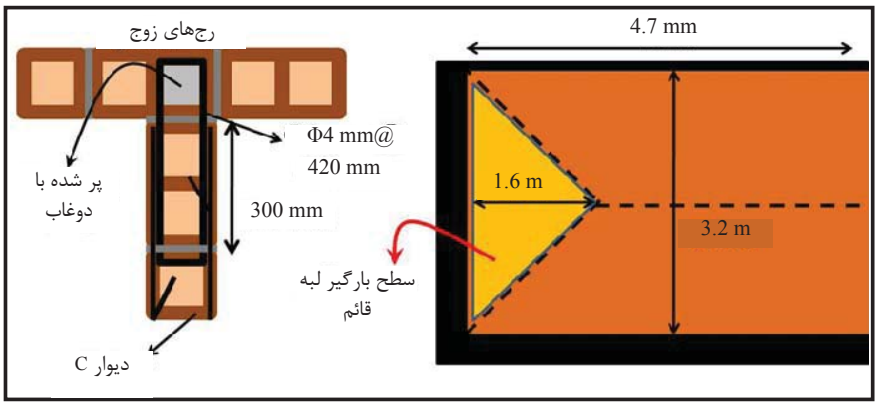


شکل پ.۲-۷- جزییات اتصال گیردار دیوار C به کف بتنی

پ.۲-۳-۵- اتصال گیردار دیوار به دیوار

اتصال دیوار به دیوار بر اساس بند ۶-۴-۴ با استفاده از قلاب بلند طراحی شده است. مطابق شکل (پ.۲-۸) طول قلاب‌ها برابر ۴۰۰ میلی‌متر (h+75d) می‌باشد که ۳۰۰ میلی‌متر آن از دیوار ممتد بیرون زده و در داخل دیوار C (در بند بستر) فرو می‌رود. فاصله قلاب‌ها منطبق بر میلگردهای بستر بوده (۴۲۰ میلی‌متر) و قطر مفتول قلاب نیز برابر قطر مفتول میلگرد بستر (۴ میلی‌متر) می‌باشد. با استفاده از این روش لزومی ندارد دیوار ممتد و دیوار C به شکل هم‌زمان ساخته شوند و تنها کافیست در زمان ساختن دیوار ممتد، قلاب‌ها در محل اتصال دو دیوار در ملات بستر دیوار ممتد کار گذاشته شده و حفره اتصال نیز با دوغاب پر شود.

با استفاده از سطح بارگیر لبه قائم می‌توان نیروی برشی وارده بر لبه را تخمین زده و مقاومت برشی قلاب‌ها را بر این اساس کنترل نمود. اما همواره مقاومت برشی قلاب‌ها بسیار بیش‌تر از تقاضای برشی وارد بر آن‌ها بوده لذا این کنترل برای دیوارهای غیرسازه‌ای ضرورتی ندارد.



شکل پ.۲-۸- اتصال گیردار دیوار به دیوار برای دیوار C

پ.۲-۳-۶- اتصال مفصلی دیوار به سقف

روند طراحی و جزییات اجرایی اتصال دیوار به سقف مشابه دیوار A می‌باشد. لذا از تکرار مجدد آن صرف‌نظر می‌شود.

پ.۲-۴- دیوار D

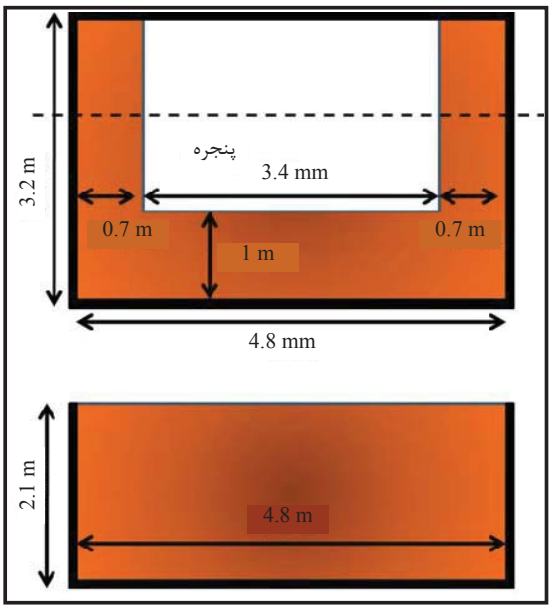
شکل (۷-۹) نشان دهنده دیوار D می‌باشد. با توجه به اینکه دیوار به طور عمده به صورت دهانه افقی می‌باشد، لذا برش وسط بازشو نیز به صورت افقی درنظر گرفته شده و پانل معادل به دست آمده نیز در شکل (پ.۲-۹) نشان داده شده است. فشار طراحی وارده بر دیوار برابر فشار طراحی دیوار A می‌باشد که معادل فشار ناشی از باد است. لذا کاهش وزن دیوار به واسطه بازشو منجر به کاهش فشار طراحی نخواهد شد.

فرض می‌شود که در این دیوار از بلوک‌هایی سیمانی با ضخامت پوسته ۲۰ میلی‌متر استفاده شود. میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر در فواصل ۲۱۰ میلی‌متر توزیع شده است. دیوار ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر داشته و تمام حفره‌ها خالی از دوغاب می‌باشند. بر اساس جدول (۲-۵) مدول گسیختگی دیوار در جهت قائم (عمود بر بند بستر) برابر ۰/۳۳ مگاپاسگال به دست آمده و بر اساس آن ظرفیت خمشی طراحی دیوار در جهت قائم برابر خواهد بود با:

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.33 \times 20 \times (150-20)^2}{150} = 446160 \ \ \text{N.}\frac{\text{mm}}{\text{m}} = 445 \ \ \text{N.}\frac{\text{m}}{\text{m}}$$

ظرفیت خمش طراحی دیوار در جهت افقی نیز برابر خواهد بود با:

$$M_{d2} = 3210 \ \ \text{N.m/m}$$



شکل پ.۲-۹- دیوار D به همراه پانل معادل آن

پارامترهای مورد نیاز برای تعیین ضریب خمش عبارتند از:

$$\frac{H}{L}=\frac{2.1}{4.8}=0.44 \quad , \quad \mu=\frac{M_{n1}}{M_{n2}}=\frac{{}^{445}\!/_{0.6}}{{}^{3210}\!/_{0.9}}=0.21$$

ضریب خمش افقی از جدول (۴-۲) برابر ۰/۰۶۸ به دست آمده و تقاضای خمشی افقی و قائم به صورت زیر می‌باشند.

$$M_{u2}=\alpha_2 w_u L^2=0.068\times1258\times4.8^2=1970 \ \ \text{N.}\frac{m}{m}<M_{d2} \quad \text{OK}$$

$$M_{u1}=\mu M_{u2}=0.21\times1970=415 \ \ \text{N.}\frac{m}{m}<M_{d1}=445 \quad \text{OK}$$

بنابراین ظرفیت دیوار کافی می‌باشد. ضمن اینکه با توجه به ابعاد پانل معادل، ضخامت دیوار محدودیت‌های لاغری شکل (۶-۱) را نیز برآورده می‌کند. شایان ذکر است که لزومی ندارد تمام میلگردهای به دست آمده در پانل معادل (دیوار مجازی) را در دیوار واقعی قرار داد و تنها کافی است که در دیوار واقعی، میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر به فواصل ۲۱۰ میلی‌متر توزیع شوند.

جزییات اتصال دیوار D به سقف مشابه دیوار A می‌باشد. شایان ذکر است که دریفت سازه در امتداد داخل صفحه دیوار A بسیار کم بوده فلذا ضخامت لایه جدا کننده آن تنها ۲۵ میلی‌متر می‌باشد. حال آنکه دیوار D در امتداد قاب خمشی قرار گرفته است لذا باید به مقدار بیش‌تری از ستون فاصله داشته باشد. با توجه به اینکه دریف غیرالاستیک طبقه در امتداد قاب خمشی (شرقی- غربی) برابر ۰/۰۱۸ می‌باشد، لذا لازم است ضخامت لایه جدا کننده حداقل برابر ۵۵ میلی‌متر باشد. بنابراین عرض بال نبشی یا ناودانی نباید از ۱۴۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

برش سهم لبه قائم دیوار برابر ۳۲۲۰ نیوتن به دست می‌آید. جزییات محاسباتی در این بخش مشابه اتصال دیوار A به ستون می‌باشد. اگر ضخامت بال نبشی برابر ۲ میلی‌متر درنظر گرفته شده و بازوی لنگری که بر بال نبشی وارد می‌شود (فاصله برآیند برش وارده بر بال نبشی تا بر ستون)، نیز برابر ۱۰۰ میلی‌متر باشد، طول مورد نیاز نبشی برابر ۱۳۰۰ میلی‌متر به دست می‌آید (ضریب کاهش مقاومت خمش بال نبشی برابر ۰/۹ می‌باشد). استفاده از سه جفت نبشی هر یک به طول ۵۰۰ میلی‌متر جوابگوی طرح خواهد بود.

پیوست ۳

علائم

f'_m	مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع موثر، جدول (۳-۲)
f_{rAAC}	مدول گسیختگی دیوار AAC، رابطه (۳-۱)
f'_{AAC}	مقاومت فشاری دیوار AAC، بخش (۳-۵)
E_m	مدول الاستیک دیوار با بلوک رسی و سیمانی، بخش (۳-۵)
E_{AAC}	مدول الاستیک دیوار با بلوک AAC، بخش (۳-۵)
f'_{AAC}	مقاومت فشاری دیوار با بلوک AAC، بخش (۳-۵)
f'_g	مقاومت فشاری دوغاب، بخش (۳-۵)
k_t	ضریب انبساط حرارتی دیوار، بخش (۳-۶)
k_e	ضریب انبساط رطوبتی دیوار، بخش (۳-۷)
k_m	ضریب جمع شدگی دیوار، بخش (۳-۸)
M_n	مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای، رابطه (۴-۱) و(۴-۸) و (۴-۹)
f_r	مدول گسیختگی دیوار، رابطه (۴-۱) و (۴-۹)
I_g	ممان اینرسی مقطع موثر ترک نخورده دیوار، رابطه (۴-۱)
c'	فاصله مرکز سطح مقطع موثر دیوار تا دورترین تار کششی، رابطه (۴-۱)
h	ضخامت دیوار، رابطه (۴-۳) و (۴-۹)
t_s	ضخامت پوسته واحدهای بنایی، رابطه (۴-۳) و (۴-۹)
M_d	مقاومت خمشی طراحی، رابطه (۴-۴) و (۶-۱) و (۴-۷)
ϕ	ضریب کاهش مقاومت، رابطه (۴-۴)
C	محل تار خنثی، رابطه (۴-۵)
A_s	سطح مقطع فولاد تحت کشش، رابطه (۴-۵)
B	فاصله تسلیحات از یکدیگر، رابطه (۴-۵)
f_y	مقاومت تسلیم میلگرد، رابطه (۴-۵) و (۴-۱۰) و (۶-۲)
f'_m	رابطه (۴-۵) و (۴-۱۰)
A	رابطه (۴-۵) و (۵-۶) و (۵-۶) و (۵-۷)
M_{cr}	لنگر خمشی ترک خوردگی دیوار، رابطه (۴-۸)
ρ_{max}	رابطه (۴-۱۰)
ε_{mu}	رابطه (۴-۱۰)
ε_y	رابطه (۴-۱۰)
W_{eq}	نیروی لرزه‌ای عمود بر دیوار در واحد سطح، رابطه (۵-۱) و (۵-۴) و (۵-۵)

a	نسبت شتاب مبنای طرح، رابطه (۵-۱)
I	ضریب اهمیت دیوار، رابطه (۵-۱)
s	پارامتر مربوط به خطرپذیری لرزه‌ای، رابطه (۵-۱)
w	وزن دیوار و قطعات و المان‌هایی که به آن متصل شده‌اند، رابطه (۵-۱) و بخش (۵-۷)
w_{win}	نیروی ناشی از باد در جهت عمود بر دیوارهای پیرامونی، رابطه (۵-۲) و (۵-۳) و (۵-۵)
v	سرعت مبنای باد مطابق مبحث ششم، رابطه (۵-۲) و (۵-۳)
H_t	ارتفاع کل ساختمان از سطح زمین، رابطه (۵-۲)و (۵-۳)
w_u	فشار طراحی دیوار، رابطه (۵-۴) و (۵-۵) و (۵-۷) و (۵-۸)
H	ارتفاع خالص دیوار مابین دو تکیه‌گاه، رابطه (۵-۶) و (۵-۷)
M_u	تقاضای خمشی نهایی وارده بر دیوار، رابطه (۵-۶) و (۶-۱) و (۵-۷)
L	طول دیوار، رابطه (۵-۷) و (۵-۸) و بخش (۵-۷)
M_{u2}	تقاضای خمشی افقی، رابطه (۵-۸)
M_{u1}	تقاضای خمشی قائم، رابطه (۵-۹)
α_2	ضریب خمش افقی، رابطه (۵-۸) و جداول (۵-۲) تا (۵-۱۳)
μ	نسبت اورتوگنال، رابطه (۵-۱۰)
M_l	مقاومت خمشی اسمی قائم دیوار بدون بازشو، بخش (۵-۷)
P_s	نیروی محوری کششی، رابطه (۶-۲)
τ_c	مقاومت چسبندگی گروت به بتن، رابطه (۶-۲)
τ_s	مقاومت چسبندگی گروت به فولاد، رابطه (۶-۲)
L_d	فواصل میلگردها، رابطه (۶-۴)
H	ضخامت دیوار، رابطه (۶-۴)
M_P	لنگر پلاستیک بال نبشی، بخش (۷-۱-۸)
t	ضخامت بال نبشی، بخش (۷-۱-۸)
E	بازوی لنگر نیروی وارده بر بال نبشی، بخش (۷-۱-۸)

پیوست ۴

فهرست واژگان

فهرست واژگان به ترتیب حروف الفبای فارسی

المان بنایی:

عضوی سازه‌ای یا غیرسازه‌ای است که از ترکیب واحدهای بنایی (آجر یا بلوک) و ملات تشکیل می‌گردد.

بستر تمام ملات:

بند بستری که در آن ملات در تمام سطح مقطع خالص واحد بنایی پخش شده باشد.

بستر پوسته ملات:

بند بستری که در آن ملات تنها بر روی و یا در امتداد دو پوسته خارجی واحد بنایی پخش شده باشد.

بند بستر (افقی):

سطحی افقی مابین دو واحد بنایی در دو ردیف (رج) متوالی.

بند کله (قائم):

سطحی قائم مابین دو واحد بنایی مجاور و هم ردیف.

پوسته:

به دیواره خارجی واحد بنایی توخالی اطلاق می‌شود.

پیوند ممتد:

چیدمانی متداول برای واحدهای بنایی که در آن فاصله بندهای کله در دو ردیف متوالی هم امتداد نبوده و حداقل یک چهارم طول واحد بنایی باشد.

تنگ:

میلگردی U شکل، یا مستطیلی که برای مقاومت در برابر برش و پیچش استفاده می‌شود. از دیگر کاربردهای تنگ می‌توان به محصور کردن هسته بتن و نیز مهار آرماتورهای طولی اشاره کرد.

جان:

به دیواره داخلی واحد بنایی اطلاق می‌شود که معمولا بر پوسته واحد بنایی عمود است.

دوغاب:

نوعی بتن روان است متشکل از سنگدانه، سیمان و سایر چسباننده‌ها و افزودنی‌ها که معمولا در داخل مصالح بنایی توخالی ریخته می‌شود به طوری که مقاومت و پیوستگی المان بنایی تقویت شود. نقش دیگر دوغاب ایجاد پیوستگی مابین میلگرد و واحد بنایی در المان‌های بنایی مسلح می‌باشد.

دیوار:

المانی قائم که طول آن بیش‌تر از شش برابر ضخامتش باشد.

دیوار با عملکرد دوطرفه:

دیواری که در سه و یا هر چهار لبه خود دارای تکیه‌گاه بوده و خمش در هر دو جهت افقی و قائم در آن ایجاد می‌شود.

دیوار بنایی غیرمسلح:

دیواری است که در آن تنها از واحدهای بنایی، ملات و دوغاب برای تحمل بارهای وارده استفاده شده باشد. در صورتی که دیوار بنایی مسلح باشد اما در محاسبات از اثر آن صرف‌نظر شده باشد، دیوار همچنان تحت عنوان غیرمسلح شناخته می‌شود.

دیوار بنایی مسلح:

دیواری است که در آن از میلگردهای فولادی در امتداد قائم یا افقی استفاده شده است. لازم است در این صورت میلگردهای فولادی توسط دوغاب یا ملات به واحدهای بنایی متصل شوند.

دیوار جداشده:

دیواری که از عناصر باربر اصلی سازه به نحوی جدا شده است که تغییرشکل‌های سازه اصلی تحت بارهای ثقلی و جانبی، تقاضای اضافه ای را بر دیوار تحمیل نکند.

دیوار دهانه افقی:

دیواری است که دهانه خمشی خارج از صفحه آن در امتداد افقی بوده و تکیه‌گاه های اصلی آن در دو لبه انتهایی دیوار و به صورت قائم باشند.

دیوار دهانه قائم:

دیواری است که دهانه خمشی خارج از صفحه آن در امتداد قائم بوده و تکیه‌گاه های اصلی دیوار در لبه‌های فوقانی و تحتانی دیوار به صورت افقی باشند.

دیوار غیرسازه‌ای:

دیواری است که به جز وزن خود و نیروهای اینرسی ناشی از خود بار دیگری را تحمل نمی‌کند. در مورد دیوارهای پیرامونی لازم است دیوار غیرسازه‌ای فشار باد عمود بر خود را نیز تحمل کند.

دیوار محصور شده:

دیواری بنایی که توسط کلاف‌های افقی و قائم محصور شده باشد. کلاف‌های افقی و قائم می‌توانند از جنس بتن مسلح باشند و یا توسط مسلح کردن واحدهای بنایی مرزی با آرماتور و دوغاب ساخته شده باشند.

دیوار میانقاب:

دیواری که توسط قاب فولادی یا بتنی محصور شده و در باربری جانبی قاب مشارکت قابل توجهی دارد.

سطح مقطع خالص:

مساحت کل مقطع واحد بنایی منهای مساحت سوراخ‌ها و حفره‌هایی که فاقد دوغاب هستند. معمولا این سطح تنها در امتداد موازی بند بستر محاسبه می‌شود.

سطح مقطع کل:

کل سطح مقطع المان بنایی صرف‌نظر از اینکه واحد توپر است یا توخالی. معمولا این سطح تنها در امتداد موازی بند بستر محاسبه می‌شود.

سطح مقطع موثر:

عبارت است از سطح مقطع بخشی از بند بستر که از اشتراک سطح ملات و دوغاب با واحد بنایی به دست آمده باشد. به بیان دیگر سطح مقطع موثر بخشی از سطح مقطع خالص است که توسط ملات پوشانده شده است و اگر سطحی که با ملات پوشانده شده بیش‌تر از سطح مقطع خالص واحد بنایی باشد، سطح مقطع موثر برابر سطح مقطع خالص خواهد بود. معمولا این سطح تنها در امتداد موازی بند بستر محاسبه می‌شود.

کلاف:

بخشی از دیوار بنایی که توسط آرماتورهای طولی و خاموت (تنگ) بـه شـکل مخصوصـی مسـلح شـده باشـد. کـلاف می‌تواند در امتداد افقی یا قائم بوده و از بتن یا بلوک پرشده با دوغاب ساخته شده باشد. کلاف موجب تقویت دیوار بنایی و بهبود انسجام آن در هنگام زلزله می‌شود.

ملات:

مخلوطی از ماسه، سیمان، آهک و یا سایر چسباننده‌ها که پس از مدتی سفت و سخت می‌شـود. در مـواردی هماننـد واحدهای بنایی AAC، ملات می‌تواند از ترکیبات پلیمیری نیز ساخته شده باشد.

ملات بستر:

لایه افقی ملات که در بند بستر قرار داده می‌شود.

ملات کله (قائم):

لایه عمودی ملات که در بند کله قرار داده می‌شود.

میلگرد بستر:

میلگرد بستر محصولی تولید شده در کارخانه (پیش ساخته) می‌باشـد کـه از یـک جفـت مفتـول طـولی کـه توسـط مفتول‌های عرضی تشکیل یک شبکه خرپایی و یا نردبانی را می‌دهند تشکیل می‌گردد. مفتـول‌هـای عرضـی و طـولی در محل تلاقی توسط جوش نقطه ای به یکدیگر متصل هستند. میلگرد بستر معمولا در بند بسـتر قـرار گرفتـه و در مـلات بستر مدفون می‌شود. اگرچه در مواردی می‌توان از آن به عنوان میلگرد قائم نیز استفاده نمود.

واحد بنایی:

از کنار هم قرار دادن واحدهای بنایی و چسباندن آن‌ها با ملات، یک المان بنایی ساخته می‌شود. واحد بنایی می‌تواند به صورت آجر یا بلوک در شکل و ابعاد و جنس های مختلف ساخته شده باشد.

واحد بنایی توپر:

واحد بنایی‌ای که یا فاقد سوراخ باشد، یا حجم سوراخ‌های آن کم‌تر از ۲۵٪ حجم کل واحد باشد. واحدهای توخالی‌ای که قسمت‌های توخالی آن‌ها توسط دوغاب پر شده باشد نیز واحد بنایی توپر تلقی می‌شوند.

واحد بنایی توخالی:

واحد بنایی ای است که دارای یک یا چند سوراخ باشد به طوری که حجم سوراخ‌ها بین ۳۵٪ تا ۷۰٪ حجم کل واحد باشد.

واحد بنایی حفره افقی:

واحدی (آجر یا بلوک) توخالی که پس از قرار گرفتن در دیوار، امتداد حفره‌های آن موازی بند بستر می‌باشد. از این واحدها معمولا تنها در ساخت دیوارهای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود. معمولا در چنین چینشی نمی‌توان داخل حفره‌ها را با دوغاب پر نمود.

واحد بنایی حفره قائم:

واحدی (آجر یا بلوک) توخالی که پس از قرار گرفتن در دیوار، امتداد حفره‌های آن عمود بر بند بستر می‌باشد. از این واحدها هم در ساخت دیوارهای سازه‌ای و هم در ساخت دیوارهای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود.

واحد بنایی رسی (سفالی):

آجر یا بلوکی است که از رس پخته شده در دمای بالا ساخته شده باشد.

واحد بنایی سوراخ دار:

واحد بنایی ای که دارای یک یا چند سوراخ باشد به طوری که حجم سوراخ‌ها بین ۲۵٪ تا ۳۵٪ حجم کل واحد باشد.

واحد بنایی سیمانی (بتنی):

آجر یا بلوکی است که از ترکیب سنگدانه، سیمان و در صورت نیاز سایر افزودنی ها ساخته شده و تحت واکنش هیدراسیون سفت و سخت شده باشد.

واحد بنایی شیشه‌ای:

بلوک توپر و یا توخالی از جنس شیشه مات و یا شفاف می‌باشد که عمدتا در ساخت دیوارهای غیرسازه‌ای کاربرد دارد.

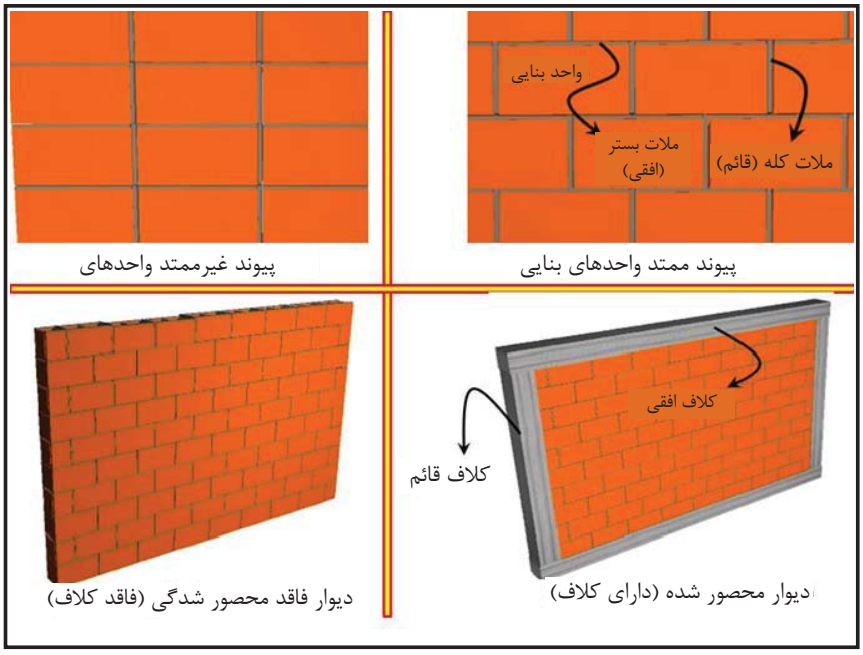
واحد بنایی AAC:

واژه AAC مخفف عبارت "Autoclaved aerated concrete" می‌باشد. بتن AAC بتنی فوق سبک با مقاومت اندکی می‌باشد که مشخصات حراراتی و صوتی خوبی از خود نشان می‌دهد. به بلوک‌هایی که از بتن AAC ساخته می‌شوند واحد بنایی AAC گفته می‌شود.

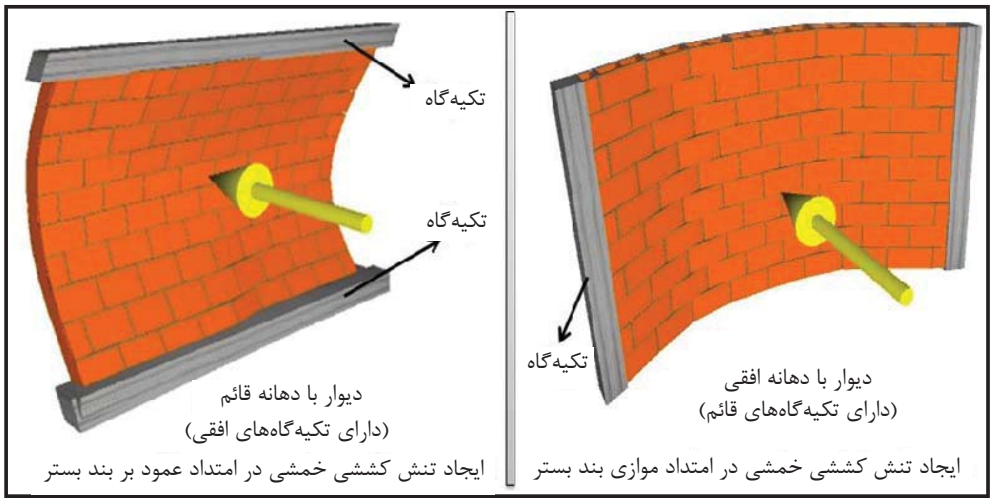
برخی از تعاریف ارائه شده در اشکال (پ.۴-۱) تا (پ.۴-۵) نشان داده شده‌اند.



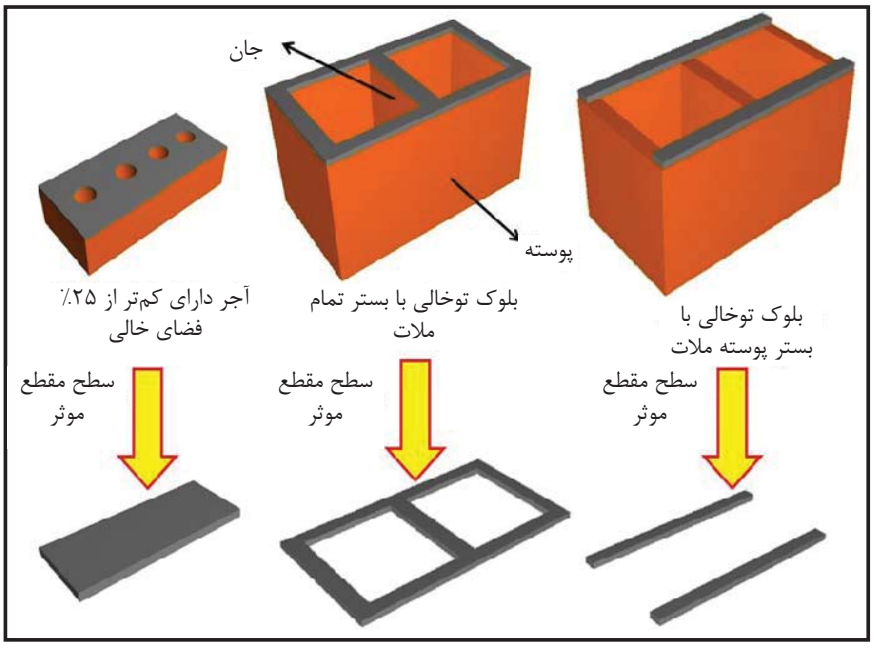
شکل پ.۴-۱- انواع واحدهای بنایی و چسباننده‌های آن‌ها



شکل پ.۴-۲- انواع چینش واحدهای بنایی- دیوارهای محصور شده و محصور نشده



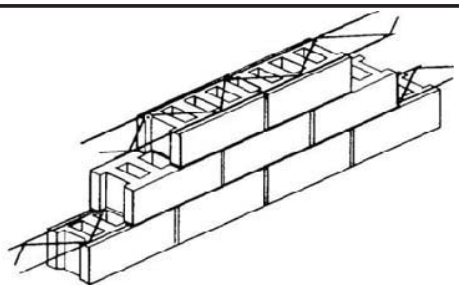
شکل پ.۴-۳- خمش خارج از صفحه دیوارهای بنایی با دهانه‌های قائم و افقی



شکل پ.۴-۴- سطح مقطع موثر در واحدهای بنایی گوناگون با ملات بستر گوناگون



قراردادن میلگرد قائم در داخل حفره‌های بلوک و پر کردن حفره با دوغاب



میلگرد بستر خرپایی مدفون شده در ملات بستر



استفاده از میلگرد بستر و میلگرد قائم برای مسلح کردن دیوار در جهات افقی و قائم



قراردادن میلگرد آجدار به صورت افقی در داخل بلوک‌های بدون جان

شکل پ.۴-۵- دیوارهای بنایی مسلح

منابع و مراجع

1- American concrete institute, (2011), Building code requirements and specification for masonry structures, ACI 530-11, Farmington Hills, Michigan.

2- Maheri MR, Najafgholipour MA, Rajabi AR, (2011), "The influence of mortar head joints on the in-plane and out-of-plane seismic strength of brick masonry walls," IJST, Transactions of Civil and Environmental Engineering, Vol. 35, No. C1: 63-79.

3- Nateghi F, Alemi F, (2008), "Experimental study on seismic behavior of typical Iranian URM brick walls," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

4- Hamid AA, (1981), "Effect of aspect ratio of the unit on the flexural tensile strength of brick masonry," TMS Journal, Vol. 1, No. 1, The Masonry Society, Boulder, Colorado.

5- Drysdale RG, Hamid AA, (1984), "Effect of grouting on the flexural tensile strength of concrete block masonry," TMS Journal, Vol. 3, No. 2, pp. T-1, T-9, The Masonry Society, Boulder, Colorado.

6- Tu YH, Hwang SJ, Chiou TC, (2004), "In-site push over tests and seismic assessment on school buildings in Taiwn," 4th International Conference on Earthquake Engineering, Tipei, Taiwan, paper No. 147.

7- Griffith MC, Vaculik J, Lam, NTK, Wilson J, Lumantarna E, (2007), "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36: 801-821.

8- The masonry society, (2013), Masonry designers' guide, Seventh edition, MDG-7, Boulder, Colorado.

9- Eurocode 6, (1996), Design of masonry structures- Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, CEN- European Cimmittee for Standardization, Bruxelles.

10- ElGawady MA, Lestuzzi P, Badoux M, (2005), "Performance of masonry walls under in-plane seismic loading," TMS Journal: 85-104.

11- Gouveia JP, Lourenco PB, (2007), "Masonry shear walls subjected to cyclic loading: influence of confinement and horizontal reinforcement," 10th North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri.

۱۲- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث هشتم- طرح و اجرای ساختمان‌های با مصالح بنایی – ویرایش دوم (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان.

۱۳- استاندارد شماره ۲۸۰۰، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- ویرایش سوم (۱۳۸۴)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

14- Wijanto LS, (2007), Seismic assessment of unreinforced masonry walls, PhD dissertation, University of Canterbury, New Zealand.

15- American Society of Civil Engineers, (2006), Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE 41-06, Reston, Virginia.

16- Federal Emergency Management Agency, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Washington, D.C.

17- Pujol S, Benavent-Climent A, Rodriguez ME, Smith-Pardo JP, (2008), "Masonry infill walls: an effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

18- Eurocode 8, (1995), Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-3: General rules-Specific rules for various materials and elements, CEN- European Cimmittee for Standardization, Bruxelles.

19- Haach VG, Vasconcelos G, Lourenco PB, (2007), "Cyclic behavior of truss type reinforced concrete masonry walls," 7° Congresso De Sismologia E Engenharia Sismica, Porto, Portugal.

20- Mosele F, Porto FD, Modena C, (2008), "Out-of-plane cyclic testing of tall reinforced masonry walls," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

21- Vintzileou E, (2013), Assessment of innovative solutions for non-load bearing masonry enclosures, Final report, Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies (SERIES), ject No. 227887.

۱۲ air SM, Numada M, Amin MN, Meguro K, (2015), "Fiber reinforced polymer and polypropylene composite retrofitting technique for masonry structures," Polymers, 7: 963-984.

23- Federal Emergency Management Agency, (1998), Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Technical Resources, FEMA 307, Washington, D.C.

24- Calvi GM, Bolognini D, (2001),"Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels," Journal of Earthquake Engineering, 5(2); 153-185.

۲۵- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث پنجم- مصالح و فرآورده های ساختمانی – ویـرایش چهـارم (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان.

26- American Society of Civil Engineers (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE 7-10, Reston, Virginia.

۲۷- مقررات ملی ساختمان ایـران، مبحـث ششـم- بارهـای وارد بـر سـاختمان – ویـرایش دوم (۱۳۸۵)، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان.

28- Hendry AW, Sinha BP, Davies SR, (1987), Load bearing brickwork design, second edition, Ellis Horwood, Chichester, England.

خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از چهل سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هفتصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی **nezamfanni.ir** قابل دستیابی می‌باشد.

Guideline for Seismic Design of Non-structural Masonry Walls Reinforced with Bed Joint Reinforcement [No.729]

Implementation: Farasazan Avijeh Co.

Author:

Mousavi Sayed Amin	Tehran University	PhD of Earthquake

Supervisory and Confirmation Committee:

Falahati Marvast Hosein	Science and Technology University	Mechanical Eng.
Faal Eraghi Mahdi	Science and Technology University	Chemical Eng.
Mir Sayed Jaefar	Science and Technology University	PhD of MBA
Samadi Mahmud	Azad University	Civil Eng.

Steering Committee: (Plan and Budgest Organization)

Alireza Toutounchi	Deputy of Technical and Executive Affairs Department
Saeed Moradi	Expert Engineerng, Technical and Executive Affairs Department

Abstract

Un-Reinforced Masonry Walls (URMWs) are widely used in non-structural interior and exterior walls. Currently, there is no code or guideline to explicitly address design of non-structural masonry walls. Accordingly in many projects, construction of these elements is mainly based on non-engineered methods which proved to be unreliable. Significant damages have been observed during earlier earthquakes leading to partial or total instability of non-structural masonry walls. It is well understood that URMWs have poor seismic capacity in both in-plane and out-of-plane directions. As a result, use of URMWs should be avoided even in non-structural elements. A simple yet efficient technique in order to reinforce a masonry wall is to use bed joint reinforcements. Bed joint reinforcements are truss-like steel elements that embed into the bed joints of the masonry wall and greatly improve behavior of the wall in terms of strength, ductility and lateral stability. This guideline is intended to provide provisions for analysis and design of non-structural masonry walls reinforced with bed joint reinforcement.

Using the current national codes, wind-induced and seismic-induced pressures on the non-structural walls are obtained. Due to the fact that behavior of a non-structural wall is mainly governed by out-of-plane two-way bending, the so called moment coefficient method is adopted by which capacity of the wall can be estimated considering orthogonal behavior of the masonry wall.

For a reliable seismic performance, it is crucial to isolate the non-structural wall from the main structure in its in-plane direction. In this way inter-story drifts would not impose additional demands on the non-structural walls. In this guideline, different connection details are proposed to satisfy the above mentioned requirements.

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Guideline for Seismic Design of Non-structural Masonry Walls Reinforced with Bed Joint Reinforcement

No.729

Deputy of Technical and Infrastructure Development Affairs
Department of Technical and Executive Affairs
nezamfanni.ir

2017

این ضابطه

روندی گام به گام و مشخص برای طراحی و اجـرای دیوارهـای بنـایی غیرسـازه‌ای و نیـز اتصالات آن‌ها را ارائه می‌کند. در طـول سـالیان اخیر پیشرفت‌هـای قابـل تـوجهی در خصـوص طراحی لرزه‌ای المان‌های سازه‌ای صورت گرفته است. به لطف مطالعـات و تجربیـات حاصـل از زلزله‌هـای گذشـته، امـروزه بـه درک بهتـری از رفتار لرزه‌ای سازه‌های گوناگون دست یافته‌ایـم. بسیاری از یافته‌های فوق تحت بندها و الزاماتی خاص وارد آیـین‌نامـه‌هـای لـرزه‌ای شـده‌انـد و بسیاری نیز به زودی به این آیین‌نامه‌هـا افـزوده خواهنـد شـد. لـیکن همچنـان تمرکـز اصـلی مهندسین بر روی المان‌های سازه‌ای بـوده و در خصـوص المـان‌هـای غیرسـازه‌ای توجـه کـافی وجود ندارد. این درحالی است کـه در سـاخت و سازهای مدرن بخش قابل تـوجهی از هزینـه‌هـا به المان‌ها و اجزای غیرسازه‌ای اختصـاص دارد. اگرچه بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بـر لـزوم طراحـی اجـزای غیرسـازه‌ای و اتصـالات آن‌هـا تاکید دارند، لیکن تاکنون روند مشخصی بـرای این منظور تعیین نشده اسـت. ایـن ضـابطه بـه منظـور بهبـود عملکـرد دیوارهـای بنـایی غیرسازه‌ای به ویژه در حـین زلزلـه تهیـه شـده است. انتظار می‌رود با رعایت ضوابط منـدرج در ایـن راهنمـا، شـاهد بهبـود رفتـار دیوارهـای غیرسازه‌ای در زلزله‌های آینده باشیم.