

بررسی اثر تغییر در مشخصات مصالح روی رفتار دیوارهای بنایی غیر مسلح برای استفاده در مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای

مجتبی شابدین^۱، نادر خواجه‌احمد عطاری^{۲*}، مژده زرگران^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

۲- دانشیار و عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

۳- استادیار و عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

*n.attari@bhrc.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۶/۱۲/۰۹

تاریخ دریافت ۹۶/۰۸/۲۲

چکیده

هدف این پژوهش بررسی رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح استفاده شده در ساختمان‌های بنایی موجود در کشور به عنوان عضو اصلی باربر جانبی، است. در حالت کلی دیوارهای موجود در ساختمان‌های بنایی کشور مشخصات مصالح متفاوتی دارند. ارزیابی رفتار دیوارهای ساخته شده با کیفیت مصالح متفاوت به منظور انتخاب مناسب‌ترین راهکار مقاوم‌سازی، حائز اهمیت است. برای این منظور یک مطالعه آزمایشگاهی روی ۲ نمونه با مقیاس واقعی انجام پذیرفت. تغییر در مشخصات ملات استفاده شده برای آجرچینی دیوار به عنوان مشخصه اصلی پژوهش در نظر گرفته شده است. برای ساخت نمونه‌ها از آجرها و سیستم آجرچینی مشابه اما مشخصات ملات‌های متفاوت استفاده شده است. براساس نتایج آزمایش‌ها، استفاده از ملات با کیفیت مناسب‌تر، در کنار افزایش ۲۰ درصدی در مقاومت، ظرفیت تغییرشکل نمونه را در حدود ۷۰ درصد افزایش داد که این موضوع به ویژه در مناطق لرزه خیز بسیار مطلوب است. همچنین کیفیت مناسب‌تر ملات موجب افزایش قابل توجه در جذب انرژی شد.

کلمات کلیدی: دیوار بنایی غیرمسلح، آزمایش رفت و برگشتی، مود شکست، مشخصات ملات، ساختمان مدارس

۱- مقدمه

در زمینه ساخت ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله با استفاده از مصالح فولادی و بتنی و...، ساخت و ساز ساختمان‌های بنایی در بسیاری از نقاط ایران، از جمله در روستاها همچنان ادامه دارد. این موضوع به دلیل در دسترس بودن مصالح بنایی و همچنین راحتی ساخت اینگونه ساختمان‌ها است. با توجه به تعداد قابل توجه این ساختمان‌ها در سطح کشور، تخریب و نوسازی آن‌ها با توجه تبعات اجتماعی و اقتصادی همراه با آن، چندان عملی نیست. پژوهش‌های مختلفی روی رفتار این نوع از ساختمان‌ها توسط پژوهشگران مختلف انجام شده است [3-5]. ذکر این نکته حائز اهمیت است که مصالح مصرفی، شیوه‌های

درصد قابل توجهی از ساختمان‌ها در ایران ساختمان‌های بنایی و در بیشتر موارد از نوع ساختمان‌های بنایی غیرمسلح^۱ است. این ساختمان‌ها عموماً برای تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله طراحی مهندسی نشده‌اند [1]. تجارب زلزله‌ها مشخص نموده است که ساختمان‌های بنایی غیرمسلح از مستعدترین ساختمان‌ها برای تحمل خرابی در حین وقوع زلزله است. آسیب‌پذیری این ساختمان‌ها بیشتر به دلیل ضعف درزهای ملات در کشش و برش می‌باشد [2]. امروزه با وجود پیشرفت‌های صورت گرفته

1 Un-Reinforced Masonry (URM)

در استاندارد ASCE41-06 [10]، ASCE41-13 [11] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای- نشریه ۳۶۰ [12] (که مشابه راهنمای ارزیابی FEMA-356 [13] است)، روابطی برای تعیین ظرفیت دیوارهای بنایی غیرمسلح در اثر فعال شدن هر یک از مودهای شکست محتمل، با توجه به ابعاد هندسی دیوار، شرایط مرزی و مشخصات مصالح به کار رفته، ارائه شده است. در این پژوهش، از این روابط برای تعیین ظرفیت دیوارها، تحت هر یک از مودهای شکست استفاده شده است.

شکل ۱. مودهای شکست درون صفحه دیوار بنایی غیرمسلح، الف) حرکت گهواره‌ای، ب) لغزش برشی ملات، ج) فشار پنجه، و د) کشش قطری [9]

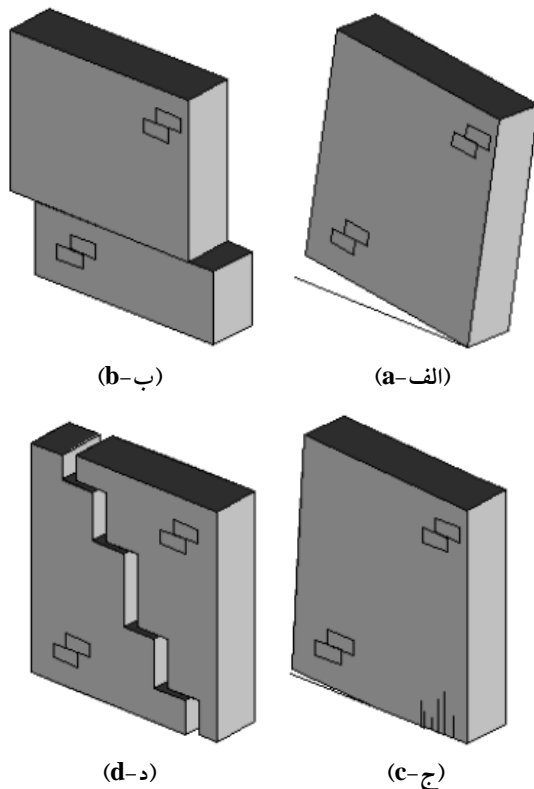


Fig. 1. In-plane failure modes of URM walls, a) rocking, b) bed-joint sliding, c) toe crushing, and d) diagonal tension [9]

در استاندارد ASCE41-06 روابط تعیین ظرفیت فقط برای مودهای شکست برشی، حرکت گهواره‌ای و فشار پنجه ارائه شده است. در این استاندارد، مودهای شکست لغزش برشی ملات و فشار پنجه از نوع کنترل‌شونده توسط نیرو و مود شکست حرکت گهواره‌ای از نوع کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، در نظر گرفته شده است. از این رو در تعیین ظرفیت دیوار تحت مود شکست حرکت گهواره‌ای از مشخصات مورد انتظار مصالح

اجرائی و فن‌آوری بخش ساختمان در کشورهای مختلف، متفاوت بوده و از این رو تنها نمی‌توان به نتایج مطالعات صورت گرفته در سایر کشورها اکتفا نمود. نظر به این موضوع که دیوارهای موجود در ساختمان‌های موجود در سطح کشور دارای مقاومت‌های متفاوت است، شناخت رفتار این نوع از ساختمان‌ها به منظور انتخاب و بکارگیری رویکردهای مناسب مقاوم‌سازی (از لحاظ عملکردی، راحتی بکارگیری و اقتصادی) اهمیت دارد. شابدین و همکاران [6]، در مطالعه‌ای مجزا روش مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی باربر غیرمسلح به روش بتن پاششی مطابق "دستورالعمل اجرای بتن پاشیده در مقاوم‌سازی مدارس" [7] را با انجام مجموعه آزمایش‌هایی با مقیاس واقعی بررسی کردند. نتایج آن‌ها حاکی از آن بود که روش پیشنهاد شده توسط این دستورالعمل منطبق بر FEMA547 می‌باشد [8]، دست بالا و غیراقتصادی است. تقویت دیوارهای بنایی غیرمسلح با استفاده از بتن پاششی موجب افزایش قابل‌توجه سختی و جلوگیری از ایجاد ترک‌خوردگی در نمونه شد. همچنین مود شکست نمونه‌های دیوار به حرکت گهواره‌ای مبدل شد. مجموع عوامل باعث عدم افزایش چشم‌گیر جذب انرژی نمونه تقویت شده به روش بتن پاششی مرسوم خواهد شد. بنابراین در این مطالعه با انجام آزمایش‌هایی، رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح با کیفیت مصالح متفاوت بررسی شد. نتایج آزمایش‌ها مجموعه اطلاعاتی کاربردی به منظور شناخت رفتار دیوارهای بنایی غیرمسلح باربر متداول در ساختمان‌های موجود کشور و پیرو آن انتخاب مناسب‌ترین روش برای مقاوم‌سازی (که می‌تواند تقویت کلی، موضعی و یا حتی استفاده از سایر سیستم‌های تقویت باشد) فراهم می‌نماید.

در حالت کلی چهار مود اصلی برای شکست^۱ درون صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح در دستورالعمل‌های مختلف ارائه شده است که عبارتند از: مود شکست براساس حرکت گهواره‌ای^۲؛ مود شکست براساس لغزش برشی ملات^۳؛ مود شکست براساس فشار پنجه^۴ و مود شکست براساس کشش قطری^۵ (شکل ۱).

- 1 Failure modes
- 2 Rocking
- 3 Bed-joint sliding
- 4 Toe crushing
- 5 Diagonal tension

h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار
 V_{CL} : مقاومت برشی دیوار در مود شکست لغزش
 A_n : مساحت خالص قسمت ملات دار دیوار
 V_{ml} : کرانه پایین مقاومت برشی در لغزش
 V_{tc} : مقاومت برشی کران پایین بر مبنای تنش فشاری پنجه دیوار
 P_L و Q_G : کران پایین نیروی فشاری محوری ناشی از بارهای
 ثقلی در پایین دیوار و برابر با $0.9Q_D$ (اثر وزن دیوار باید لحاظ
 گردد).

f_a : تنش فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی و برابر با
 $1.1(Q_D + Q_L)$
 f'_m : مقاومت کران پایین فشاری دیوار

P_w : وزن دیوار

V_{bjs} : مقاومت برشی دیوار در مود شکست لغزش

V_{me} : مقاومت برشی مورد انتظار در لغزش

β : اگر $0.67 < \frac{L}{h_{eff}} < 1.0$ ، برابر با ۰.۶۷، اگر $0.67 \leq \frac{L}{h_{eff}} \leq 1.0$ ،
 برابر با $\frac{L}{h_{eff}}$ و هنگامی که $\frac{L}{h_{eff}} \leq 1.0$ ، برابر با ۱ خواهد
 بود.

V_{dt} : کران پایین مقاومت برشی بر مبنای کشش قطری دیوار

f'_{dt} : کران پایین مقاومت کشش قطری دیوار (جایگزینی کرانه

پایین مقاومت برشی در لغزش، V_{ml} ، به جای f'_{dt} مجاز است)

P_E : نیروی فشاری محوری ناشی از بارهای ثقلی ضریب دار

اطلاعات تکمیلی در مورد روابط ارائه شده در جدول (۱)، در
 استانداردهای مربوطه قابل برداشت است.

۲- تعیین مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش

یک ساختمان دو طبقه بنایی غیرمسلح به عنوان ساختمان هدف
 در نظر گرفته شده است. این ساختمان به گونه‌ای انتخاب شده
 است که معرف مناسبی از ساختمان‌های بنایی غیرمسلح سطح
 کشور باشد. دیوار طبقه اول این ساختمان با دهانه بارگیر ۵ متر
 به عنوان نمونه آزمایش انتخاب شده است شکل (۲). به منظور
 تشابه با شرایط واقعی ساختمان‌ها برخی از مشخصات نمونه‌ها
 ثابت در نظر گرفته شده است. برای این منظور، ضخامت و ارتفاع
 دیوارها به ترتیب برابر با ۰/۳۵ و ۳ متر در نظر گرفته شده‌اند. با
 فرض بار ثقلی معادل با ۷ کیلونیوتن بر متر مربع برای هر طبقه،
 بار وارد شده به نمونه‌های دیوار برابر با ۷۰ کیلونیوتن بر متر

و در موده‌های شکست لغزش برشی ملات و فشار پنجه از حد
 پایین مشخصات مصالح استفاده شده است.

در نشریه ۳۶۰ و همچنین استاندارد ASCE41-13 روابط تعیین
 ظرفیت برای هر چهار مود شکست فوق الذکر ارائه شده است.
 در این حالت، موده‌های شکست فشار پنجه و کشش قطری، به
 صورت کنترل‌شونده توسط نیرو و موده‌های شکست حرکت
 گهواره‌ای و لغزش برشی ملات به صورت کنترل‌شونده توسط
 تغییرشکل فرض شده‌اند. لازم به ذکر است که مود شکست
 فشاری دیوار تحت بار ثقلی در تمامی دستورالعمل‌های اشاره
 شده، از نوع کنترل‌شونده توسط نیرو معرفی شده است (جدول
 ۱).

جدول ۱. روابط تعیین ظرفیت دیوار در اثر فعال شدن هر یک از موده‌های

شکست محتمل در دیوارهای بنایی غیرمسلح

| | | |
|-----------------------|-------------------|---|
| ASCE41-06 | Rocking | $Q_{CE} = V_r = 0.9\alpha P_D \left(\frac{L}{h_{eff}}\right)$ |
| | Bed-joint sliding | $Q_{CL} = V_{CL} = V_{ml} A_n$ |
| | Toe crushing | $Q_{CL} = V_{tc} = \alpha Q_G \left(\frac{L}{h_{eff}}\right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m}\right)$ |
| | Diagonal tension | No equation is presented. |
| ASCE41-13 | Rocking | $Q_{CE} = V_r = 0.9(\alpha P_D + \alpha P_w) \left(\frac{L}{h_{eff}}\right)$ |
| | Bed-joint sliding | $Q_{CE} = V_{bjsl} = V_{me} A_n$ |
| | Toe crushing | $Q_{CL} = V_{tc} = (\alpha P_D + \alpha P_w) \left(\frac{L}{h_{eff}}\right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m}\right)$ |
| | Diagonal tension | $Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}}$ |
| Code-360 (FEMA356) | Rocking | $Q_{CE} = V_r = 0.9\alpha P_E \left(\frac{L}{h_{eff}}\right)$ |
| | Bed-joint sliding | $Q_{CE} = V_{bjs} = V_{me} A_n$ |
| | Toe crushing | $Q_{CL} = V_{tc} = \alpha P_L \left(\frac{L}{h_{eff}}\right) \left(1 - \frac{f_a}{0.7f'_m}\right)$ |
| | Diagonal tension | $Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h_{eff}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}}$ |

Table 1. Equations to calculate lateral strength of URM walls based on their governing failure mode

در جدول فوق:

V_r : مقاومت دیوار بر اساس مود شکست گهواره‌ای

α : ضریب برابر ۰/۵ برای دیوار طره با انتهای گیردار و ۱/۰ برای
 دیوار دو سر گیردار

P_D : نیروی فشاری محوری ناشی از بار مرده در بالای دیوار (اثر

وزن دیوار لحاظ نمی شود)

L : طول دیوار

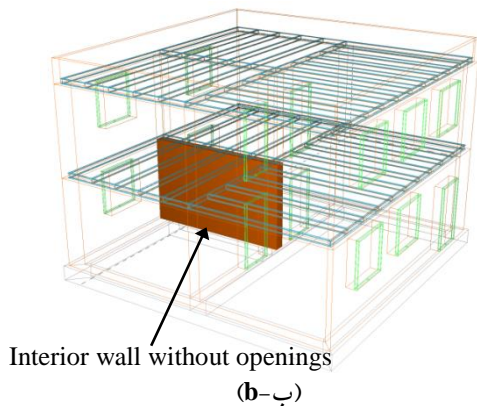


Fig. 2. a) Prototype structure, b) selected specimen from the prototype structure

مطالعه آزمایشگاهی روی ۲ نمونه با مقیاس واقعی انجام پذیرفت. تغییر در مشخصات مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها به عنوان مشخصه اصلی پژوهش در نظر گرفته شده است. برای این منظور دو دیوار با هندسه کاملاً مشابه ساخته شد. برای ساخت نمونه‌ها از آجرها و سیستم آجرچینی مشابه اما مشخصات ملات‌های متفاوت استفاده شده است. مشخصات هندسی نمونه‌های مورد آزمایش در شکل (۳) ارائه شده است.

شکل ۳. مشخصات هندسی نمونه‌های مورد آزمایش

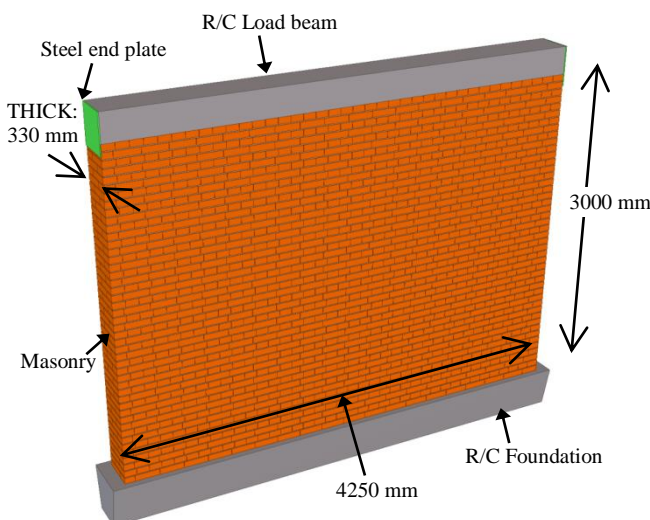


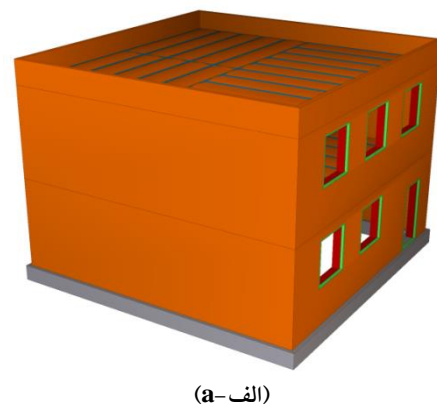
Fig. 3. Geometrical properties of tested specimens

نمونه‌ها به صورت دیوار F و دیوار P نامگذاری شده‌اند که "F" به معنی آنکه از ملات با مشخصات مناسب^۱ و "P" به معنی آنکه از ملات با مقاومت نسبتاً پایین^۲ در آجرچینی دیوار استفاده شده

خواهد شد. این بار علاوه بر وزن خود نمونه است. در این حالت تنش وارد بر نمونه در تراز پایه معادل ۰/۲۵ مگاپاسکال خواهد بود.

نسبت ارتفاع به طول دیوار مورد مطالعه به‌گونه‌ای انتخاب شده است که قادر باشد مقاومت جانبی‌ای را تامین نماید که در آن مود شکست لغزش برشی ملات در آزمایش درون صفحه اتفاق بیافتد. مقاومت جانبی، Q، دیوارهای بنایی غیرمسلح مطالعه شده کمینه مقاومت جانبی ناشی از مود شکست براساس حرکت گهواره‌ای، لغزش برشی ملات، فشار پنجه و کشش قطری، در نظر گرفته شد. براساس محاسبات صورت گرفته، دیواری به طول ۴/۲۵ متر به منظور فعال نمودن مود شکست لغزش برشی ملات انتخاب شده است. این دیوار به عنوان معرفی از دیوارهای بدون بازشوی داخلی در نظر گرفته شده است شکل (۲). لازم به توضیح است که به منظور انجام محاسبات در این مرحله از مشخصات مصالح با کیفیت مناسب [10, 13] به صورت فرضی استفاده شده است. برای این منظور کران پایین مقاومت برشی ملات V_{tI} برابر با ۰/۲ مگاپاسکال و مقاومت برشی مورد انتظار ملات V_{tE} برابر با ۱/۳ کرانه پایین مقاومت برشی ملات در نظر گرفته شده است. کران پایین مقاومت فشاری دیوار f'_m برابر با ۴ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. بعد از انجام آزمایش‌های تعیین مشخصات مصالح جدول (۲) محاسبات براساس مشخصات واقعی مصالح مجدداً تکرار شده و با نتایج آزمایش‌ها مقایسه شده است.

شکل ۲. الف) ساختمان هدف، ب) نمونه انتخاب شده از ساختمان هدف



1 Fair
2 Poor

آزمایش مصالح به منظور تعیین مشخصات مکانیکی آجرها و ملات دیوارچینی، انجام پذیرفت. هندسه و ابزارگذاری تعدادی از نمونه‌های آزمایش شده در شکل (۴) ارائه شده است. به منظور تعیین مقاومت ملات، آزمایش تعیین مقاومت بر مبنای استاندارد EN 1015-11 [15] انجام شد. برای این منظور ابتدا آزمایش خمش سه نقطه‌ای بر روی نمونه‌های ملات به ابعاد ۴۰ در ۴۰ در ۱۶۰ میلی‌متر انجام گرفت. سپس از هر یک از دو بخش شکسته شده از نمونه‌های تحت خمش، به منظور انجام آزمایش فشار استفاده شد. متوسط نتایج انجام آزمایش‌های مصالح در جدول (۲) آورده شده است.

شکل ۴. آزمایش تعیین مشخصات مصالح، الف) آزمایش تعیین مقاومت فشاری واحد بنایی، ب) آزمایش تعیین مقاومت فشاری ملات، ج) مقاومت برشی ملات و د) ضریب اصطکاک داخلی (k)

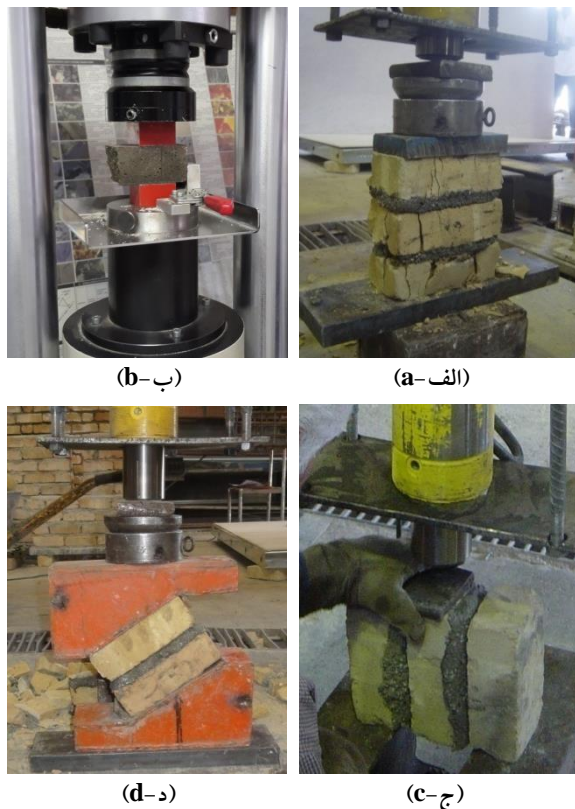


Fig. 4. Material properties tests, a) compressive strength of masonry, b) compressive strength of mortar, c) bed joint shear strength, and d) coefficient of internal friction (k)

حال با انجام آزمایش‌های نمونه کوچک و مشخص شدن مشخصات مصالح، ظرفیت دیوارها با توجه به روابط آیین‌نامه‌ای معرفی شده به صورت جدول (۳) محاسبه شد.

است. جایگاه کیفیت ملات‌های استفاده شده، با توجه به نتایج آزمایش‌های تعیین مشخصات مصالح (بند ۳) و مقایسه آن‌ها با مشخصات پیش فرض ارائه شده در استانداردها [10, 13]، تعیین شده است.

۳- تعیین مشخصات مصالح

دیوارهای بنایی از آجرهای فشاری رسی که ابعاد اسمی آن‌ها در طول، عرض و ارتفاع به ترتیب برابر ۲۲۰، ۱۱۰ و ۵۵ میلی‌متر می‌باشد، ساخته شده است. آجرچینی با استفاده از یک ملات متشکل از سیمان پرتلند و سنگدانه به نسبت ۱ به ۵ و نسبت آب به سیمان برابر با ۰/۵ صورت پذیرفته است [14]. تغییر در مشخصات ملات، با تغییر در مشخصات و نوع سنگدانه‌ها ایجاد شده است. برای آجر چینی از آجرهای با مقاومت مشابه استفاده شده است و تنها تغییر در کیفیت ملات است. ضخامت درزهای بین آجرها ۱۰ میلی‌متر بوده است. به منظور هرچه بیشتر شبیه نمودن کیفیت دیوارها با ساختمان‌های بنایی موجود در سطح کشور درزهای قائم با ملات پر نشده است و دیوارچینی توسط بنایی ماهر انجام پذیرفته است.

جدول ۲. مشخصات مصالح

| Test description | No. | (MPa) |
|--|-----|--------------|
| Compressive strength of bricks [16] | 6 | 17.0 (10%) |
| Material properties for wall with fair materials | | |
| Compressive strength of masonry unit [17] | 5 | 7.43 (4%) |
| Compressive strength of mortar [18] | 6 | 18.7 (4%) |
| Bed joint shear strength [19] | 5 | 0.24 (20%) |
| Coefficient of internal friction (k) [19] | 5 | (0.52 (1%))* |
| Material properties for wall with poor materials | | |
| Compressive strength of masonry unit [17] | 5 | 4.20 (8%) |
| Compressive strength of mortar [18] | 6 | 8.8 (7%) |
| Bed joint shear strength [19] | 5 | 0.16 (15%) |
| Coefficient of internal friction (k) [19] | 5 | (0.50 (2%))* |

Notes:

CoV¹ is presented in parentheses in percentage

* This constant value has no unit

Table 2. Material properties

¹ Coefficients of Variation (CoV)

جدول ۳. مقاومت‌های جانبی پیش‌بینی شده دیوار بنایی غیرمسلح

| Failure Modes | Lateral strength (kN) | | | | | |
|-------------------|-----------------------|--------|------------|--------|-----------------------|--------|
| | ASCE 41-06 | | ASCE 41-13 | | Code-360 (FEMA356) | |
| | Wall F | Wall P | Wall F | Wall P | Wall F | Wall P |
| Rocking | 379 | 379 | 428 | 428 | 417 | 417 |
| Bed-joint sliding | 322 | 233 | 374 | 257 | 374 | 258 |
| Toe crushing | 449 | 426 | 448 | 425 | 449 | 426 |
| Diagonal tension | - | - | 486 | 387 | 689 | 548 |

Table 3. Predicted lateral strength of unreinforced walls

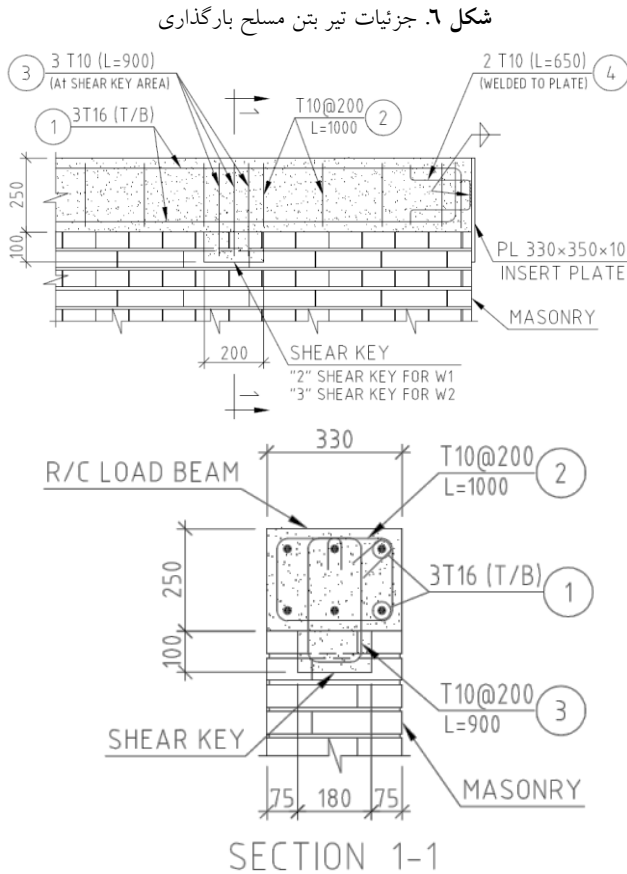


Fig. 6. Typical detail of loading beam

۵- ابزار گذاری و سیستم بار گذاری

در حین انجام آزمایش نیروهای جانبی و تغییر مکان نقاط مختلف نمونه توسط حس‌گرهای دیجیتال برداشت شده و با دستگاه داده‌پرداز الکترونیکی ثبت می‌شود.

برای اندازه‌گیری تغییر مکان نقاط مختلف نمونه تحت بار گذاری در جهات مختلف از تغییر مکان‌سنج‌های الکترونیکی^۱ استفاده می‌شود. اندازه‌گیری نیرو نیز به صورت الکترونیکی توسط نیروسنج^۲ انجام می‌شود. برای اعمال بار جانبی از دو عدد جک هیدرولیکی استاتیکی به همراه پمپ‌های برقی قابل کنترل، استفاده شده است

برای اعمال بار ثقلی روی نمونه‌ها با مقیاس واقعی از دو عدد جک هیدرولیکی استفاده شده است. در این حالت با توجه به این موضوع که میزان بار وارد شده توسط جک‌های بار گذاری ثقلی در طول بار گذاری جانبی روی نمونه تغییر خواهد نمود، از پمپ هیدرولیکی مخصوص که توانایی متعادل نمودن بار گذاری

شکل ۵. جزئیات فونداسیون بتن مسلح

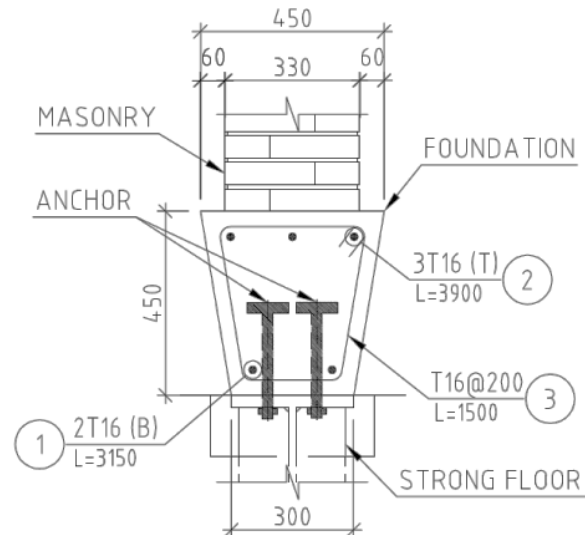


Fig. 5. Typical detail of R/C foundation

۴- ساخت نمونه‌ها

دیوارهای آجری روی فونداسیون بتن مسلح که به کف آزمایشگاه بسته شده است، ساخته شد. به منظور امکان اعمال بار ثقلی و جانبی به نمونه، یک تیر بتن مسلح در قسمت فوقانی دیوار اجرا شد که از این پس به عنوان تیر بار گذاری شناخته می‌شود. این تیر امکان توزیع بارهای وارده را به دیوار فراهم می‌نماید. دو ورق فولادی در دو انتهای تیر بار گذاری قرار داده می‌شود تا حداثی بین جک‌های هیدرولیکی اعمال بارهای جانبی و نمونه باشد (شکل ۶).

1. Displacement Transducer
2 Load Cell

بارگذاری رفت و برگشتی بر اساس دستورالعمل AC-125 [20] انجام پذیرفته است. مطابق این روش همانگونه که در شکل (۸) نمایش داده شده است، روند بارگذاری تا قبل از مرحله ترک خوردگی توسط نیرو و پس از ترک خوردگی با استفاده از تغییرمکانها کنترل می شود. قبل از ترک خوردگی، نیروهای وارد شده به تدریج با یک میزان مشخص افزایش می یابد. با تعیین تغییرمکان لحظه ترک خوردگی، بارگذاری نمونه با اعمال ضریب افزایشی μ ادامه می یابد. هر مرحله از بارگذاری در بخش کنترل شونده توسط تغییرمکان، شامل سه چرخه کامل می باشد. لازم به توضیح می باشد که بارگذاری نمونه ها به صورت استاتیکی و با سرعت پایین انجام شده است.

شکل ۸ الگوی بارگذاری [20]

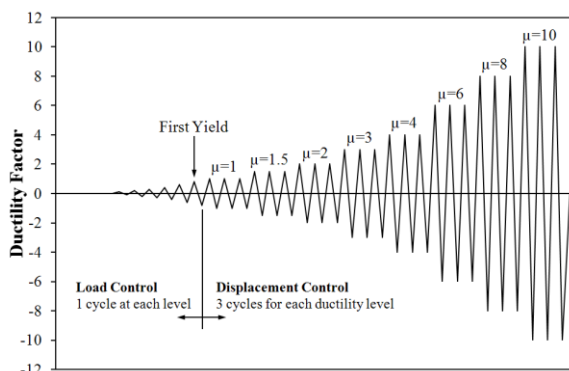


Fig. 8. Test sequence of imposed displacement [20]

ثقلی در طول بارگذاری را دارد، استفاده شده است. همچنین به منظور جلوگیری از تاثیر اعمال بار ثقلی توسط جک های قائم بر روی حرکت درون صفحه دیوار در هنگام اعمال بار جانبی، یک سیستم غلطکی طراحی شد. این سیستم بین جک های اعمال بار ثقلی و نمونه تعبیه شده و این امکان را به نمونه می دهد که به راحتی حرکت افقی داشته باشد در حالی که بار ثقلی به نمونه اعمال شده است. حرکت خارج از صفحه نمونه نیز توسط دو تیر بلند نگه دارنده جانبی کنترل می گردد که در شکل (۷) قابل مشاهده است.

به منظور ثبت اطلاعات آزمایش روی نمونه ابزارگذاری می شود. برای این منظور ۱۲ تغییرمکان سنج در ارتفاع های مختلف دیوار به منظور ثبت تغییرمکان های درون صفحه افقی قرار داده می شود. ۱۰ تغییرمکان سنج دیگر به منظور ثبت تغییرمکان های قطری و همچنین خارج از صفحه بر روی دو وجه نمونه ها تعبیه می گردد. ۴ تغییرمکان سنج دیگر به منظور کنترل بلندشدگی نمونه و همچنین فونداسیون به کار گرفته شده است. بارهای جانبی بعد از اعمال بار ثقلی به نمونه اعمال می شود. یک دستگاه ثبت اطلاعات نیز وظیفه ثبت نمودن اطلاعات تغییرمکانی و نیرویی آزمایش را بر عهده دارد. شکل (۷) نمایی از نمونه ابزارگذاری شده را نمایش می دهد.

شکل ۷. تصویری از نمونه ابزارگذاری شده



Fig. 7. Photograph of instrumented specimen

۶- نتایج آزمایش و بحث در مورد نتایج

۶-۱- مشاهدات آزمایشگاهی

دیوار F:

شروع ترک خوردگی در دیوار F در محدوده دو انتهای دیوار در ۵ رج پایینی آن اتفاق افتاد. اولین ترک خوردگی قابل رویت در تغییرمکان نسبی ۰/۱۵ درصد در هر دو جهت رفت و برگشت و در بار جانبی معادل ۳۰۰ کیلونیوتن (معادل ۹۵ درصد مقاومت نهایی) اتفاق افتاد. ترک دیگر در تغییرمکان نسبی ۰/۲۵ و در بار جانبی معادل ۲۹۰ درصد مخالف اتفاق افتاد. در تغییرمکان نسبی ۰/۶۷ درصد (بار جانبی ۲۷۰)، ترک های برشی توسعه یافت. پس از توسعه کامل این ترک خردگی ها در تغییرمکان نسبی ۱/۶۷ درصد، نمونه یک رفتار لغزشی از خود نشان داد. با ادامه بارگذاری، دومین ترک های لغزشی در تراز یک سوم دیوار



(ج-ع)

Fig. 9. a) Crack development at drift 0.67, b) shear sliding of specimen at drift 1.67, and c) status of wall F at the end of experiment

همانگونه که در شکل (۹) قابل مشاهده است، به وقوع پیوست. در این حالت، نمونه شروع به لغزش نمود و ترک خوردگیها توسعه یافت. مود شکست نمونه، لغزشی بود.

دیوار P:

شروع ترک خوردگی در دیوار P در محدوده دو انتهای دیوار در ۵ رج پایینی آن اتفاق افتاد. اولین ترک خوردگی قابل رویت در تغییرمکان نسبی ۰/۲۵ درصد در هر دو جهت رفت و برگشت و در بار جانبی معادل ۲۳۰ کیلونیوتن (که در حدود ۹۰ درصد مقاومت نهایی می باشد) اتفاق افتاد. با ادامه آزمایش، ترکهای قطری به سمت دیگر نمونه توسعه یافت. در این حالت، نمونه شروع به لغزش نموده و ترک خوردگیها توسعه یافت. مود شکست نمونه، ترکیبی از قطری و لغزش بوده است که در شکل (۱۰) نیز قابل مشاهده است.

شکل ۱۰. نمودار هیستریزیس دیوار F

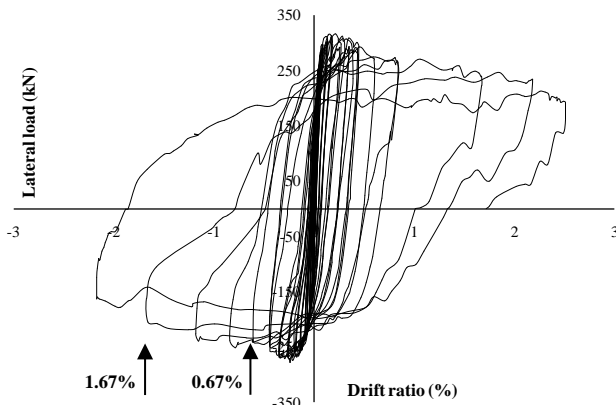


Fig. 10. Hysteretic curve of wall F

شکل ۹. الف) توسعه ترک در تغییرمکان نسبی ۰,۶۷، ب) لغزش برشی نمونه در تغییرمکان نسبی ۱,۶۷، ج) وضعیت دیوار F در انتهای انجام آزمایش



شکل ۱۰. شروع ترک قطری نمونه در تغییرمکان نسبی ۰,۴۵ درصد، الف) در جهت بارگذاری رفت، ب) در جهت بارگذاری برگشت و ج) وضعیت دیوار P در انتهای انجام آزمایش



(الف-ا)



(ب-ب)

(الف-ا)

ترک خوردگی‌ها به صورت لغزشی بوده است و نمونه قادر به تحمل تغییر مکان‌های قابل توجه بوده است. در مورد دیوار P که در ساخت آن از ملات با مقاومت پایین استفاده شده است، شروع ترک خوردگی به صورت قطری بوده و تا انتهای آزمایش این ترک‌ها توسعه یافته است.

جدول ۴. رفتار نمونه‌ها

| Specimen | Limit States | | |
|----------|-----------------------|--------------------|----------|
| | Crack | Maximum resistance | Ultimate |
| Wall F | Lateral drift (%) | 0.15 | 1.20 |
| | Lateral strength (kN) | 300 | 253 |
| Wall P | Lateral drift (%) | 0.25 | 0.61 |
| | Lateral strength (kN) | 230 | 208 |

Table 4. Behavior of the specimens

۲-۶- تحلیل نمودار ظرفیت (منحنی پوش)

نتایج آزمایش‌ها در قالب نمودار ایده آل شده نیرو- تغییر مکان ارائه شده است. برای این منظور نمودار ظرفیت (منحنی پوش)^۱، از اتصال حداکثر مقاومت‌های بدست آمده از اولین تناوب بارگذاری در هر تغییر مکان نسبی مشخص، همانگونه که در شکل (۱۲) نمایش داده شده است، تولید شده است [11].

پیشینه مقاومت‌های نمونه‌های F و P به ترتیب، معادل ۳۱۷ و ۲۶۰ کیلو نیوتن بوده است. این مقادیر نزدیک به مقاومت‌های جانبی محاسبه شده که در جدول (۴) ارائه شده است. بنابراین روابط معرفی شده در استانداردهای بیان شده برای ظرفیت لغزش برشی ملات از دقت مناسبی برخوردار است. این حالت در مورد دیوار ساخته شده با مصالح مناسب، استاندارد ASCE41-06 قادر به پیش‌بینی مناسب ظرفیت دیوار بوده است. در مورد دیوار P، نشریه ۳۶۰ و ASCE41-13 پیش‌بینی مناسب‌تری ارائه نموده‌اند. ذکر این نکته حائز اهمیت می‌باشد که با وجود این موضوع که دیوار P مود شکستی مرکب از قطری و لغزش داشته است، ظرفیت آن به پیش‌بینی استانداردها برای لغزش برشی ملات نزدیک می‌باشد و با ظرفیت محاسبه شده برای کشش قطری فاصله دارد. در این حالت به نظر می‌رسد رابطه پیش‌بینی شده برای محاسبه ظرفیت کشش قطری نمونه‌های بنایی غیر مسلح توسط آیین‌نامه نیاز به بررسی بیشتر دارد.



(ب-ب)



(ج-ج)

Fig. 11. Initiation of diagonal cracks at drift 0.45, a) in the positive direction, b) in the negative direction, and c) status of wall P at the end of experiment

شکل ۱۱. نمودار هیستریزیس دیوار P

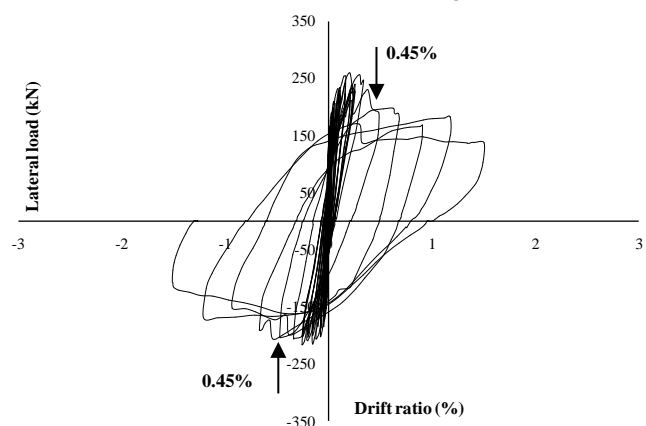


Fig. 11. Hysteretic curve of wall P

خلاصه‌ای از نتایج آزمایش‌های انجام شده در جدول (۴) آورده شده است. حالت حدی نهایی، تغییر مکان نسبی معادل کاهش ۲۰ درصد در مقاومت نهایی یا تغییر مکان نسبی حداکثر در نظر گرفته شده است. دیوار F تا تغییر مکان نسبی ۲/۵ درصد و دیوار P تا تغییر مکان نسبی ۱/۵ درصد بارگذاری شده‌اند. در دیوار F، شروع

۶-۳- اتلاف انرژی

اتلاف انرژی بالا وقتی که سازه در معرض زلزله‌های شدید قرار می‌گیرد بسیار مفید و موثر است. انرژی تلف شده توسط یک نمونه در یک تناوب برابر است با سطح زیر نمودار حلقه هیستریزس نمودار نیرو- تغییرمکان نمونه در آن تناوب. با استفاده از نمودار نیرو- تغییرمکان نمونه‌ها، انرژی تلف شده تجمعی نمونه‌ها مطابق شکل (۱۳) محاسبه شده است. انرژی تلف شده در نمونه وابسته به اصطکاک بین درزها و ترک‌ها، ایجاد ترک‌های جدید و همچنین خردشدگی آجرها می‌باشد. براساس نتایج، نمونه دارای مود شکست لغزش برشی (دیوار F)، درصد بالایی از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی غیرالاستیک را تجربه نمود و قادر به تلف نمودن مقادیر زیادی از انرژی در مقایسه با دیوار P بوده است. براساس شکل (۱۳)، ملاحظه می‌شود که تا تغییرمکان نسبی ۰/۲ درصد، انرژی تلف شده دو نمونه تقریباً مشابه می‌باشد. این موضوع در مورد سختی اولیه دو نمونه (با توجه نمودارهای هیستریزس آنها) نیز صادق است. از تغییرمکان نسبی ۰/۲ درصد به بعد، با توجه به نوع شکست متفاوت نمونه‌ها، منحنی پاسخ در یک چرخه بارگذاری کاملاً متفاوت بوده که باعث شده است میزان جذب انرژی در نمونه‌ها متفاوت باشد.

شکل ۱۳. انرژی تلف شده تجمعی نمونه‌ها

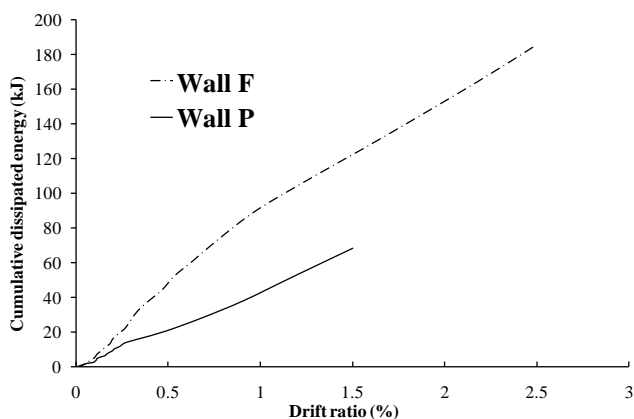


Fig. 13. Cumulative dissipated energy for the specimens

۶-۴- افت سختی سکانت

سختی سکانت مشخصه‌ای است که افت مقاومت در نمونه‌ها در طول بارگذاری را نشان می‌دهد. سختی سکانت در هر تناوب

براساس نتایج، دیوار F افزایش مقاومت حداکثری معادل با ۱/۲ برابر مقاومت دیوار P را تجربه نمود. به علاوه همان‌گونه که در شکل (۱۲) قابل مشاهده است، دیوار F، که در آن از مصالح مناسب‌تری استفاده شده است، تغییرشکل‌های بیشتری را نسبت به دیوار P با مصالح ضعیف، تحمل نموده است. در این رابطه، قریب به اتفاق استانداردهای معرفی شده در بخش مقدمه، مود شکست لغزش برشی ملات را به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و مود شکست کشش قطری را به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو معرفی نموده‌اند. نتایج آزمایش نیز حاکی از تایید این موضوع بوده است، به‌گونه‌ای که در دیوار F با توجه به تجربه تغییرمکان نسبی ۲/۵ درصد، باز هم امکان اعمال تغییرمکان‌های درون صفحه بیشتر وجود داشت که امکانات آزمایشگاه مانع از آن شد. در دیوار P با توجه به خطر تخریب کامل نمونه به هیچ عنوان امکان اعمال تغییرمکان‌های بیشتر از تغییرمکان نسبی ۱/۵ درصد وجود نداشت، به‌گونه‌ای که در چند چرخه آخر بارگذاری به منظور جلوگیری از آسیب، برخی از تجهیزات نصب شده روی نمونه جدا شد. بنابراین براساس نتایج می‌توان اشاره نمود که دیوار P با مود شکست لغزش برشی - کشش قطری رفتاری ترد و دیوار F با مود شکست لغزش برشی رفتاری نسبتاً شکل‌پذیر داشته است. شایان ذکر می‌باشد که این شکل‌پذیری تنها مربوط به مود شکست لغزش برشی درون صفحه است و در صورتی که این مود با دیگر مودها مانند مودهای شکست خارج از صفحه ترکیب شود (با توجه به ماهیت بارهای زلزله که در جهات مختلف اثر می‌نماید)، نمونه رفتاری متفاوت خواهد داشت که ممکن است رفتار ترد آن را تشدید نماید.

شکل ۱۲. مقایسه نمودارهای ظرفیت (منحنی‌های پوش) برای نمونه‌ها

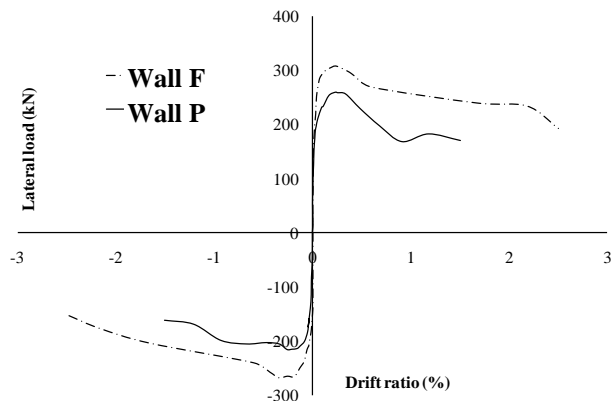


Fig. 12. Comparison of backbone curves of the specimens

برای تغییرمکان نسبی سطح عملکرد ایمنی جانی^۲، معادل ۷۵ درصد تغییرمکان نسبی سطح عملکرد آستانه فروریزش^۳ و برای تغییرمکان نسبی قابلیت استفاده بی وقفه^۴، معادل ۶۷ درصد تغییرمکان نسبی ایمنی جانی در نظر گرفته می‌شود. ضرایب محاسبه شده برای نمونه‌های مورد آزمایش در جدول (۶) نمایش داده شده است. به منظور مقایسه، ضرایب m معرفی شده در جدول ۱۱/۳ آیین‌نامه ASCE41-13 نیز به جدول مذکور اضافه شده است. نتایج حاکی از آن است که ضرایب m نمونه‌های آزمایش شده، بیشتر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه است. همچنین ضرایب m در دیوار F بیشتر از دیوار P بوده است. لازم به ذکر است که در مقادیر آیین‌نامه که در جدول (۶) آورده شده است، یک ضریب اطمینان ۱/۳۳ در نظر گرفته شده است، در حالی که در ضرایب m ارائه شده، این ضریب اطمینان لحاظ نشده است. بنابراین به منظور مقایسه، لازم است مقادیر آیین‌نامه بر ۰/۷۵ تقسیم شود.

برابر است با شیب خطی که حداکثرهای مثبت و منفی بارها را به هم متصل می‌کند. شکل (۱۴) سختی سکانت نمونه‌های مورد آزمایش را در برابر تغییرمکان نسبی طبقه نشان می‌دهد. شکل (۱۴) نشان می‌دهد که سختی دیوار F اندکی بیشتر از P است. لازم به ذکر است که نمونه‌ها روند مشابه و افت سختی تقریباً مشابه‌ای نشان دادند.

شکل ۱۴. افت سختی سکانت نمونه‌ها

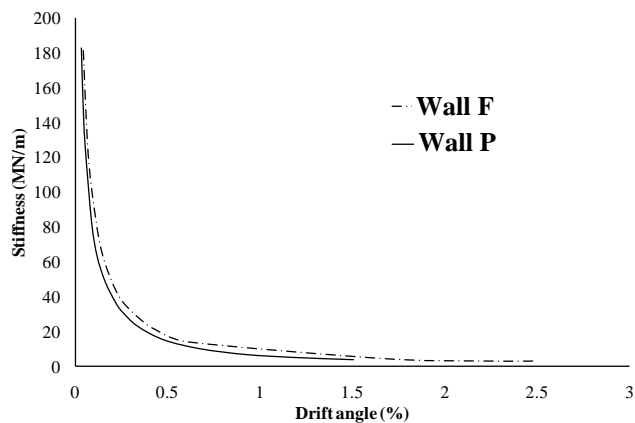


Fig. 14. Secant stiffness degradation for the specimens

شکل ۱۵. نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان نمونه‌ها براساس ASCE41-13

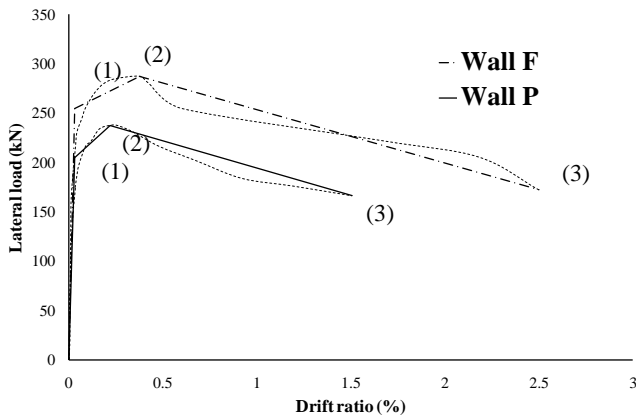


Fig. 15. Idealized load-displacement curve for the specimens based on ASCE41-13

جدول ۵. بخش‌های مختلف نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان

| Specimen | (1) | (2) | (3) | |
|----------|-----------------------|------|------|------|
| Wall F | Lateral drift (%) | 0.03 | 0.38 | 2.5 |
| | Lateral strength (kN) | 255 | 288 | 172 |
| Wall P | Lateral drift (%) | 0.03 | 0.22 | 1.51 |
| | Lateral strength (kN) | 205 | 238 | 166 |

For (1), (2) & (3) refer to Fig. 16.

Table. 5. Different points of Idealized load-displacement curve

۵-۶- تحلیل ضریب "m"

براساس ASCE41 [11] ضریب m^۱ یک مشخصه شکل‌پذیری اجزای سازه‌ای است که هماهنگ بر سطح عملکرد تعریف می‌شود. این ضریب با استفاده از نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان نتایج آزمایش تعیین می‌شود. بخش اول نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان از مرکز شروع شده و شیبی معادل سختی موثر جانبی دارد. سختی موثر جانبی، معادل سختی سکانت ۶۰ درصد مقاومت تسلیم سازه است که بخش دوم نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان را به‌گونه‌ای قطع نماید که سطح اشغال شده در بالا و پایین نمودار معادل یکدیگر شود [11]. نمودار ایده آل نیرو-تغییرمکان نمونه‌ها براساس ASE41-13 که با استفاده از متوسط نمودار نیرو-تغییرمکان در بخش مثبت و منفی آن استخراج شده است، در شکل (۱۵) و جدول (۵) نمایش داده شده است. ضریب m برای یک سطح عملکرد مشخص بصورت نسبت تغییرمکان نسبی در سطح عملکرد مورد نظر به تغییرمکان نسبی نقطه تسلیم روی نمودار ایده آل شده محاسبه می‌شود. ضریب m

2 Life-Safety (LS)
3 Collapse Prevention (CP)
4 Immediate Occupancy (IO)

1 m-factor

وجود نداشت. بنابراین، می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که دیوار P با مود شکست لغزش برشی - کشش قطری رفتاری ترد و دیوار F با مود شکست لغزش برشی ملات رفتاری نسبتاً شکل‌پذیر داشته است. البته لازم است اشاره شود که این شکل‌پذیری تنها مربوط به مود شکست درون‌صفحه بوده است و در صورتی که این مود با دیگر مودها (مانند مودهای شکست خارج از صفحه) ترکیب شود، ممکن است نمونه رفتاری متفاوت داشته باشد.

۴. نتایج حاکی از آن است که ضرایب m نمونه‌های مورد آزمایش، بیشتر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه است. همچنین ضرایب m در دیوار F بیشتر از دیوار P بوده است.

۵. روابط معرفی شده در استانداردها برای پیش‌بینی ظرفیت لغزش برشی ملات از دقت مناسبی برخوردار است. در این حالت در مورد دیوار ساخته شده با مصالح مناسب استاندارد ASCE41-06 قادر به پیش‌بینی مناسب ظرفیت دیوار بوده است. در مورد دیوار P، نشریه ۳۶۰ و ASCE41-13 پیش‌بینی مناسب‌تری ارائه نموده‌اند. ذکر این نکته حائز اهمیت است که با وجود این موضوع که دیوار P مود شکستی مرکب از قطری-لغزش داشته است، ظرفیت آن به پیش‌بینی استانداردها برای لغزش برشی ملات نزدیک است و با ظرفیت محاسبه شده برای کشش قطری فاصله دارد. در این حالت به نظر می‌رسد رابطه پیش‌بینی شده برای محاسبه ظرفیت کشش قطری نمونه‌های بنایی غیرمسلح توسط آیین‌نامه نیاز به بررسی بیشتر دارد.

۶. نمونه دارای مود شکست لغزش برشی (دیوار F)، درصد بالایی از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی غیرالاستیک را تجربه نمود و قادر به تلف نمودن مقادیر زیادی از انرژی در مقایسه با دیوار P بوده است. براساس نتایج، ملاحظه می‌شود که تا تغییرمکان نسبی ۰/۲ درصد، انرژی تلف شده دو نمونه تقریباً مشابه می‌باشد. این موضوع در مورد سختی اولیه دو نمونه (با توجه نمودارهای هیستریزس آنها) نیز صادق می‌باشد. از تغییرمکان نسبی ۰/۲ درصد به بعد، با توجه نوع شکست متفاوت نمونه‌ها، منحنی پاسخ در یک چرخه بارگذاری کاملاً متفاوت بوده که باعث شده است میزان جذب انرژی در نمونه‌ها متفاوت باشد.

جدول ۶. ضریب m برای نمونه‌ها

| Performance level | ASCE41-13 (Table 11.3) | Specimens | |
|-------------------|---------------------------|-----------|--------|
| | | Wall F | Wall P |
| IO | 1 | 5.00 | 3.51 |
| LS | 3 | 9.40 | 5.24 |
| CP | 4 | 12.53 | 6.99 |

Table 6. m-Factors of the specimens

۷- نتیجه‌گیری

این مقاله نتایج آزمایش‌های رفت و برگشتی که به بررسی رفتار درون صفحه دیوارهای بنایی غیرمسلح می‌پردازد را ارائه می‌دهد. پژوهش آزمایشگاهی روی دو دیوار با هندسه کاملاً مشابه در مقیاس واقعی صورت پذیرفت. تغییر در مشخصات ملات مورد استفاده در آجرچینی دیوارها به عنوان مشخصه اصلی پژوهش در نظر گرفته شده است. نتایج آزمایش‌ها به صورت زیر خلاصه می‌شود.

۱. دیوارهای بنایی غیرمسلح در صورتی که از کیفیت مصالح مناسب برخوردار باشند، قادر خواهند بود درصد قابل توجهی از مقاومت جانبی خود را بعد از وقوع اولین ترک‌ها با افت کم حفظ نمایند. براساس این رفتار نسبتاً شکل‌پذیر دیوارها و مشارکت سایر المان‌ها در ظرفیت باربری جانبی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح، مقاومت سیستم بیشتر از مقاومت متناظر با اولین ترک‌خوردگی در دیوار تخمین زده می‌شود. این موضوع می‌تواند در انتخاب رویکرد مقاوم سازی، موثر باشد.
۲. استفاده از ملات با مشخصات مقاومتی ضعیف‌تر منجر به تغییر مود شکست نمونه دیوار بنایی غیرمسلح از مود لغزش برشی به مود شکست ترکیبی لغزش برشی - کشش قطری شد.
۳. براساس نتایج، بیشینه مقاومت دیوار ساخته شده با ملات با مقاومت مناسب (دیوار F)، ۱،۲ برابر مقاومت دیوار ساخته شده با ملات با مقاومت ضعیف‌تر (دیوار P) بوده است. همچنین، تغییرشکل‌های دیوار F نسبت به دیوار P در حدود ۷۰ درصد بیشتر بوده است. نتایج آزمایش حاکی از آن بود که دیوار F با وجود تجربه تغییرمکان نسبی ۲،۵ درصد، باز هم تحمل اعمال تغییرمکان‌های درون‌صفحه بیشتر را دارد. در دیوار P با توجه به خطر تخریب کامل نمونه به هیچ عنوان امکان اعمال تغییرمکان‌های بیشتر از تغییرمکان نسبی ۱/۵ درصد

۸- مراجع

References

- [12] Code No. 360. (2013). Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *Management and Planning Organization (Office of Deputy for Technical Affairs)*, (In Persian).
- [13] FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, . *Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington (DC)*.
- [14] Mazroui, A., Yaghubifar, A., Ardakani, M. H. M., Nejad, E. Z., and Jafarour, F. (2012). Experimental evaluation of mechanical properties of conventional sand-cement mortars (for brickwork). Building & Housing Research Center, Tehran, Iran, (In Persian).
- [15] EN 1015-11. (1993). Methods of test for mortar for masonry – Part 11: determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. *European Committee for Standardization, Brussels*.
- [16] ASTM C-67-00. (2002). Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org. American Society for Testing and Materials.
- [17] ASTM C-1314-02a. (2002). Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org. American Society for Testing and Materials,.
- [18] ASTM C109/C109M-16a. (2016). Standard Test Method for Compressive strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens), ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org. American Society for Testing and Materials,.
- [19] Harris, H. G., and Sabnis, G. M. (1999). Structural modeling and experimental techniques. *CRC Press, New York, NY, USA*.
- [20] AC125. (2010). Acceptance Criteria for Concrete and Reinforced and Unreinforced Masonry Strengthening Using Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite Systems. ICC evaluation service.
- [1] Russell, A. P., and Ingham, J. M. (2010). The influence of flanges on the in-plane seismic performance of URM walls in New Zealand buildings. *NZSEE Conference, Wellington, New Zealand*.
- [2] Bui, T.-L., Si Larbi, A., Reboul, N., and Ferrier, E. (2015). Shear behaviour of masonry walls strengthened by external bonded FRP and TRC. *Composite Structures*, 132(Supplement C), 923-932.
- [3] Yaghubifar, A., and Tasnimi, A. A. (2008). Experimental and Analytical Investigation on The Behavior of Strengthened Brick Walls by Steel Bars and Concrete. *Tarbiat Modares University, Master Degree in Earthquake Engineering*.
- [4] Abrams, D. P., and Shah, N. (1992). Cyclic Load Testing of Reinforced Masonry Wall. Urbana-Champaign: Advanced Construction Technology Centre, College of Engineering, University of Illinois.
- [5] Nateghi, F., and Alemi, F. (October 12-17, 2008). Experimental Study of Seismic Behaviour of Typical Iranian URM Brick Walls. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [6] Shabdin, M., Attari, N. K. A., and Zargarani, M. (2018). Experimental study on seismic behavior of Un-Reinforced Masonry (URM) brick walls strengthened with shotcrete. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- [7] Ministry of Education. (2010). Practical Instruction: Shotcrete in Seismic Rehabilitation of Schools. State Organization of School Renovation Development & Mobilization, (In Persian).
- [8] FEMA547. (2006). Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington (DC)*.
- [9] Macabuag, J. (2007). An Introduction to Modelling and Retrofitting of Non-Engineered Masonry Buildings Under Seismic Loading. *Oxford University*.
- [10] ASCE 41-06. (2006). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [11] ASCE 41-13. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE).

Investigating the effect of changing in material properties on the behavior of Un-Reinforced Masonry (URM) walls for using in seismic vulnerability studies

M. Shabdin¹, Nader K. A. Attari^{2*}, and M. Zargaran³

1- PhD student, Road, Housing and Urban Development Research Center

2- Associate professor, Road, Housing and Urban Development Research Center

3- Assistant professor, Road, Housing and Urban Development Research Center

*n.attari@bhrc.ac.ir

Abstract

This paper presents the results of cyclic tests investigating in-plane behavior of URM walls as the main lateral resistant members in school buildings. Generally, URM walls of existing building in the country contain different material properties with different strengths. Therefore, considering the effect of changing in material properties on their failure modes is required. A hypothetical two-story URM building was defined as the prototype structure of the presented cyclic in-plane research study. This prototype structure was selected to be a proper representative of existing URM school buildings in Iran. First story walls of this building with a loading bay equal to five meter were selected as the test specimens. Some properties of specimens were assumed and considered stationary to make the global response of the specimen match with the real condition of existing URM buildings in Iran. For this purpose, the thickness and the height of the walls were considered 0.35 and 3 m, respectively. The experimental study was carried out on two full-scale specimens. A special height-to-length aspect ratio of the wall was selected to generate enough lateral strength to ensure the bed-joint sliding failure of the URM wall during in-plane cyclic experiment. Lateral strength, Q , of considering URM walls was considered the lesser of the lateral strength based on bed-joint sliding, rocking, diagonal tension or toe crushing strengths. Changing in material properties of walls was considered as the major parameters in the investigation. The specimens were constructed in the structural laboratory of Building and Housing Research Center (B.H.R.C) and subjected to a sequence of cyclic loads. In the construction of walls, similar brick with different mortar and so different strengths were used. According to the results, the behavior of specimens revealed that they could be able to maintain a significant amount of their resistance after cracking without considerable strength degradation, especially for the wall with proper mortar strength. Therefore, URM walls can resist lateral load after formation of the first crack with little loss of strength. According to this ductile behavior of walls and partnership of other elements in lateral load capacity of URM building, the estimation of system strength could be more than limited strength by the first crack of the wall. Changing in material properties of wall affected the failure mode, lateral resistant, displacement capacity, and energy dissipation. The specimen with proper mortar strength experienced bed-joint sliding failure mode, while the specimen with weaker mortar strength experienced mixed sliding-diagonal failure mode. The relationships presented in the standards can present relatively proper prediction for shear sliding capacity of the specimens, while the predicted capacity of them for diagonal capacity is overestimated. Test results showed that improving in the material properties of URM wall improved the lateral strengths of specimens. The wall constructed with the mortar with more appropriate properties revealed more lateral resistant and could experience more deformations. This wall could dissipate much more energy. The experimental m-factors were higher than the current code values for both specimens and improving in the material properties resulted in a considerable increment in m-factor.

Key words: Unreinforced Masonry Walls, cyclic test, failure mode, mortar properties, school building