

# بررسی احتمالاتی رفتار غیرخطی دیوارهای بتایی با و بدون کلاف

محمد جواد جبارزاده (دانشجوی دکتری)

فریدون اربابی\* (استاد)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران: شریف  
دربی ۲-۱۴۹، شماره ۱، ص. ۸۴-۷۳

ساختمان‌های بتایی از متداول‌ترین گونه‌های سازه‌ی در ایران هستند، ولی متأسفانه در مقابل زلزله بسیار آسیب‌پذیرند. در این‌گونه سازه‌ها، دیوارهای بتایی اعضای اصلی تأمین مقاومت و سختی هستند. آزمایش‌های مختلف بر روی واحدهای بتایی نشان می‌دهد که پراکندگی آماری در مقادیر مقاومت و سختی این مصالح در مقایسه با سایر مصالح بسیار زیاد است. هدف این نوشتار بررسی تأثیر این پراکندگی در رفتار دیوار بتایی است. به علت محدودیت داده‌های موجود، به‌ویژه در ایران، در این مطالعه از روش مونت کارلو استفاده می‌شود. پس از تعیین ویژگی‌های آماری و احتمالاتی مصالح بتایی، توابع توزیع متغیرهای تصادفی مقاومت فشاری، کششی، و مدول کشسانی ساخته شده است و در مدل‌سازی اجزای محدود دیوارها به‌کار می‌رود. پس از صحت‌سنجی مدل عددی و کالیبره‌کردن آن، پارامترهای رفتار دیوار (مقاومت بیشینه و تغییرشکل نهایی غیرخطی) از بارگذاری فرایندگی استاتیکی دیوار استخراج و تأثیر پراکندگی متغیرهای تصادفی بر ویژگی‌های احتمالاتی پاسخ آن‌ها بررسی می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار بتایی، بررسی احتمالاتی، عدم قطعیت مصالح، روش مونت کارلو، رفتار غیرخطی.

## ۱. مقدمه

سازه‌های بتایی سابقه‌ی چندین هزار ساله در ایران دارند. هنوز هم درصد زیادی از ساختمان‌ها با مصالح بتایی هستند. سالنامه‌ی آماری سال ۲۰۰۶ ایران بیش از ۶۰٪ از واحدهای مسکونی کشور را با ساختار بتایی یا خشتی گزارش کرده است.<sup>[۱]</sup> کاربرد گسترده همراه با آسیب‌پذیری بالای این‌گونه سازه‌ها، یکی از علل لزوم بررسی آن‌هاست. علت دیگر ماهیت احتمالاتی خاص مصالح بتایی است. پراکندگی زیاد در مقاومت و سختی مصالح، طراحی این‌گونه سازه‌ها را با روش قطعی غیر واقع‌بینانه می‌کند.

در روش‌های رایج طراحی و کنترل لرزه‌ی ساختمان‌های بتایی، مبنای تعیین مقاومت و رفتار دیوارها، مشخصات میانگین مصالح است که از آزمایش واحدهای بتایی به‌دست می‌آید. به عبارت دیگر، رفتار مصالح متعین و بدون تغییرات احتمالاتی در نظر گرفته می‌شود. در برخی موارد، پراکندگی مشخصات بتایی می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ی در پیش‌بینی رفتار دیوارها داشته باشد، که صرف‌نظر از آن‌ها ممکن است تغییرات در جهت ایمنی نباشند.

مطالعات متعددی درباره‌ی تأثیر پراکندگی مشخصات مصالح بتایی و قابلیت اعتماد دیوارها و سازه‌های بتایی انجام شده است. مثلاً در سال ۱۹۸۲ به بررسی گزینه‌های بهسازی یک دیوار بتایی موجود با استفاده از قابلیت اعتماد پرداخته شده

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱۰/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۰/۰۶/۳۰، پذیرش ۱۳۹۰/۰۹/۲۹

jabbarzadeh@iiees.ac.ir  
farbabi@mtu.edu

است،<sup>[۲]</sup> که در آن عدم قطعیت‌های سازه‌ی کمی سازی شده است. در سال ۱۹۸۸ نیز با در نظر گرفتن همبستگی بین مودهای خرابی و مقاومت دیوارها و ستون‌های بتایی یک ساختمان به تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ی بتایی پرداخته شده است.<sup>[۳]</sup>

همچنین سازه‌ی ۱۰ طبقه با دیوارهای بتایی مسلح بررسی و اثر پارامترهای آماری مشخصات مصالح، هندسه، تغییر بار محوری، و اثر تعداد دیوارها تعیین شده است.<sup>[۴]</sup> در پژوهش‌های دیگری نیز الگوریتم FORM<sup>۱</sup> برای بررسی ایمنی دیوارهای مصالح بتایی غیرمسلح تحت بارهای ثقلی و جانبی درون صفحه به‌کار برده شده و با استفاده از حالات حدی رفتار دیوار، توزیع احتمال خرابی و شاخص قابلیت اعتماد دیوار به‌دست آمده است.<sup>[۵]</sup> پژوهشگرانی هم شاخص قابلیت اعتماد دیوارهای بتایی غیرمسلح تحت بارهای محوری و خارج از صفحه را،<sup>[۸]</sup> بر پایه‌ی قابلیت اعتماد سازه‌های تاریخی،<sup>[۹]</sup> و دیوارهای آجری ساختمان‌های تاریخی با مقاومت و مدول کشسانی مختلف را بررسی کرده‌اند،<sup>[۱۰]</sup> که تغییرات در مشخصات مصالح به‌علت استفاده‌ی مجدد از مصالح سازه‌های قدیمی‌تر و شرایط نامناسب ساخت بوده است. در پژوهش‌هایی نیز روندی برای مطالعه‌ی احتمالاتی آسیب‌پذیری ساختمان‌های تاریخی با استفاده از ماکروالمان‌ها ارائه شده است، که در آن‌ها مکانیزم‌های خرابی محتمل شناسایی شده‌اند.<sup>[۱۱-۱۳]</sup> در سال ۲۰۰۱ نیز با استفاده از روش‌های احتمالاتی، توزیع تنش در یک پل تاریخی بتایی که عرشه‌ی آن با دال

بتنی تقویت شده بود، مورد بررسی قرار گرفت.<sup>[۱۴]</sup> مطالعاتی نیز در مورد سازه‌های تاریخی سنگی در معرض عوامل خوردنده که منجر به کاهش سطح آن می‌شود، انجام شده است.<sup>[۱۵]</sup> ماهیت تصادفی این پدیده، مطالعه‌ی آن با روش‌های احتمالاتی را ایجاب می‌کند.

قبل از بررسی تأثیر پراکندگی مشخصات مصالح بر رفتار دیوارها در این پژوهش، ابتدا نحوه‌ی مدل‌سازی متغیرهای تصادفی ارائه خواهد شد. در این پژوهش برای تدقیق در مطالعه‌ی دیوارهای بتایی به روش احتمالاتی از روش اجزای محدود غیرخطی برای شبیه‌سازی استفاده شده است، و چون اطلاعات کامل احتمالاتی برای حل مسئله وجود ندارد، تحلیل به روش مونت کارلو و صحت‌سنجی مدل اجزای محدود دیوار با مقایسه با نتایج آزمایش‌های موجود انجام شده است.

## ۲. مشخصات آماری ویژگی‌های مصالح بتایی

جدول ۱، ضریب پخش مشخصات مصالح بتایی به دست آمده از آزمایش‌های مختلف در داخل و خارج کشور را نشان می‌دهد که در آن برای مقایسه، ضرایب متناظر مصالح فولادی نیز آمده است. همان‌طور که انتظار می‌رود، ضریب پخش مصالح بتایی بسیار بیشتر از فولاد است، مثلاً ضریب پخش مقادیر مدول کشسانی مصالح بتایی حدود ۴۲٪ و مقدار متوسط آن برای فولاد ۸٪ است. این پراکندگی در مقادیر سختی و مقاومتی مصالح بتایی نیاز به یک بررسی دقیق‌تر دارد تا تأثیر آن در رفتار دیوارهای بتایی بهتر مشخص شود. ابزار مناسب برای این مطالعه روش ارزیابی احتمالاتی است.

با آنکه در استاندارد ۶-۱۰-۴۱-ASCE<sup>[۱۶]</sup> فرمول‌هایی برای محاسبه‌ی مقاومت دیوار داده شده است، استفاده از مدل‌سازی دقیق‌تر علاوه بر مقاومت، میزان تغییرشکل‌های حادی دیوار را نیز معین می‌کند که برای طراحی و کنترل دیوار لازم است.

جدول ۱. مقایسه‌ی میزان ضرایب پخش در مصالح فولادی و بتایی.

مصالح بتایی [۱۷-۲۴]			متغیر تصادفی
نوع	C.V. (%) *	C.V. (%) *	
توزیع	(ایرانی)	(۲۵ آزمایش)	
N, LN	۱۹٫۴(۲۷)	۱۷٫۵(۸۳)**	مقاومت فشاری
N	۷٫۷(۳)	۱۳٫۴(۱۱)	مقاومت کششی
N, LN	۲۳٫۹(۲۱)	۴۲٫۴(۳۷۴)	مدول کشسانی
N, LN	-	۴۰٪	مدول برشی
-	-	۳۷٪	ضریب پواسون
مصالح فولادی [۲۵، ۲۶]			متغیر تصادفی
	C.V. (%) *		
	۶٫۳-۵٫۳		مقاومت جاری شدن
	۴٫۰-۲٫۹		مقاومت نهایی کششی
	۱۰٪-۶٪		مدول کشسانی

\* ضریب متوسط.

\*\* اعداد داخل پرانتز تعداد نمونه‌ها هستند.

با استفاده از مقادیر تصادفی پارامترهای ورودی براساس ویژگی‌های احتمالاتی آن‌ها، مدل اجزای محدود دیوار ساخته شده، مقاومت، و تغییرشکل آن به دست می‌آید. با جمع‌بندی این نتایج توزیع احتمالاتی مقاومت و تغییرشکل دیوار و اثر پراکندگی داده‌ها بر آن‌ها معلوم می‌شود.

پارامترهای ورودی براساس اطلاعات آزمایشگاهی موجود و مدل تحلیلی تعیین می‌شوند. در این تحقیق از مدل اجزای محدود همگن با رفتار ترد برای شبیه‌سازی مصالح بتایی استفاده شده است و به تناسب آن اطلاعات مربوط به مقاومت و سختی واحدهای بتایی، ترکیب آجر و ملات تعیین می‌شود. همچنین مقاومت کششی، مقاومت فشاری، و مدول کشسانی مصالح بتایی به صورت متغیر تصادفی مدل و سایر پارامترهای هندسی بارگذاری متعین و یا چند مقدار فرض شده‌اند.

## ۳. مدل‌سازی احتمالاتی متغیرهای تصادفی مصالح

برای شبیه‌سازی پارامترهای تصادفی ابتدا لازم است ویژگی‌های آماری تغییرات آن‌ها از نتایج واقعی آزمایش‌های موجود استخراج شوند. در جدول ۱، میانگین ضرایب پخش و نوع توزیع این مشخصات که از آزمایش به دست آمده، فهرست شده است. با داشتن میانگین و ضریب پخش و انتخاب تابع توزیع هر مشخصه، می‌توان آن‌را به‌طور احتمالاتی مدل‌سازی کرد.

در اینجا مقادیر میانگین معادل مقاومت‌های استاندارد ۶-۱۰-۴۱-ASCE در نظر گرفته شده است. دو گروه مصالح خوب و متوسط نیز انتخاب شده‌اند که کرانه‌ی پائین مقاومت کششی آن‌ها به ترتیب  $۱/۴ \text{ kg/cm}^2$  و  $۰/۷ \text{ kg/cm}^2$  و کرانه‌ی پائین مقاومت فشاری هر گروه به ترتیب  $۶۰ \text{ kg/cm}^2$  و  $۴۰ \text{ kg/cm}^2$  انتخاب شده است. چون کرانه‌ی پائین مقاومت مصالح برابر میانگین منهای یک انحراف معیار است، می‌توان مقادیر میانگین را از طریق رابطه‌ی ۱ محاسبه کرد:

$$m_f = \frac{f_{CL}}{(1 - CV_f)} \quad (1)$$

در این رابطه،  $f_{CL}$  مقاومت کرانه‌ی پائین مصالح،  $m_f$  میانگین مقاومت، و  $CV_f$  ضریب پخش مقاومت است. بر این اساس مشخصات آماری متغیرها مطابق با جدول ۲ برای مصالح خوب و متوسط قابل محاسبه است. مقدار میانگین مدول کشسانی از رابطه‌ی  $E_m = 55 \cdot f_m$  برحسب مقدار میانگین مقاومت فشاری تعیین می‌شود. برای در نظر گرفتن اثر کیفیت مصالح، ضرایب پخش دسته‌ی خوب ۱۰٪ کمتر از دسته‌ی متوسط در هر مشخصه منظور شده است.

در برخی پژوهش‌ها، تابع توزیع مقاومت‌های کششی و فشاری و مدول کشسانی به دو صورت نرمال و نرمال لگاریتمی گزارش شده است.<sup>[۱۶-۲۳]</sup> از آنجا که مقاومت مصالح از جمع مقاومت‌های اجزای تشکیل‌دهنده‌ی مقطع یک عضو به دست می‌آید، می‌توان براساس قضیه‌ی حد مرکزی توزیع آن‌ها را نرمال در نظر گرفت. نمودارهای توابع توزیع نرمال و نرمال لگاریتمی برای مدول کشسانی با هم اختلاف ناچیزی دارند و برای سادگی از توزیع نرمال در مدل‌سازی استفاده می‌شود.

برای روش مونت کارلو لازم است مجموعه‌ی از اعداد تصادفی برای متغیرهای تصادفی و براساس توابع توزیع انتخاب شده ایجاد و در تحلیل به کار رود. برای مقاومت کششی که مستقل از دو متغیر دیگر فرض شده است، تولید اعداد تصادفی به سادگی به کمک تابع توزیع تجمعی نرمال ممکن است. برای ساخت اعداد تصادفی مقاومت

جدول ۲. ویژگی‌های احتمالاتی متغیرهای تصادفی مصالح (واحدها  $\text{kg/cm}^2$ ).

کیفیت مصالح						
متوسط			خوب			پارامترهای آماری
مقاومت فشاری	مقاومت کششی	مدول کشسانی	مقاومت فشاری	مقاومت کششی	مدول کشسانی	
۱۹,۴۰	۱۳,۴۰	۲۳,۹۰	۱۷,۵۰	۱۲,۱۰	۲۱,۵	ضریب پخش (%)
۴۹,۶	۰,۸	۵۵۰ $f_m$	۷۲,۷	۱,۶	۵۵۰ $f_m$	میانگین
۹,۶	۰,۱۱	۶۵۱۹	۱۲,۷	۰,۲	۸۵۹۷	انحراف معیار
نرمال	نرمال	نرمال	نرمال	نرمال	نرمال	نوع توزیع

#### ۴. صحت‌سنجی و کالیبراسیون مدل اجزای محدود دیوار

برای تأیید صحت مدل اجزای محدود، نتایج آن با روابط آئین‌نامه و نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است و بعضی پارامترهای لازم از این مقایسه به دست آمده‌اند. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار ANSYS (ویرایش ۱۰) استفاده شده است. مقایسه‌ی نتایج اجزای محدود یک دیوار با رفتار کشسان با روابط بسته نشان می‌دهد که با المان‌هایی به ابعاد حدود ۰/۱ طول دیوار نتایج خوبی به دست می‌آید. با این حال طول المان‌ها در تحلیل‌های غیرخطی کوچک‌تر و نزدیک به یک -سی‌ام طول دیوار انتخاب شده است.

برای اطمینان از صحت پاسخ غیرخطی مدل از نتایج آزمایشگاهی ۲ دیوار شاهد استفاده شده است. آزمایش روی دیوارهای بدون کلاف و کلاف‌دار [۱۳] تحت تغییر مکان جانبی چرخه‌ی قرار گرفته و پاسخ آن‌ها ثبت شده است. پس از شبیه‌سازی و تحلیل دیوارهای مزبور، نتایج با مقادیر به دست آمده از آزمایش مقایسه شده است. مشخصات نمونه‌های آزمایش شده در جدول ۳ آمده است.

مدل گسیختگی دیوار بتایی و بتن کلاف براساس مدل ویلام -وارنکی فرمول‌بندی شده است. این مدل برای پیش‌بینی خرابی بتن و مصالح چسبنده -اصطکاک‌کی دیگر مانند سنگ، خاک، و سرامیک به‌کار می‌رود. [۱۳] در این پژوهش از مدل مذکور برای شبیه‌سازی مصالح بتایی استفاده شده است. معیار گسیختگی ویلام -وارنکی را می‌توان به صورت تابعی از نامتغیرهای تنش به صورت رابطه‌ی ۴ نوشت:

$$f = \sqrt{J_1} + \lambda(J_2, J_3) \left( \frac{I_1}{3} - B \right) = 0 \quad (4)$$

در این رابطه،  $\lambda$  تابعی از  $J_2, J_3$  نامتغیرهای تانسور تنش و  $B$  تابعی از پارامترهای

جدول ۳. مشخصات دیوارهای آزمایش شده. [۲۳]

مقاومت کششی میانگین $3,45 \text{ kg/cm}^2$	سربار دیوار $75^\circ$ کیلوگرم	مقاومت فشاری میانگین $86,34 \text{ kg/cm}^2$	
ابعاد هندسی دیوار بدون کلاف (cm)	ابعاد هندسی دیوار کلاف‌دار (cm)		
طول دیوار ۳۰۰	طول دیوار ۲۶۰		
ارتفاع دیوار ۲۰۰	ارتفاع دیوار ۱۸۰		
ضخامت دیوار ۲۲	ضخامت دیوار ۲۲		
	عرض کلاف ۲۰		

فشاری و مدول کشسانی باید از تابع توزیع تجمعی نرمال دو متغیره با در نظر گرفتن همبستگی طبق رابطه‌ی  $E_m = 55^\circ f_m$  مطابق استاندارد ASCE استفاده شود. به این منظور علاوه بر مقادیر میانگین و انحراف معیار، کوارینانس متغیرها لازم است. کوارینانس از رابطه‌ی برازش خطی مجموعه‌ی داده‌ها به دست می‌آید. اگر معادله‌ی خط برازش  $Y = m \cdot X + b$  باشد، پارامترهای  $m$  و  $b$  از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آیند:

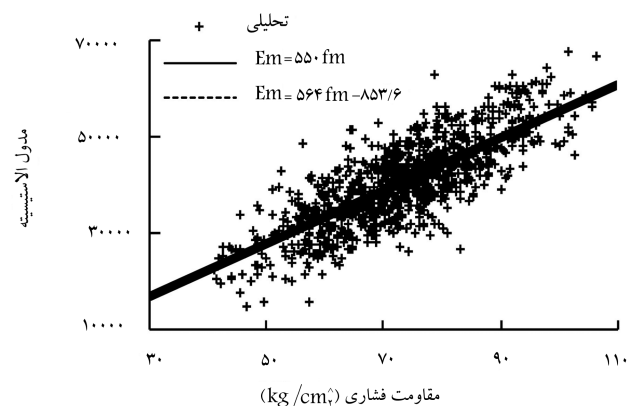
$$m = \frac{COV(x, y)}{\sigma_x^2}, \quad b = m_Y - m \cdot m_X \quad (2)$$

با جای‌گذاری  $f_m$  به جای  $X$ ،  $E_m$  به جای  $Y$ ، و مقادیر  $55^\circ$  و  $0$  به جای  $m$  و  $b$ ، رابطه‌ی ۳ نتیجه می‌شود:

$$COV(X, Y) = 55^\circ \sigma_X^2 \quad (3)$$

شکل ۱، اعداد تصادفی ایجاد شده برای متغیرهای وابسته‌ی مقاومت فشاری و مدول کشسانی را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که اعداد تصادفی حول خط  $E_m = 55^\circ f_m$  متمرکزند. خط برازش با خط معیار آئین‌نامه تطابق خوبی دارد. ضریب همبستگی اعداد شکل برابر  $0,81$  است.

مراحل مذکور برای دو نوع مصالح خوب و متوسط تکرار شده است. برای انجام تحلیل‌های احتمالاتی، ماتریسی از اعداد تصادفی به صورت سه‌تایی (مقاومت کششی، مقاومت فشاری، و مدول کشسانی) با استفاده از روش نمونه‌برداری لاتین هایپرکیوب انتخاب شده است. با این روش می‌توان با تعداد نمونه‌ی کمتری به هم‌گرایی عددی در نتایج رسید.



شکل ۱. اعداد تصادفی همبسته  $E_m$  و  $f_m$  با استفاده از رابطه‌ی  $E_m = 55^\circ f_m$ .

#### ۱.۴. ارزیابی مقاومت دیوار با روابط ASCE

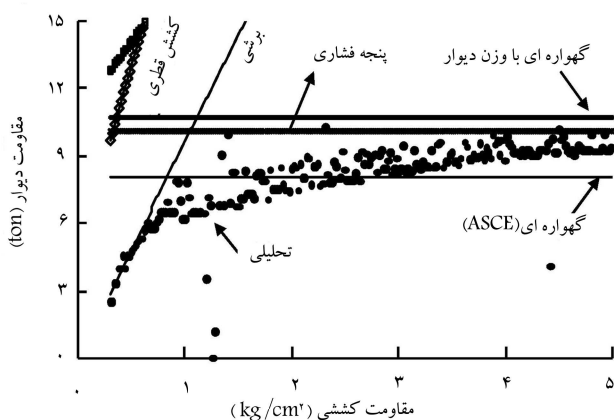
بین سال‌های ۲۰۰۰ تا ۲۰۰۷ تغییر قابل توجهی در تعریف دسته‌بندی رفتار دیوارهای بتنی، ابتدا در دستورالعمل FEMA ۳۵۶ (۲۰۰۰) [۲۸] و سپس در ASCE 41-۰۶ (۲۰۰۷) صورت گرفت. FEMA رفتار دیوارها را به ۴ نوع تقسیم کرده است.

مود شکست لغزش ملات و حرکت گهواره‌یی دیوار، رفتارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، و مود شکست پنجه فشاری و کشش قطری کنترل‌شونده توسط نیرو معرفی شده‌اند. استاندارد ASCE مود لغزش ملات را در دسته‌ی کنترل‌شونده توسط نیرو قرار داده است. منطق تغییر اخیر این بود که وقتی در اثر لغزش ملات یک قسمت از دیوار نسبت به قسمت دیگر در حال حرکت است، این شکست دیگر نرم نیست و حرکت به‌علت شکست ترد صورت می‌گیرد. همچنین مود کشش قطری در آیین‌نامه‌ی ASCE حذف شده است، در حالی‌که حرکت گهواره‌یی در دسته‌ی اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل قرار گرفته است.

مقاومت مدل اجزای محدود یک مدل مفروض با مقادیر به‌دست‌آمده از روابط آیین‌نامه مقایسه شده است. در تحلیل‌های انجام‌شده، یک‌بار مقاومت کششی و بار دیگر مقاومت فشاری متغیر فرض شده است و سایر مشخصات ثابت مانده‌اند. مدول کشسانی در هر دو حالت ۵۵٪ برابر مقاومت فشاری [۲۸، ۲۶] در نظر گرفته شده است. طول، ارتفاع و ضخامت دیوار مورد مقایسه به‌ترتیب ۴۰۰، ۳۰۰ و ۲۲ سانتی‌متر بوده است. بار ثقلی روی دهانه‌ی ۴ متری برای بار مرده ۶۰۰ و برای بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع محاسبه و بار جانبی به‌صورت تغییرمکان بر تیر بتنی کشسان در بالای دیوار اعمال شده است.

چون در مدل اجزای محدود شرایط واقعی مصالح شبیه‌سازی شده است، در روابط آیین‌نامه از مقادیر مورد انتظار مصالح و بارهای بدون ضریب و معادل مقادیر مدل استفاده شده است. چون در مدل اجزای محدود هیچ‌گونه قیدی برای ممانعت از تغییرشکل قائم در بالای دیوار وجود ندارد، ضریب  $\alpha$  در تعیین مقاومت برابر ۰/۵ در نظر گرفته شده است. [۲۶]

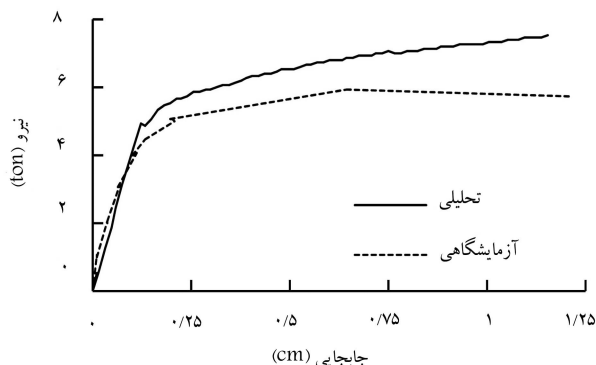
در شکل ۴، مقاومت مدل اجزای محدود با روابط آیین‌نامه برای تغییرات مقاومت کششی مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش مقاومت کششی، نتایج اجزای محدود به طرف کمیته‌ی مقادیر ۳ مود شکست سوق می‌کند، ولی برای مقاومت کششی زیاد مود گهواره‌یی نتیجه‌ی کمتری می‌دهد. این مطلب با توجه به هندسه‌ی دیوار مدل‌شده دور از انتظار است. برای نسبت ارتفاع به طول دیوار



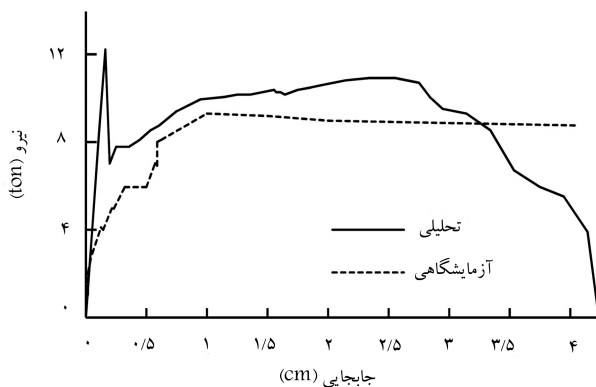
شکل ۴. تغییر مقاومت دیوار با مقاومت کششی مصالح.

مقاومت است.  $\lambda$  مساوی با زاویه‌ی اصطکاک و  $B$  مقدار چسبندگی است. معیار گسیختگی بالا ترکیبی از دو معیار موهر-کولمب<sup>۲</sup> و دراگر-پراگر<sup>۳</sup> است. علاوه‌بر معیار گسیختگی فوق دو ضریب سختی برشی نیز در محاسبات المان‌ها به‌کار رفته است که مشخص‌کننده‌ی رفتار مصالح پس از ترک‌خوردگی هستند. ضریب  $C_1$  مربوط به سختی برشی ترک باز و  $C_2$  ضریب سختی برشی ترک بسته است. مقادیر این دو ضریب بین ۰ و ۱ است. با انجام تحلیل‌های متوالی مدل دیوارهای بتنی، مقادیر این ضرایب کالیبره شده‌اند. بدین ترتیب که برای کلیه‌ی مقادیر ممکن این دو ضریب با بازه‌ی ۰/۱، مدل‌های اجزای محدود غیرخطی ساخته و تحلیل شدند. در هر مورد با مقایسه‌ی نمودار نیرو-تغییرمکان با پوش نمودار متناظر آزمایش، نزدیک‌ترین پاسخ و ضرایب تعیین شدند. ضرایب  $C_1$  و  $C_2$  برای دیوار بدون کلاف به ترتیب ۰/۱ و ۰/۴۹ و برای دیوار کلاف‌دار ۰ و ۰/۳۸ به‌دست آمدند. نمودارهای تحلیل و آزمایش برای دیوار بدون کلاف و کلاف‌دار به ترتیب در شکل‌های ۲ و ۳ دیده می‌شوند. در انتخاب ضرایب  $C_1$  و  $C_2$  جابجایی غیرخطی در نقطه‌ی خرابی دیوار و تطبیق مقاومت نهایی دیوار در تحلیل و آزمایش مد نظر بوده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقاومت مدل تحلیلی بیشتر از مدل آزمایشگاهی است.

این اختلاف به این دلیل است که بارگذاری رفت و برگشتی اعمال شده به دیوار در آزمایش باعث خسارت‌های بیشتری از حالت بار فزاینده است، و چون تجمع خرابی‌ها در سیکل‌های متوالی منجر به کاهش بیشتر مقاومت می‌شود، برای مدل تحلیلی از مقدار میانگین مقاومت مصالح استفاده شده است؛ در حالی‌که مشخصات مصالح دیوار بتنی مورد آزمایش، ناهمگنی و عدم قطعیت داشته‌اند.



شکل ۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل با آزمایش دیوار بدون کلاف.



شکل ۳. مقایسه‌ی نتایج تحلیل با مقادیر آزمایش دیوار کلاف‌دار.

که گذشت به صورت متغیرهای تصادفی مدل شدند. ضریب پواسون مقدار ثابت ۰٫۲۵ و چگالی مصالح دیوار  $1850 \text{ kg/m}^3$  در نظر گرفته شده است.

مدل با طول ۴۵۰ سانتی متر، ارتفاع دیوار بدون کلاف ۳۰۰ سانتی متر و دو ضخامت ۲۲ و ۳۵ سانتی متری به کار رفته است. بار ثقلی سقف روی دیوار برای دو حالت دیوار میانی و پیرامونی به ترتیب با سطح بارگیر ۴ و ۲ متر با بار مرده  $600 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده  $150 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده اند.

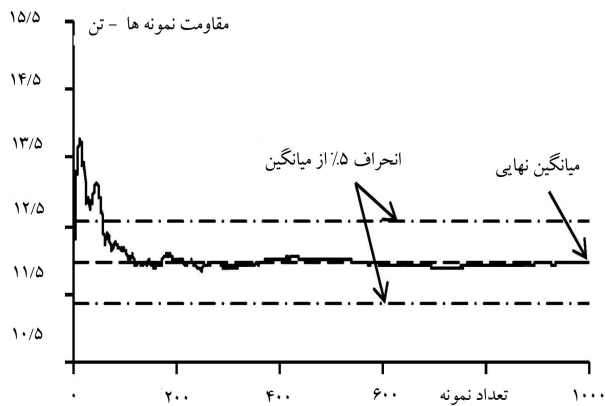
در دیوار کلاف دار عرض کلاف های افقی و قائم ۲۵ سانتی متر با ۴ میلگرد طولی  $\phi 10$  و تنگ های  $\phi 6$  در فاصله های ۱۵ سانتی متر و با پوشش بتن ۲٫۵ است. مقاومت فشاری بتن برای مصالح خوب و متوسط  $250 \text{ kg/cm}^2$  و  $200 \text{ kg/cm}^2$  لحاظ شده است.

تعداد نمونه های تصادفی باید به اندازه ای باشد که تغییرات و پارامترهای آماری متغیر تصادفی از آن به خوبی استنباط شود. برای تعیین این تعداد روش هایی ارائه شده است که در اینجا از روش پیشنهادی هماسی و آقا کوچک [۲۵] استفاده می شود. برای انتخاب تعداد نمونه، پاسخ مدل دیوار ملاک قرار گرفته است. بدین منظور ابتدا تعداد زیادی نمونه ی تصادفی مصالح (مثلاً ۱۰۰۰ نمونه) و تحلیل مونت کارلو در نظر گرفته شده است. سپس تغییرات میانگین پارامترهای پاسخ با تغییر تعداد نمونه بررسی می شود. اگر تغییر پاسخ نمونه در بیشترین میانگین، انحرافی کمتر از ۰٫۵٪ داشته باشد، آن تعداد نمونه کافی خواهد بود.

دیوار کلاف داری با مشخصات هندسی معین که تحت بارگذاری جانبی متمرکز در بالا قرار گرفته است، به منزله ی مدل شاهد انتخاب شده است. مشخصات مصالح بتائی و کلاف بتن، غیرخطی و مطابق با مدل ویلام رانکی انتخاب شده است. برای هر مدل نمودار نیرو-تغییرمکان استخراج و تغییرمکان نهایی و مقاومت بیشینه ی آن به دست آمده است. در نتیجه با این معیار برای مقاومت ۱۰۰ نمونه و برای جابجایی ۲۰۰ نمونه معین شده است. در اینجا برای اطمینان از نتایج، ۵۰۰ نمونه به کار رفته است. چنین نموداری برای تغییرات مقاومت مطابق شکل ۶ است.

برای تعیین مقاومت و تغییرمکان بیشینه ی مدل ترد تحت بار لرزه ای لازم است تحلیل غیرخطی با روش و الگوی مناسب صورت گیرد. برای دیوار ساختمان های یک طبقه تفاوت دو روش استاتیکی و دینامیکی زیاد نیست، به همین دلیل از روش استاتیکی غیرخطی فراینده استفاده شده است. [۲۹]

در روش فراینده ی استاتیکی الگوی بار در رفتار نهایی سازه اثر دارد، به همین دلیل الگوهای مختلفی پیشنهاد شده است. [۳۰] چهار الگوی بار جانبی شامل



شکل ۶. نمودار تغییرات میانگین مقاومت بیشینه برحسب تعداد نمونه.

(۰٫۷۵)، حاکم شدن مود گهواره ای و رفتار بلوکی قبل از مود برشی از نظر مهندسی قابل توجیه نیست. اگر در مقابل حرکت گهواره ای دیوار فقط اثر سربار مرده  $P_D$  و نیروی جانبی  $V$  در بالای دیوار در نظر گرفته شود، از تعادل لنگر نیروی لازم برای چرخش دیوار حول پنجه ی خود، بدون در نظر گرفتن وزن و مقاومت کششی به صورت رابطه ی ۵ خواهد بود:

$$V = \frac{\sqrt{P_D L}}{2 h_{eff}} \quad (5)$$

که در آن،  $L$  طول و  $h_{eff}$  ارتفاع دیوار است. برای ضریب اطمینان ۰٫۹ رابطه ی ۵ همان رابطه ی مقاومت گهواره ای با فرض  $\alpha = \frac{1}{3}$  خواهد بود. با لحاظ کردن اثر وزن دیوار و مقاومت کششی کف بار جانبی،  $V$  برای شروع چرخش دیوار به صورت رابطه ی ۶ در می آید:

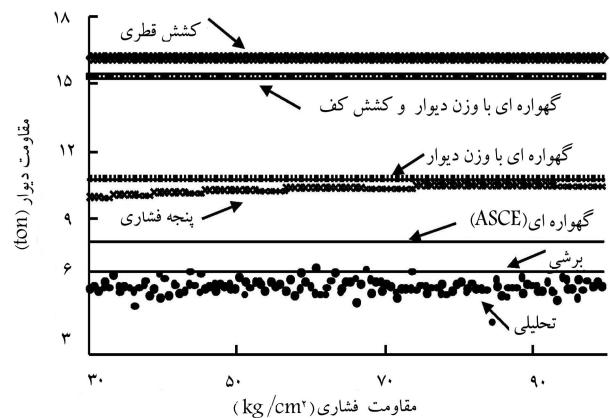
$$V = \frac{\sqrt{(P_D + W_{wall} + F_t) \cdot L}}{2 h_{eff}} \quad (6)$$

در این رابطه،  $W_{wall}$  وزن دیوار و  $F_t$  نیروی کشش کف است. در دیوارهای بتائی وزن دیوار در مقایسه با سربار آن مقدار قابل توجهی است، همچنین با وجود مقاومت کششی ناچیز مصالح، به علت سطح مقطع زیاد دیوار، مقاومت کششی کف قابل توجه خواهد بود. در شکل ۴ برای مقایسه، رابطه ی ۶ نیز بدون در نظر گرفتن مقاومت کششی کف آمده است. ملاحظه می شود که مود گهواره ای در این مورد تعیین کننده نیست. برای جررها، به علت بُعد کم و وزن ناچیز مود گهواره ای حاکم می شود.

در شکل ۵، نتایج مدل اجزای محدود با روابط آئین نامه برای تغییرات مقاومت فشاری مقایسه شده است. ملاحظه می شود که نتایج تحلیل اجزای محدود به مقادیر مود برشی سوق می کند. به عبارت دیگر، مقدار مقاومت دیوار در مدل اجزای محدود انطباق خوبی با کمینه ی ظرفیت مودهای مختلف دارد. این نتیجه شاید نشان دهنده ی صحت برآورد مقاومت بیشینه در مدل های تحلیلی باشد.

## ۵. تحلیل مونت کارلو

برای شبیه سازی مدل دیوار به روش مونت کارلو، مشخصات مصالح، ابعاد، و بارگذاری ثقلی و جانبی آن لازم است. مقاومت فشاری، کششی، و مدول کشسانی به شرحی



شکل ۵. تغییر مقاومت دیوار با مقاومت فشاری مصالح.

جابجایی بالای دیوار (D)، شتاب پله‌یی (SA)، شتاب یکنواخت (CA)، و شتاب مثلی وارونه (TA) برای تعیین مقاومت بیشینه و تغییرمکان بیشینه‌ی دیوار به‌کار رفته است.

با توجه به این پارامترها، نتیجه‌ی هر تحلیل برای دیوار بدون کلاف W و با کلاف WT با ضخامت ۲۲ و ۳۵ سانتی‌متر، نوع مصالح خوب G یا متوسط F، موقعیت دیوار میانی I و پیرامونی O و الگوی بارگذاری جانبی (D، SA، CA و TA) مشخص می‌شوند. در مجموع ۳۲۰۰۰ دیوار تحلیل و بررسی شده است. در هر مدل نمودار نیرو-تغییرمکان دیوار به‌دست آمده است.

در اعمال تغییرمکان برابر ۶۶۶ تن است. در دیوار کلاف‌دار بیشترین ضریب پخش، ۲۹/۶٪، برای اعمال شتاب یکنواخت است.

نوع مصالح اثری مستقیم بر میزان ( $V_{max}$ ) دارد. برای دیوار با مصالح خوب همواره مقاومت بیشتری در مقایسه با دیوار با مصالح متوسط حاصل می‌شود. همچنین پراکندگی مقاومت بیشینه‌ی دیوار با مصالح خوب خیلی کمتر از مقدار آن برای دیوار با مصالح متوسط است، نتیجه‌ی که دور از انتظار نیست. برای دیوار کلاف‌دار نیز نتیجه مشابه به‌دست آمده است.

در شکل ۷، دو نوع هیستوگرام برای ( $V_{max}$ ) برای دسته‌ی W-۲۲-F-I دیده می‌شود. در برخی موارد توزیع داده‌ها از الگوی استاندارد مانند نرمال لگاریتمی (شکل ۷ الف الگوی بار شتاب پله‌یی) پیروی می‌کند، اما مواردی هم وجود دارند که الگوی توزیع غیراستاندارد است، مانند هیستوگرام شکل ۷ ب برای جابجایی که به صورت دو کوهانی دیده می‌شود.

در شکل ۸، دو نمونه هیستوگرام داده‌ها برای بیشینه‌ی مقاومت دیوار کلاف‌دار WT-۲۲-F-I دیده می‌شود. در این حالت نیز مواردی وجود دارد که توزیع داده‌ها به فرم استاندارد (شکل ۸ الف برای شتاب پله‌یی)، و در برخی موارد توزیع داده‌ها کاملاً نامنظم است (شکل ۸ ب برای شتاب مثلی).

#### ۲.۱.۶. ارزیابی روابط ASCE با محاسبات احتمالاتی

از شکل‌های ۷ و ۸ تأثیر نوع الگوی بار جانبی بر مقادیر  $V_{max}$  مشهود است. اینکه مناسب‌ترین الگوی بارگذاری دیوار چیست، سؤالی است که شاید بتوان با مقایسه‌ی

## ۶. تحلیل احتمالاتی دیوارها

نتایج مهم تحلیل دیوارها، مقاومت بیشینه ( $V_{max}$ ) و جابجایی نهایی ( $d_u$ ) آن‌ها هستند. اثر پارامترهای مختلف مانند موقعیت دیوار، نوع بارگذاری جانبی، نوع مصالح و... بر این نتایج با تغییرات آماری آن‌ها برای دیوار با و بدون کلاف بررسی شده است. حال این نتایج به‌طور جداگانه برای مقاومت بیشینه‌ی دیوار و تغییرمکان بیشینه ارائه می‌شود.

### ۱.۶. مقاومت بیشینه‌ی دیوار

مقاومت بیشینه‌ی دیوار تحت تأثیر پارامترهای مختلفی قرار می‌گیرد که پس از بررسی آن‌ها نتایج به‌دست‌آمده با روابط آئین‌نامه‌یی مقایسه می‌شود. سپس این نتایج با تحلیل بر مبنای میانگین مقاومت مقایسه می‌شود تا مبنایی برای بررسی متعین به‌دست آید.

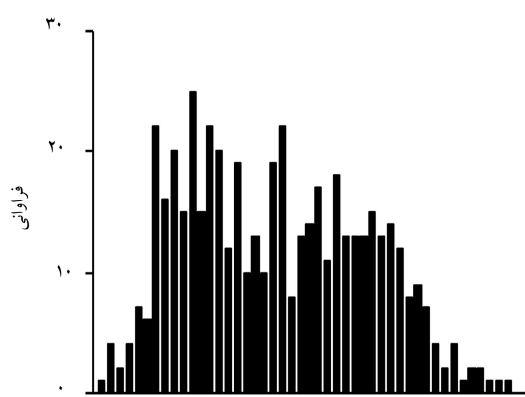
#### ۱.۶.۱. اثر پارامترهای مختلف بر مقاومت بیشینه

میانگین مقاومت بیشینه‌ی دیوارهای پیرامونی در تمام حالات کمتر از مقدار آن در دیوارهای میانی است، که علت اصلی تأثیر مستقیم افزایش تنش ثقلی بر مقاومت دیوار است. یعنی ازدیاد تنش ثقلی باعث بالارفتن مقاومت می‌شود. این نتیجه برای کلیه‌ی الگوهای بارگذاری صادق است. برای دیوارهای کلاف‌دار نتایج مشابهی به‌دست آمده است. میانگین مقاومت دیوار کلاف‌دار به‌علت وجود کلاف از مقدار آن برای دیوار بی‌کلاف بیشتر به‌دست آمده است.

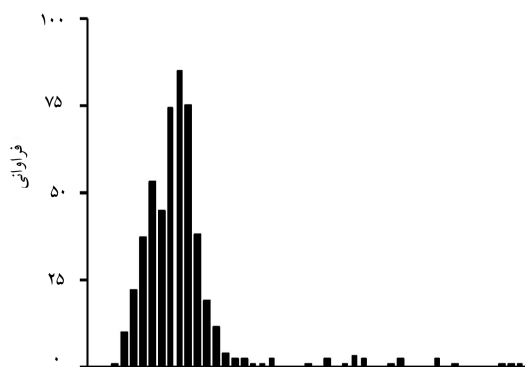
مقایسه‌ی ضریب پخش دیوارهای میانی و پیرامونی، قاعده‌ی مشخصی برای میزان پخش مقاومت برحسب موقعیت دیوار به‌دست نمی‌دهد. این مطلب در مورد دیوار با و بدون کلاف صدق می‌کند. ولی ضریب پخش بیشینه‌ی دیوار کلاف‌دار به‌طورنمونه کمتر از دیوار بدون کلاف است، که خود نشان‌دهنده‌ی تأثیر مثبت کلاف است.

الگوی بارگذاری جانبی نیز بر مقادیر مقاومت بیشینه‌تأثیر دارد. در دیوار بدون کلاف مقدار بیشینه‌ی مقاومت بیشینه‌ی میانگین در بارگذاری CA برابر ۱۵ تن و کمترین آن در بار D برابر ۵/۷ تن به‌دست آمده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که عموماً بار D کمترین مقاومت میانگین را در مقایسه با سایر الگوها نتیجه می‌دهد. سه الگوی دیگر نیز نتایج کمی و بیش مشابه داشته‌اند. ضریب پخش مقاومت در بارگذاری‌های مختلف از قاعده‌ی مشخصی پیروی نمی‌کند. بالاترین ضریب پخش در بارگذاری TA و برابر ۳/۷٪ است.

وجود کلاف به‌طور قابل ملاحظه‌یی مقادیر میانگین مقاومت بیشینه را افزایش می‌دهد. بیشترین ( $V_{max}$ ) میانگین در اعمال شتاب پله‌یی برابر ۳۹ تن و کمترین آن

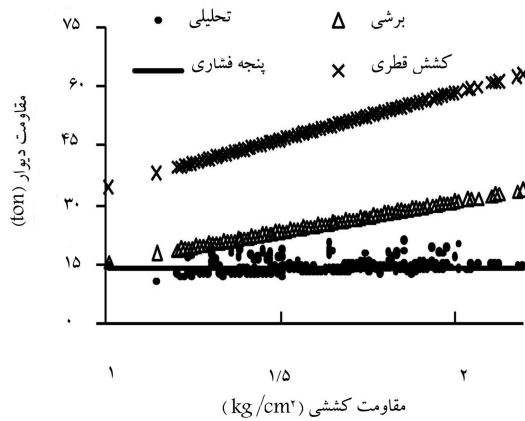


مقاومت حداکثر از ۱۱ تا ۶ تن  
الف) الگوی بار جابجایی؛

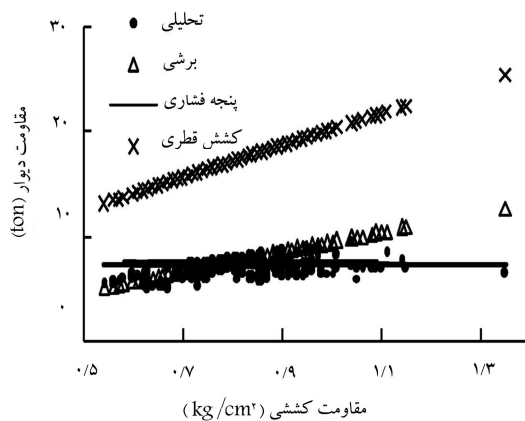


مقاومت حداکثر از ۲۰ تا ۶ تن  
ب) الگوی بار شتاب پله‌یی.

شکل ۷. هیستوگرام بیشینه‌ی مقاومت دیوارهای مدل W-۲۲-F-I (بدون کلاف).



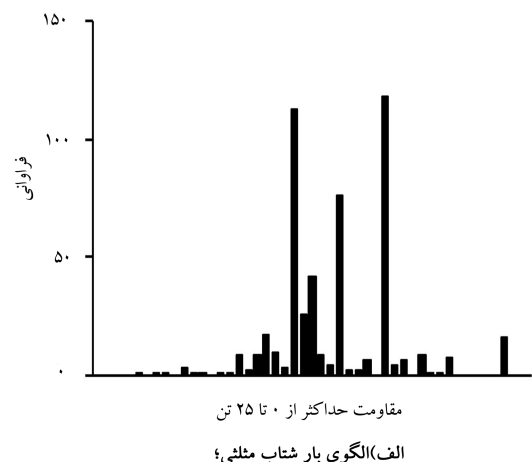
شکل ۹. مقایسه‌ی روابط آئین‌نامه با مدل تحلیلی اجزای محدود - دیوار بدون کلاف (مدل W-۳۵-G-I-TA،  $ACR=۱٫۰۰۷$ ).



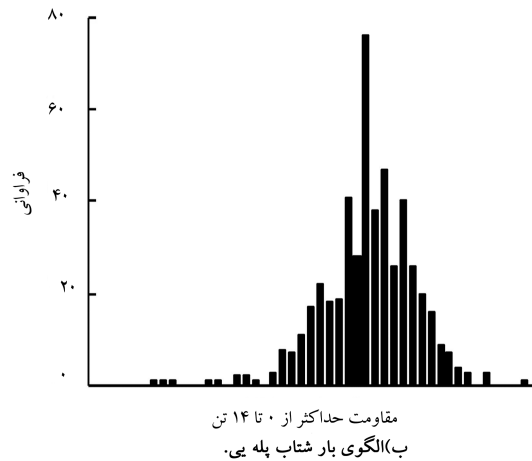
شکل ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر مقاومت روابط آئین‌نامه با مدل تحلیلی اجزای محدود - دیوار بدون کلاف (مدل W-۲۲-F-O-TA،  $ACR=۱٫۰۴۵$ ).

در شکل ۱۰، پدیده‌ی جالب توجهی مربوط به مدل W-۲۲-F-O-TA مشاهده می‌شود. بدین معنی که با افزایش مقاومت کششی مود شکست دیوار تغییر می‌کند، و در طراحی با مقدار میانگین (متعین) نمی‌توان وقوع آن را پیش‌بینی کرد. در صورتی که عدم قطعیت ذاتی مصالح می‌تواند باعث تغییر مود شکست دیوار از مود برشی به شکست پنجه‌ی فشاری شود.

برای مقایسه‌ی مقاومت دیوارهای کلاف‌دار با روابط آئین‌نامه‌ی، طول دیوار معادل طول خالص دیوار به علاوه‌ی ۲ کلاف در نظر گرفته شده است. مقاومت دیوارهای کلاف‌دار به علت مقاومت کلاف (که بسته به ضخامت دیوار متفاوت است) و تأثیر گیرداری مصالح در کلاف عمدتاً بیشتر از دیوار بدون کلاف است. در نتیجه نتایج تحلیل دقیق در مقایسه با روابط آئین‌نامه‌ی که برای دیوار ساده تدوین شده‌اند، انطباق کمتری دارند. به همین دلیل معیار ACR دیوارهای کلاف‌دار نمی‌تواند معیار مناسبی برای انتخاب نوع بارگذاری آن‌ها باشد. برای مقایسه با حالت بدون کلاف نمودارهای مشابهی برای همان دیوار به صورت کلاف‌دار در شکل ۱۱ ارائه شده است. در این شکل اثر کلاف در افزایش مقاومت دیوار به وضوح دیده می‌شود. افزایش ضخامت در تمام انواع دیوارها به وضوح باعث افزایش مقاومت بیشینه‌ی میانگین می‌شود. تغییر ضریب پخش برحسب تغییر ضخامت رفتاری منظم و قابل پیش‌بینی از خود نشان نمی‌دهد. اما دیوارهای کلاف‌دار (عموماً ۳۵ سانتی‌متری) ضریب پخش کمتری دارند.



الف) الگوی بار شتاب مثلثی؛



ب) الگوی بار شتاب پله‌ی بی.

شکل ۸. هیستوگرام بیشینه‌ی مقاومت دیوارهای مدل WT-۲۲-F-I (کلاف‌دار).

مقادیر تحلیل و روابط آئین‌نامه‌ی جواب داد. برای این منظور از روابط مقاومت مودهای مختلف شکست، بجز مود گهواره‌ی استفاده می‌شود. مقاومت گهواره‌ی به علت ایجاد نتیجه‌ی توجیه‌ناپذیر در بخش ۴، در این مقایسه منظور نشده است. برای مقایسه‌ی نتایج تحلیلی از معیار نسبت انطباق تحلیلی  $ACR$  استفاده شده است. این نسبت عبارت است از میانگین نسبت مقاومت کمینه‌ی تعیین شده توسط ۳ مود شکست فوق  $(V_C)$ ، به مقاومت به دست آمده از مدل تحلیلی اجزای محدود  $(V_A)$  که به صورت رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$ACR = \frac{V_C}{V_A} = \frac{\min(V_{toe} + V_{shear} + V_{dt})}{V_A} \quad (7)$$

هر چه این نسبت به ۱ نزدیک‌تر باشد، انطباق بهتری بین نتایج تحلیلی و روابط آئین‌نامه‌ی وجود خواهد داشت. محاسبه‌ی مقدار ACR برای دسته‌های مختلف دیوار بدون کلاف نشان می‌دهد که مشابهت زیادی بین مقادیر آئین‌نامه‌ی و تحلیلی وجود دارد. از کلیه‌ی دسته‌ها، بیشترین انطباق برای بارگذاری جانبی شتاب مثلثی در مدل W-۳۵-G-I است. معیار ACR در این مورد  $۱٫۰۰۷$  است. این معیار شاید بتواند ملاک مناسبی برای انتخاب نوع الگوی بارگذاری جانبی باشد.

در شکل ۹، مقاومت مودهای مختلف شکست و نتایج تحلیلی برای مدل فوق مقایسه شده است، که محور افقی آن مقاومت کششی مصالح است. چنانچه دیده می‌شود نتایج تحلیلی خیلی نزدیک به کمینه‌ی مقاومت به دست آمده از روابط آئین‌نامه هستند.

## ۲.۶. تغییرمکان بیشینه

مثل مقاومت بیشینه‌ی تغییرمکان بیشینه دیوار هم تحت تأثیر پارامترهایی مثل بار ثقلی روی دیوار، الگوی بارگذاری و غیره است. لذا بعضی از این پارامترها بررسی می‌شود.

در اغلب موارد به‌ویژه در دیوارهای کلاف‌دار، میانگین  $d_u$  دیوارهای پیرامونی کمتر از مقدار آن در دیوارهای میانی است. به این ترتیب اثر بار ثقلی روی دیوار بر تغییرمکان بیشینه مثل اثر آن بر مقاومت دیوار است. پخش داده‌ها، برای موقعیت‌های مختلف دیوار کلاف‌دار و بدون کلاف نظم خاصی ندارد.

با وجود آنکه بارگذاری در برآورد تغییرشکل متعین فرض شده است، اما نوع بارگذاری بر نحوه‌ی پراکندگی  $d_u$  تأثیر دارد. بیشترین پراکندگی در دیوارهای بدون کلاف تحت شتاب پله‌یی است، در حالی که در دیوارهای کلاف‌دار بیشترین ضریب پخش تحت شتاب یکنواخت دیده می‌شود.

بیشترین مقدار میانگین  $d_u$  در دیوار بدون کلاف تحت شتاب پله‌یی و برابر  $0.997$  سانتی‌متر به‌دست آمده است. این مقدار برای دیوارهای کلاف‌دار در شتاب مثلی برابر  $1.605$  سانتی‌متر است. تأثیر الگوی بارگذاری بر مقادیر جابجایی نهایی و ضریب پخش نشان می‌دهد که الگوی بارگذاری پارامتر مهمی است. این مسئله در تحلیل استاتیکی فزاینده که در آن الگوی بار مهم است، اهمیت بیشتری دارد.

از موضوع‌های جالب توجه در این قسمت از تحلیل، اثر نوع مصالح بر تغییرمکان نهایی  $d_u$  است. در دیوارهای بدون کلاف تغییرمکان بیشینه‌ی میانگین برای مصالح خوب کمتر از مقدار آن برای مصالح متوسط بود. به عبارتی بهبود کیفیت مصالح اثر معکوس در تغییرشکل غیرخطی نهایی دیوار به‌دلیل وابستگی مدول کشسانی به مقاومت فشاری مصالح بتایی دارد. اگر مقاومت فشاری مصالح خوب  $(f_m G)$ ، برابر مقاومت فشاری مصالح متوسط  $(f_m F)$  فرض شود؛ در این صورت به علت نسبت مدول کشسانی با مقاومت فشاری، مدول کشسانی مصالح خوب  $(E_m G)$  نیز  $\alpha$  برابر مدول کشسانی مصالح متوسط  $(E_m F)$  خواهد بود. اگر کرنش حد خرابی فشاری را به‌طور تقریبی برابر نسبت مقاومت فشاری و مدول کشسانی در نظر بگیریم، در این صورت کرنش حد خرابی دو نوع مصالح یکسان و برابر  $\frac{f_m}{E_m}$  خواهد بود. اگر نسبت بین مقاومت کششی دو نوع مصالح برابر  $\alpha$  باشد، در این صورت کرنش حد خرابی کششی دو نوع مصالح نیز یکسان خواهد بود (شکل ۱۲ الف).



شکل ۱۱. مقایسه‌ی مقادیر مقاومت روابط آئین‌نامه با مدل تحلیلی اجزای محدود - دیوار کلاف‌دار (مدل ۳۵-G-I-TA،  $WT=0.468$ ،  $ACR=$ ).

## ۳.۱.۶. مقایسه‌ی نتایج احتمالاتی با مقادیر متعین آئین‌نامه

با توجه به مطالب بررسی شده این سؤال مطرح می‌شود که اگر طراحی یک دیوار فقط با میانگین مقاومت انجام شود (روش متعین)، میزان خطای ناشی از عدم قطعیت مشخصات مصالح چقدر خواهد بود. برای جواب به این سؤال، مقاومت به‌دست آمده از تحلیل احتمالاتی برای هر دیوار با کمینه‌ی مقاومت آئین‌نامه‌یی (مشخصات مصالح میانگین  $V_{avg}$ ، جدول ۲) مقایسه و احتمال اینکه مقاومت تحلیلی کمتر از  $V_{avg}$  باشد، محاسبه شده است. در جدول ۴، این نتایج برای اعمال شتاب مثلی روی دیوارهای بدون کلاف آمده است. در برخی موارد  $4.93\%$  از دیوارها مقاومت کمتری از مقادیر رابطه‌ی آئین‌نامه دارند و در برخی موارد همه‌ی دیوارها مقاومت بیشتری نشان می‌دهند. مقاومت بیشتر را می‌توان در جهت ایمنی تعبیر کرد، اما درصد بالای دیوارها با ظرفیت کمتر ممکن است خطر برآورد بیش از حد مقاومت و طراحی غیرایمن ساختمان‌های بتایی را موجب شود. نتایج بررسی مشابه (مقاومت مصالح میانگین) برای دیوارهای کلاف‌دار تحت شتاب مثلی در جدول ۵ آمده است. در اغلب موارد مقاومت به‌دست آمده بیش از  $V_{avg}$  است و حتی در ۵ حالت احتمال کم‌بودن مقاومت از  $V_{avg}$  برابر صفر است. این مطلب تأیید مجدد تأثیر کلاف در بهبود رفتار دیوار است، به طوری که وجود کلاف اطمینان دستیابی به مقاومت میانگین را در طراحی بسیار محتمل می‌سازد.

جدول ۴. مقاومت تحلیلی و کمینه‌ی مقاومت آئین‌نامه‌یی - مشخصات مصالح میانگین،  $V_{avg}$  برای الگوی بار شتاب مثلی.

مدل	ضخامت	نوع مصالح	محل دیوار	تعداد	$V < V_{avg}$	$P(V < V_{avg})(\%)$
W	۳۵	G	I	۵۰۰	۳۱۷	۶۳٫۴
	۳۵	F	I	۵۰۰	۴۲۰	۸۴٫۰
	۲۲	G	I	۵۰۰	۴۶۷	۹۳٫۴
	۲۲	F	I	۵۰۰	۵۳	۱۰٫۶
	۳۵	G	O	۵۰۰	۰	۰٫۰
	۳۵	F	O	۵۰۰	۱۷۱	۳۴٫۲
	۲۲	G	O	۵۰۰	۸۹	۱۷٫۸
	۲۲	F	O	۵۰۰	۳۵۶	۷۱٫۲



جدول ۵. مقاومت تحلیلی و کمیته‌ی مقاومت آیین‌نامه‌ی - مشخصات مصالح میانگین،  $V_{avg}$  الگوی بار شتاب مثلثی-دیوار کلاف‌دار.

مدل	ضخامت	نوع مصالح	محل دیوار	تعداد	$V < V_{avg}$	$P(V < V_{avg})(\%)$
WT	۳۵	G	I	۵۰۰	۰	۰
	۳۵	F	I	۵۰۰	۲	۰٫۴
	۲۲	G	I	۵۰۰	۰	۰
	۲۲	F	I	۵۰۰	۹	۱٫۸
	۳۵	G	O	۵۰۰	۰	۰
	۳۵	F	O	۵۰۰	۰	۰
	۲۲	G	O	۵۰۰	۰	۰
	۲۲	F	O	۵۰۰	۲۶۱	۵۲٫۲

است به علت گسیختگی زودرس مصالح، کوچک‌تر از دیواری با مصالح متوسط باشد.

در دیوار کلاف‌دار اثر کلاف بر تغییرمکان بیشینه‌ی دیوار کاملاً مشهود است. برخلاف دیوارهای بدون کلاف در مدل کلاف‌دار، در اغلب موارد، میانگین تغییرمکان بیشینه‌ی دیوار با مصالح خوب بیشتر از مقدار آن برای دیوار با مصالح متوسط است. به نظر می‌رسد استفاده از کلاف امکان مشارکت پتانسیل بالقوه‌ی مصالح خوب را در بهبود رفتار غیرخطی دیوار فراهم می‌سازد.

در شکل ۱۳، دو هیستوگرام بیشینه‌ی تغییرشکل برای گروه دیوار W-۲۲-F-I نشان داده شده است. الگوی بسامد  $d_u$  در دیوارهای بدون کلاف از یک نظم مشخص پیروی نمی‌کند. در برخی موارد توزیع داده‌ها به تابع توزیع نرمال لگاریتمی نزدیک است، اما در موارد دیگر این توزیع دنباله‌ی یکنواخت دارد.

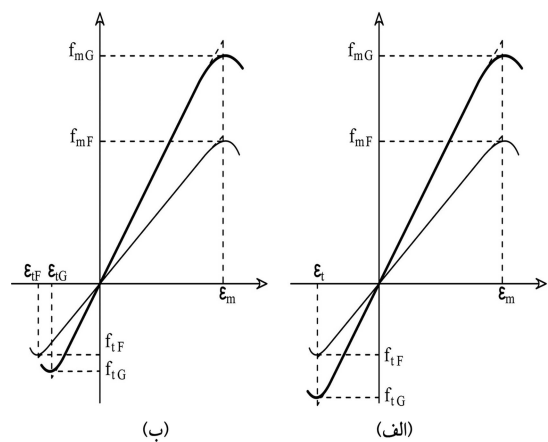
در دیوارهای کلاف‌دار توزیع داده‌ها در برخی موارد بی‌شکل و در بعضی حالات شبیه به توزیع نرمال است. نمونه‌ی هیستوگرام  $d_u$  در این دیوارها در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

#### ۱.۲.۶. پراکندگی نتایج تغییرمکان و مقاومت

ضرایب پخش تغییرمکان نهایی بسیار بیشتر از ضرایب پخش مقاومت بیشینه است. بیشترین ضریب پخش تغییرمکان نهایی در دیوار بدون کلاف ۴۰۱٪ و در دیوار کلاف‌دار ۲۴۹٪ است. حال آنکه همین ضریب برای مقاومت بیشینه‌ی دیوار بی‌کلاف ۳۷٪ و در دیوار کلاف‌دار ۲۹٫۶٪ است. ضریب پخش تغییرمکان نهایی نه فقط بسیار زیاد است، بلکه در مقایسه با مقاومت بیشینه بسیار قابل توجه است. نسبت بین ضرایب پخش مذکور گاهی به ۲۰ برابر هم می‌رسد (در مدل W-۳۵-F-O-SA ضریب پخش ۴۰۱٪ برای  $d_u$  در مقابل ۱۹٪ برای  $V_{max}$ ).

لذا می‌توان چنین نتیجه گرفت که رسیدن به یک مقدار مشخص مقاومت بیشینه در یک دیوار بتایی دست یافتنی‌تر از رسیدن به مقدار مشخصی از تغییرشکل است. به این ترتیب به نظر می‌رسد روش‌های طراحی مبتنی بر مدل‌های غیرخطی نیرو-تغییرشکل نامطمئن‌تر از روش‌های مبتنی بر مقاومت بیشینه‌ی دیوارهای بتایی هستند.

نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهند که به‌طورکلی وجود کلاف باعث کاسته‌شدن از میزان پراکندگی جابجایی نهایی می‌شود.



شکل ۱۲. منحنی تنش-کرنش مصالح بتایی خوب و متوسط.

اگر هر یک از نسبت‌های فرضی فوق برقرار نباشد، حالت‌های مختلفی برای کرنش متناظر با حد خرابی کششی و فشاری نتیجه خواهد شد. از آنجا که مقاومت کششی فقط به لحاظ نوع مصالح (خوب یا متوسط) به سایر پارامترهای مصالح وابسته است، این امکان وجود دارد که نسبت بین مقاومت کششی دو نوع مصالح کمتر یا بیشتر از  $\alpha$  باشد. شکل ۱۲ ب حالتی را نشان می‌دهد که این نسبت کمتر از  $\alpha$  است. ملاحظه می‌شود که کرنش حد خرابی کششی در مصالح خوب، علی‌رغم مقاومت بیشتر کششی کمتر از کرنش متناظر در مصالح متوسط است. این مسئله در مورد مقاومت فشاری نیز می‌تواند صادق باشد. چون مدول کشسانی با یک رابطه‌ی مشخص وابسته به مقاومت فشاری تعریف شده است و اعداد تصادفی از آن استخراج شده‌اند، نسبت بین اعداد تصادفی  $\frac{f_{tm}}{E_{tm}}$  لزوماً برابر نخواهد بود. بنابراین ممکن است نسبت بین مقاومت‌های فشاری دو نوع مصالح یا مدول کشسانی در دو نوع مصالح یکسان نباشد و در نتیجه کرنش حد خرابی فشاری در دو نوع مصالح متفاوت باشد.

آخرین حالت جالب توجه وضعیتی است که شرایط فوق در هر دو محدوده‌ی فشاری و کششی اتفاق افتد. این حالات بیانگر شرایطی هستند که با وجود مقاومت بیشتر مصالح، کرنش حد خرابی می‌تواند کوچک‌تر از حالتی باشد که مقاومت مصالح کمتر است. در صورتی که این مسئله به تغییرشکل دیوارهای بتایی تعمیم داده شود، می‌توان استنتاج کرد که تغییرمکان بیشینه‌ی دیوار با مصالح خوب ممکن

## ۷. نتیجه‌گیری

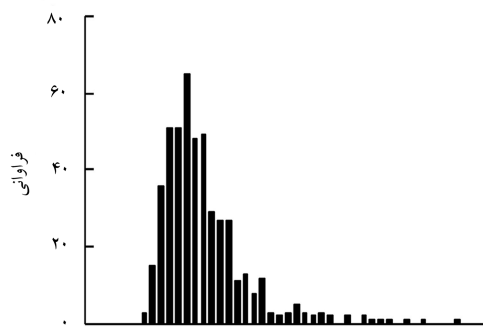
در این تحقیق رفتار دیوارهای بتایی با توجه به مشخصات تصادفی مصالح بررسی و مدل‌سازی دیوار با اجزای محدود و محاسبات احتمالاتی به روش مونت کارلو انجام شده است. کالیبره کردن مدل و متغیرهای آن با روش‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی صورت گرفته است. انطباق خوبی بین مقادیر مقاومت پیشینه‌ی تحلیلی و روابط آئین‌نامه‌ی مشاهده شد. پاسخ دیوار در ۲ گروه مقاومت پیشینه و تغییرمکان پیشینه استخراج و اثر پارامترهای آماری بر نتایج آن‌ها بررسی شده است. این موارد از مقادیر به دست آمده قابل توجه است:

- نوع بارگذاری تأثیر قابل ملاحظه‌ی در میانگین و ضریب پخش مقاومت پیشینه و تغییرمکان پیشینه‌ی دیوار دارد. بنابراین انتخاب الگوی مناسب بار، به‌ویژه در تحلیل‌های استاتیکی فزاینده حائز اهمیت است.
- بار ثقلی روی دیوار علاوه بر افزایش مقاومت بر میزان تغییرمکان پیشینه تأثیر دارد.
- بهبود مصالح دیوار بدون کلاف باعث افزایش مقاومت ولی کاهش تغییرمکان پیشینه‌ی دیوار می‌شود.
- مصالح بهتر دیوارهای کلاف‌دار هم مقاومت و هم تغییرشکل‌های پیشینه را بیشتر می‌کند. این نتایج تأثیر مثبت کلاف در بهبود رفتار غیرخطی دیوار را تأیید می‌کنند. به عبارت دیگر، وجود کلاف باعث می‌شود که بتوان از ظرفیت بالقوه‌ی دیوار با مصالح بهتر استفاده کرد.
- تابع توزیع تغییرمکان پیشینه و مقاومت پیشینه‌ی دیوار متغیر و متأثر از الگوی بار جانی است. این تابع در برخی موارد نرمال یا نرمال لگاریتمی و گاهی هم بی‌شکل است.

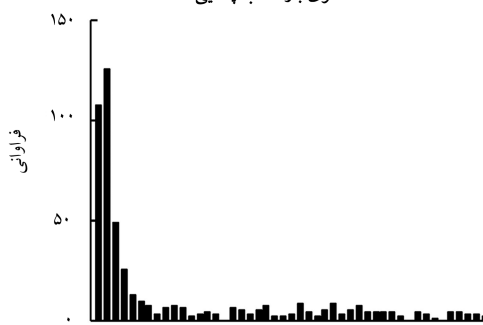
در مقایسه با مقاومت پیشینه، مقادیر تغییرمکان پیشینه پراکندگی زیادی نشان می‌دهند. در بعضی موارد ضریب پخش تغییرمکان پیشینه تا ۲۵ برابر مقدار متناظر مقاومت پیشینه است. البته این اختلاف در دیوارهای بدون کلاف بیشتر است. به این ترتیب احتمال رسیدن به یک مقدار مشخص مقاومت پیشینه در دیوار بتایی محتمل‌تر از مقدار مشخص تغییرشکل است. پس می‌توان نتیجه گرفت که روش‌های طراحی براساس مقاومت مطمئن‌تر از روش‌های طراحی مبتنی بر مدل‌های غیرخطی نیرو-تغییر شکل هستند.

تنوع زیاد پاسخ سازه در ماتریس گسترده‌ی از مقادیر مقاومت و تغییرمکان نشان‌دهنده‌ی آن است که پاسخ دیوار بتایی با استفاده از مشخصات میانگین مصالح (روش متعین) قابل پیش‌بینی نیست. در بعضی موارد تغییر در مشخصات مصالح باعث تغییر مود شکست دیوار می‌شود. گرچه استفاده از روش احتمالاتی در طراحی ساختمان‌های بتایی عملی نیست، اما از نتایج به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که قابلیت اعتماد مقادیر مقاومت پیشینه بیشتر از مقادیر تغییرمکان پیشینه است. این مطلب می‌تواند در فرایند طراحی دیوار مد نظر قرار گیرد.

مقایسه‌ی بین مدل‌های متعین (با مشخصات میانگین مصالح) با مقادیر تحلیلی نشان می‌دهد که مقادیر مقاومت دیوارهای کلاف‌دار بیش از مقاومت دیوار با مشخصات مصالح میانگین است، در حالی که نتایج دیوارهای بدون کلاف وارونه است. یعنی مقاومت دیوارهای بدون کلاف با روش متعین بیشتر از مقاومت به دست آمده از روش احتمالاتی است. این نتایج تأیید مجدد تأثیر کلاف در بهبود رفتار دیوار است، به طوری که بودن کلاف امکان دستیابی به مقاومت موردنظر طراح را فراهم می‌سازد.

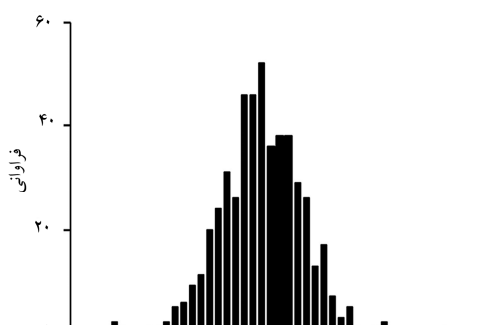


تغییر مکان حداکثر از ۰ تا ۰/۲ سانتیمتر  
الف) الگوی بار شتاب پله‌یی؟

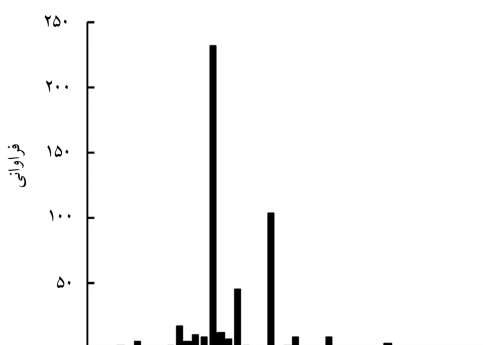


تغییر مکان حداکثر از ۰ تا ۰/۳ سانتیمتر  
ب) الگوی بار شتاب یکنواخت.

شکل ۱۳. هیستوگرام پیشینه‌ی تغییرمکان پیشینه‌ی دیوار بدون کلاف مدل W-۲۲-F-I.



تغییر مکان حداکثر از ۰ تا ۰/۳ سانتیمتر  
الف) الگوی بار شتاب یکنواخت؟



تغییر مکان حداکثر از ۰ تا ۰/۲ سانتیمتر  
ب) الگوی بار جابجایی.

شکل ۱۴. هیستوگرام پیشینه‌ی تغییرشکل دیوار کلاف‌دار - مدل WT-۲۲-F-I.

## پانویسها

1. first order reliability method
2. Mohr-Coulomb
3. Drucker-Prager
4. analytical consistency ratio

## منابع (References)

1. Iranian Center for Statistics, Annual National Statistics (In Persain) (2007).
2. Hart, G.; Sabol T.A. and Huang, S.C. "Rehabilitation of masonry buildings using reliability and decision theory", *Proceedings of the Second North American Masonry Conference, University of Maryland*, pp.27.1-27.21 (August 1982).
3. Huiyi, CH. et al., "Reliability assessment for masonry structures", *Brick and Block Masonry*, pp. 1351-1362 (1988).
4. Zorapapel, G. et al., "Structural reliability analysis of masonry shear walls", *Proceedings of Papers Presented at the Structures Congress, Atlanta*, pp. 205-210 (April 1994).
5. Zorapapel, G.T.; Hart, G.C. and Frangopol, D.M. "Performance assessment of concrete masonry wall buildings using monte carlo simulation", *TMS Journal*, **15**(1), pp. 59-66 (June 1997).
6. Schueremans, L. and Gemert, D.V. "A probabilistic model for reliability evaluation of historical masonry", *4th Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen*, pp. 703-715 (Dec. 1996).
7. Schueremans, L. and Gemert, D.V. "Reliability analysis in structural masonry engineering", *IABSE Colloquium "Saving Buildings in Central and Eastern Europe"*, Berlin, (1998).
8. Al-Harthy, A.S. and Frangopol, D.M. "Reliability analysis of masonry walls", *Proceedings of the Seventh Specialty, Massachusetts*, pp. 338-341 (August 1996).
9. Maes, M.A., Schueremans, L. and Van Balen K., *Reliability-based Assessment of Existing Masonry Structures*, 8th International Conference on Applications of Statistics and Probability (ICASP8), Sydney, **2**, pp. 689-696 (1999).
10. Benedetti, A. and Spinelli, P. "On the strength uncertainty assessment of masonry walls made with non-homogeneous brick mixtures", *Safety and Reliability*, Balkema, Rotterdam, pp. 525-530 (1999).
11. Augusti, G.; Ciampoli, M. and Giovenale, P. "A procedure for the seismic reliability assessment of monumental buildings", *8th ASCE Joint Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, Nortre Dame, Indiana, Luglio, pp. 1-6 (2000).
12. Augusti, G.; Ciampoli, M. and Giovenale, P. "Seismic vulnerability of monumental buildings", *Structural Safety*, **23**(3), pp. 253-274 (2001).
13. Augusti, G.; Ciampoli, M. and Zanobi, Z. "Bounds to the probability of collapse of monumental buildings", *Structural Safety*, **24**(2-4), pp. 89-105 (2002).
14. Hradil, P. et al. "Stochastic analysis of historical masonry structures", *Historical Constructions*, pp. 647-653 (2001).
15. Garavaglia, E.; Gianni, A. and Molina, Ch. "Reliability of porous materials: Two stochastic approaches", *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, **16**(5) pp. 419-426 (Sep./Oct. 2004).
16. Schueremans L., Van Gemert D., *Probability Density Functions for Masonry Material Parameters a Way to Go ?*, V International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Possibilities of numerical and experimental techniques, New Delhi, India, **2**, pp.921-928 (2006).
17. Bosiljkov, V.I.; Totoev, Y.Z. and Nichols, J.M. "Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: An experimental perspective", *Structural Engineering & Mechanics*, **20**(1), pp. 21-44 (2005).
18. Brencich, A.; Corradi, C. and Sterpi, E. "Experimental approaches to the compressive response of solid clay brick masonry", *13th International Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam (July 2004).
19. <https://www.era.lib.ed.ac.uk/>.
20. Hansen, K.F. "Bending and shear tests with masonry", *Sbi Bulletin 123 - Danish Building Research Institute* (1999).
21. Atkinson, R.H. and Yan, G.G. "Results of a statistical study of masonry deformability", *TMS Journal*, **9**(1), pp. 81-94, (August 1990).
22. Maurenbrecher, A.H.P., *Axial Compression Tests on Masonry Walls and Prisms*, Proceedings of the Third North American Masonry Conference, University of Texas at Arlington, Texas, pp.19.1-19.14 (1985).
23. Tasnimi, A. "Behavior of Brick Walls in Iranian Standard 2800" Center for Building and Housing Research (In Persain)(2007).
24. Schmidt, B.J. and Bartlett, F.M. "Review of resistance factor for steel: Data collection", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **29**(1), pp. 98-108 (2002).
25. Homae, P. "Analysis of Seismic Reliability of Steel Rigid Framces," Doctoral Dissertation under Dr.Agha Kuchak, Tarbiat Modaress University (In Persain) (2009).
26. American Society of Civil Engineers, "Seismic rehabilitation of existing buildings", *American Society of Civil Engineers, ASCE 41-06*, (2007).

27. Willam, K.J. and Warnke, E.P. "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete", *Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, **19**, ISMES, Bergamo, Italy, p. 1-30 (1975).

28. Federal Emergency Management Agency, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *Federal Emergency Management Agency, FEMA 356*, (November 2000).

29. Manshuri, M.R. "Investigation of the Method of Analysis of Capacity CSM and Nonlinear Modal Incremental Static Analysis Technique MPA," M.S. Thesis, under M. Ghafoori Ashtiani and A. Sarvghad Moghadam, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (In Persian) (2009).

30. Roshan, R., M.S. Seminar under A.Sarvghad Moghadam, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (In Persian) (2009)

# PROBABILISTIC STUDY OF NONLINEAR BEHAVIOR OF MASONRY WALLS WITH OR WITHOUT TIE BEAMS

M. J. Jabbarzadeh

F Arbabi

Department of Structural Engineering, IIEES  
Iran

## Abstract:

Masonry buildings are some of the most popular structures in Iran. Unfortunately this type of building is very vulnerable during earthquakes. Masonry walls are the basic elements providing strength and stiffness to masonry structures. Experimental results of masonry prisms show significant variations in the strength and stiffness of the units. The purpose of this paper is to study the effects of variations in the properties of masonry units in the behavior of masonry walls. In view of the lack of material data, Monte Carlo simulations are used in the analysis of walls. Statistical data collected on real materials are used in the analysis. These include compression strength, tensile strength and modulus of elasticity. These basic parameters are modeled as random variables. A finite element model of the wall is used, along with the said random variables. The validity of the finite element model is established by three different checks: Comparison with closed form solutions, experimental results and code formulas. From the Monte Carlo simulation, two parameters were obtained; ultimate displacement and maximum strength. These were extracted from a pushover, nonlinear analysis.

A parametric study was conducted in order to establish the effect of various parameters on the behavior of walls. The parameters included wall thickness (with two values 22 and 35cm), gravity load, based on the tributary area of the roof (roofs with 2 or 4 m spans), quality of material (fair, good), and type of lateral load simulating earthquake (with uniform, stepped and triangle accelerations, as well as displacement of a point of the roof). The last parameter was in the presence or absence of tie beams. The results show that gravity load will affect the maximum strength of the wall, as well as the final displacement. The type of lateral load will affect maximum strength, final displacement and their distribution probabilities. This is a noteworthy result, because the pattern of lateral load is a significant factor in pushover analysis. In masonry walls without tie beams, the strength of the wall increases with the use of good material. However, for the same type of wall, the final displacement is reduced with the use of good material. This is despite the fact that the use of good material increases both strength and final displacement in walls with tie beams. In other words, in the latter, wall ductility is increased. Another conclusion is that the coefficient of variation of the final displacement is larger than that of the maximum strength. This discrepancy can be up to 20 times. Therefore, when designing a masonry wall, it is much more difficult to reach a target displacement than a specific value of strength.

**Keywords:** Masonry Walls, Probabilistic Study, Material Uncertainty, Monte Carlo Simulation, Nonlinear Finite Elements.