

ارزیابی روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان در طرح لرزه‌ی دیوارهای برشی بتن مسلح

مجتبی شابدین (کارشناس ارشد)

مسعود سلطانی‌محمدی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۸، شماری ۴، ص. ۳۸-۲۵

هدف از این تحقیق ارزیابی روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان در طراحی لرزه‌ی دیوارهای برشی بتن مسلح است. برای این منظور ۴ دیوار برشی بتن مسلح طره با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ با استفاده از روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان برای محدوده‌ی تغییرمکان نسبی مشخص، طراحی شد و مورد تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی IDA قرار گرفت و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها با فرضیات طراحی مقایسه شدند. نتایج تحلیل حاکی از آن است که روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان بر مبنای پیشنهادات پرسیلی منجر به پیش‌بینی مناسب تغییرمکان‌ها نشده است و تغییرمکان‌های پیش‌بینی‌شده با این روش اغلب اختلاف قابل توجهی با نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی دارد. با توجه به بررسی‌های صورت‌گرفته، علت این اختلاف بررسی و پیشنهاد‌های اصلاحی ارائه شد و مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSees انجام شده است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی بتن مسلح، طراحی براساس تغییرمکان، طراحی مستقیم براساس تغییرمکان، طرح لرزه‌ی.

mojtaba.shabdin@gmail.com
msoltani@modares.ac.ir

مقدمه

بررسی می‌شود، رفتار واقعی تری از سازه‌ها به دست می‌آید.^[۱] از بین روش‌های طراحی براساس عملکرد، روش‌های طراحی لرزه‌ی براساس تغییرمکان^۲ (تغییر مکان به عنوان پارامتر اصلی طراحی) مقبولیت بیشتری در جامعه‌ی مهندسی دارند و به تدریج در استانداردهای طراحی مدرن در حال تکمیل و توسعه‌اند. در این روش‌ها برخلاف روش آیین‌نامه‌های فعلی که نیروها اساس کار هستند، تمرکز روی تغییرمکان‌هاست. در جریان طراحی، یک نیروی برش پایه به دست می‌آید و بین اجزاء مختلف سازه‌ی توزیع می‌شود و مقاومت‌ها در این اجزاء برای رسیدن به یک تغییرمکان هدف تعیین می‌شوند. مشاهده می‌شود که این روش (که در آن تغییرمکان منجر به مقاومت می‌شود) عکس روش‌های طراحی موجود است که در آن‌ها مقاومت منجر به تخمین تغییرمکان می‌شود.^[۳]

روش‌های مختلفی برای انجام طراحی‌های لرزه‌ی براساس تغییرمکان پیشنهاد شده است. از جمله معروف‌ترین و پرکاربردترین این روش‌ها، روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان^۳ است که طی ده سال اخیر با هدف کاهش نقایص روش‌های طراحی براساس نیرو توسعه یافته است،^[۴] که هدف اصلی این تحقیق نیز ارزیابی همین روش (طراحی مستقیم براساس تغییرمکان) در تخمین برش پایه‌ی طراحی دیوارهای برشی بتن مسلح است. برای این منظور تعدادی دیوار برشی با ارتفاع‌های مختلف با استفاده از این روش طراحی شدند و آنگاه دیوارهای طراحی‌شده با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مختلف مورد تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

در طول تاریخ بشری، زلزله‌ها باعث تلفات جانی و مالی زیادی شده‌اند. امروزه علی‌رغم پیشرفت‌های قابل توجه در کاهش خطرات لرزه‌ی ناشی از زلزله، به علت سرعت شهرسازی در مناطق لرزه‌خیز، خطر همچنان در حال افزایش است. سال‌ها، اهداف اصلی طراحی‌های لرزه‌ی عمدتاً روی حفاظت از جان انسان و جلوگیری از خسارت‌های عمده بعد از وقوع زلزله‌های عظیم متمرکز بود و معیار تکمیلی که خدمت‌رسانی سازه بعد از زلزله را با محدودکردن خسارت به یک سطح مشخص تضمین می‌کند، به وضوح در نظر گرفته نمی‌شد. خسارت‌های اخیر ناشی از زلزله‌های لوماپرتا (۱۹۸۹) و نورتریج (۱۹۹۴) لزوم تکمیل و توسعه‌ی روش‌ها و معیارهای دقیق و جامع‌تر در طرح لرزه‌ی را بیش از پیش نمایان ساخت. در سال‌های اخیر روش‌های طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد^۱ به منزله‌ی روشی جایگزین برای دستیابی به این اهداف مورد تحقیق و توسعه قرار گرفته است.^[۱]

در اثر وقوع زلزله‌های شدید خسارت‌های قابل توجهی به سبب رفتار غیرکشسان سازه‌ها به آن‌ها وارد می‌شود، چرا که بعد از محدوده‌ی کشسان تغییرات مقاومت ناچیز است و تغییر شکل‌های خمیری که ارتباط نزدیک‌تری با خسارت دارند، حاکم می‌شوند. در روش طراحی براساس عملکرد، چون عملکرد غیرخطی اجزاء سازه

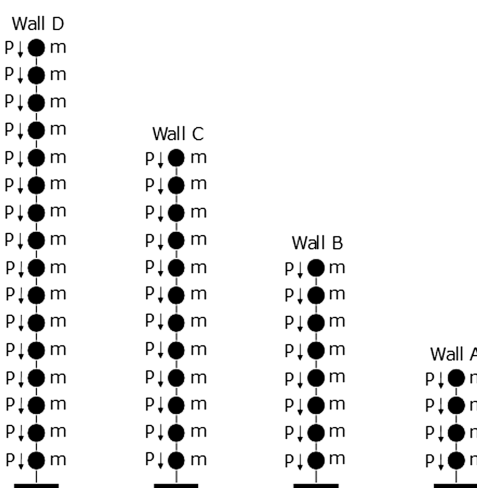
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۴/۲۲، اصلاحیه ۱۳۸۹/۱۰/۴، پذیرش ۱۳۸۹/۱۱/۲۶.

ورودی لرزه‌یی برای روش طراحی لرزه‌یی براساس تغییرمکان

روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان (DDBD) مهندسان زلزله را موظف می‌کند که ورودی‌های لرزه‌یی مناسبی برحسب تغییرمکان‌های طیفی در دوره‌های تناوب بلند برای محدوده‌یی از نسبت‌های میرایی فراهم کنند.^[5] اما تاکنون طیف طراحی تغییرمکان به‌خصوصی برای روش‌های طراحی بر مبنای تغییرمکان به‌صورت جامع توصیه نشده است. تعریف بارگذاری زلزله، در دستورالعمل‌های لرزه‌یی مدرن در سراسر جهان، با استفاده از یک طیف پاسخ شتاب متداول است. طیف تغییرمکان متناظر می‌تواند با دو بار تقسیم‌کردن طیف شتاب بر $\omega = 2\pi/T$ محاسبه شود که در آن T دوره‌ی تناوب طبیعی ارتعاش است، که در این حالت تغییرمکان‌های طیفی نسبت به دوره‌ی تناوب حتی در دوره‌های تناوب بلند نیز افزایش می‌یابند.^[6] اما در واقعیت تغییرمکان‌های طیفی از یک دوره‌ی تناوب به بعد (طبق پیشنهاد آئین‌نامه‌ی اروپا در حدود ۳ ثانیه) دیگر افزایش نخواهند یافت و به سمت ثابت شدن پیش می‌روند و حتی در دوره‌های تناوب خیلی بلند (حدود ۱۰ ثانیه) به سمت تغییرمکان بیشینه‌ی زمین (PGD) میل می‌کنند. اما نکته‌ی مهم اینجاست که به جز توصیه‌های EC8^[7] و آئین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌یی فرانسه، دیگر دستورالعمل‌های لرزه‌یی، تغییرمکان‌های طیفی‌یی را ارائه می‌کنند که با افزایش دوره‌ی تناوب به صورت نامحدود افزایش می‌یابند.^[6] طیف تغییرمکان برای استفاده در طراحی‌ها در دست توسعه است. بنابراین با توجه به نبود طیف تغییرمکان مناسب برای انجام طراحی‌های لرزه‌یی براساس تغییرمکان، برای انجام طراحی‌ها در این تحقیق از طیف تغییرمکان میانگین ۷ شتاب‌نگاشت، که از بین ۲۰ شتاب‌نگاشت متناسب با ساختگاه موردنظر انتخاب شده‌اند، استفاده شده است. رکوردهای انتخابی از پایگاه اطلاعات جنبش قوی زمین دانشگاه برکلی استخراج شده‌اند. زلزله‌های انتخابی همگی دارای مشخصات دور از گسل هستند که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

شکل ۲، طیف‌های تغییرمکان متناظر با شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده به همراه طیف میانگین آن‌ها در مقایسه با طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲] را نشان می‌دهد. با توجه به دو بعدی بودن تحلیل‌ها از بین دو مؤلفه‌ی طولی و عرضی زلزله‌ها، مؤلفه‌ی با PGA بزرگ‌تر انتخاب شده است. تمامی شتاب‌نگاشت‌ها به بیشینه‌ی شتاب زمین برابر با $0.35g$ هم‌پایه شده‌اند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در طیف تغییرمکان متناظر با طیف طرح شتاب آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲]، عرض‌های طیفی با افزایش دوره‌ی تناوب حتی در دوره‌های تناوب بلند هم به‌صورت نامحدود افزایش می‌یابد و هیچ آفتی در آن مشاهده نمی‌شود، در حالی‌که طیف میانگین



شکل ۱. شمایی کلی از دیوارهای مورد استفاده در تحلیل‌ها و طراحی‌ها.

قرار گرفتند. با توجه به نتایج تحلیل‌ها و مقایسه‌ی آن‌ها با نتایج طراحی، دقت روش در پیش‌بینی پارامترهای طراحی ارزیابی و پیشنهاد‌های اصلاحی ارائه شدند.

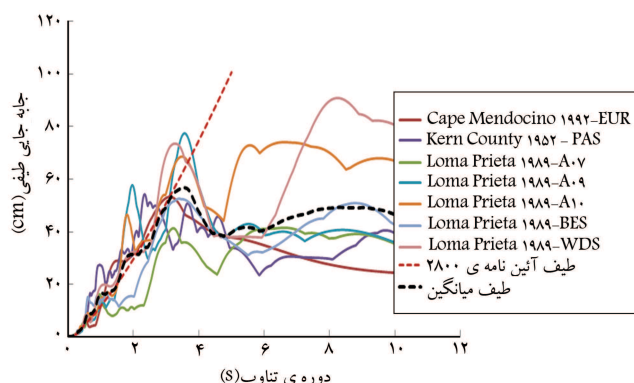
انتخاب سازه‌ی مورد بررسی

در این تحقیق از ۴ دیوار برشی بتن مسلح طره با تعداد طبقات و ارتفاع‌های مختلف استفاده شده است. این دیوارها به ترتیب دارای ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه (هر طبقه با ارتفاع ۳ متر) هستند. شکل ۱ نمایی کلی از این دیوارها را نشان می‌دهد. آنگاه هر یک از این دیوارها با استفاده از روش طراحی لرزه‌یی براساس تغییرمکان (به‌منزله‌ی ابزاری برای طراحی و نه ارزیابی) طراحی شده‌اند. بدین معنی که در ابتدا ابعاد و مشخصات دیوارها مشخص نیستند، بلکه دیوارها با توجه به طول و ارتفاعشان براساس این روش طراحی می‌شوند که حاصل این طراحی یک برش و یک لنگر پایه خواهد بود.^[۳]

تمامی دیوارها دارای توزیع جرم و بارهای ثقلی یکسانی در طبقات مختلف‌اند. مقدار جرم طبقات ۵۰ تن و بار ثقلی هر یک از طبقات ۱۵ تن در نظر گرفته شده است. این دیوارها با استفاده از روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان برای تغییرمکان نسبی (دریافت) ۲٪ طراحی شده‌اند. محل موردنظر دارای خطر لرزه‌خیزی زیاد و نوع خاک آن مطابق با خاک نوع II آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲] در نظر گرفته شده است.

معرفی روش طراحی براساس تغییرمکان

در اثر زلزله، نیروها و تغییرمکان‌هایی در سازه‌ها ایجاد می‌شود. این نیروها و تغییرمکان‌ها در سیستم‌های کشسان مستقیماً وابسته به سختی سیستم و در سازه‌هایی که به‌صورت غیرکشسان رفتار می‌کنند، وابسته به تغییرمکان موجود و همچنین تاریخچه‌ی تغییرمکان در طول رفتار سازه است. بنابراین در توسعه‌ی روش طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد، که در آن تأکید بر رفتار غیرارتجاعی سیستم‌های سازه‌یی تحت زلزله‌های شدید است، استفاده از تغییرمکان نسبت به نیرو یا به عبارت دیگر روش طراحی براساس تغییرمکان مناسب‌تر است.^[۳]



شکل ۲. طیف‌های تغییرمکان میانگین ۷ شتاب‌نگاشت در مقایسه با طیف ۲۸۰۰.

جدول ۱. مشخصات ۷ شتاب‌نگاشت انتخابی.

نام رکورد زلزله	ایستگاه ثبت رکورد	سال وقوع	شدت زلزله (ریشتر)	فاصله از گسل (کیلومتر)
Cape Mendocino-EUR	Eureka-Myrtle & West	۱۹۹۲	۷٫۱	۴۴٫۶
Kern County-PAS	Pasadena-CIT Athenaeum	۱۹۵۲	۷٫۴	۱۲۷
Loma Prieta-A ^۰ ۷	APEELV-Pulgas	۱۹۸۹	۶٫۹	۴۷٫۷
Loma Prieta-A ^۰ ۹	APEEL۹-Crystal Springs Res	۱۹۸۹	۶٫۹	۴۶٫۹
Loma Prieta-A ^{۱۰}	APEEL۱۰-Skyline	۱۹۸۹	۶٫۹	۴۷٫۸
Loma Prieta-BES	Belmont-Envirotech	۱۹۸۹	۶٫۹	۴۹٫۹
Loma Prieta-WDS	Woodside	۱۹۸۹	۶٫۹	۳۹٫۹

حاصل از ۷ شتاب‌نگاشت علی‌رغم انطباق مناسب با طیف طراحی آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲] در بخش‌های ابتدایی، از یک دوره‌ی تناوب به بعد (در حدود ۳ ثانیه) شروع به کاهش می‌کند و از طیف طراحی ۲۸۰۰ فاصله می‌گیرد که این موضوع کاملاً مطابق با بحث‌های ارائه‌شده در مورد طیف‌های طراحی است و نشان می‌دهد که طیف طراحی آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲] به‌منظور انجام طراحی بر مبنای تغییرمکان برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب بلند قابل اعتماد نیست.

پایه (چرخش مفصل خمیری) کنترل‌کننده‌ی طراحی است و در رابطه‌ی ۵ به جای θ_{dn} ، θ قرار می‌گیرد و در غیر این صورت دریافت آئین‌نامه، کنترل‌کننده و $\theta = \theta_c$ است (رابطه‌ی ۵).

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta - \theta_{yn})H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^* \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\theta - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}\right) H_i \quad (5)$$

-- تعیین تغییرمکان Δ_{eff} ، جرم M_{eff} و ارتفاع مؤثر سازه‌ی جایگزین (از رابطه‌های ۶ الی ۸)،

$$\Delta_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^*)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6)$$

$$M_{eff} = \sum_{i=1}^n \frac{(m_i \Delta_i)}{\Delta_{eff}} \quad (7)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (8)$$

-- محاسبه‌ی تغییرمکان تسلیم در ارتفاع مؤثر ($H_i = H_e$) و تعیین شکل‌پذیری تغییرمکان $\mu = \Delta_{eff} / \Delta_{ye}$ ،

-- تعیین نسبت میرایی مؤثر (از رابطه‌ی ۹)،

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (9)$$

این رابطه برای پل‌ها و دیوارهای بتنی است.^[۳]

-- انتخاب طیف تغییرمکان مناسب برای انجام طراحی‌ها و تعیین طیف تغییرمکان برای میرایی مؤثر با استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی آئین‌نامه‌ی اروپا (EC۸) مطابق رابطه‌ی ۱۰،^[۳]

$$\Delta_{e,\xi_{eff}} = \Delta_{e,0.5} \cdot \left(\frac{0.7}{0.7 + \xi} \right)^\alpha \quad (10)$$

که در آن α ضریب وابسته به واردشدن شرایط نرمال یا پالس سرعت است که به‌ترتیب اعداد ۰٫۵ و ۰٫۲۵ در نظر گرفته می‌شود.

روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان (DDBD)، برپایه‌ی روش سازه‌ی جایگزین برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی یک سیستم غیرکشسان با سختی K_{eff} ، میرایی ξ_{eff} و دوره‌ی تناوب مؤثر T_{eff} است. گام‌های اصلی این روش به این صورت است:^[۳]

روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان

-- محاسبه‌ی انحنا و دریافت تسلیم،
با فرض یک توزیع مثلثی ساده‌ی انحنا - ارتفاع برای مود اول، دریافت تسلیم در بالای دیوار برابر است با (رابطه‌ی ۱):

$$\theta_{yn} = \frac{\varepsilon_y H_w}{l_w} \quad (1)$$

که در آن، ε_y کرنش تسلیم، H_w و l_w به ترتیب ارتفاع و طول دیوار هستند. در این حالت انحنا تسلیم نیز از رابطه‌ی ۲ محاسبه خواهد شد:

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{l_w} \quad (2)$$

-- محاسبه‌ی تغییرمکان تسلیم در تراز طبقات مختلف (از رابطه‌ی ۳)،

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^* \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) \quad (3)$$

-- محاسبه‌ی دریافت بحرانی در بالای دیوار،
با یک تقریب منطقی که چرخش مفصل خمیری در پایه‌ی دیوار متمرکز است، خواهیم داشت:

$$\theta_{dn} = \theta_{yn} + \theta_{pn} = \frac{1/6 \varepsilon_y H_n}{l_w} + \left(\phi_m - \frac{2/3 \varepsilon_y}{l_w} \right) L_p \leq \theta_c \quad (4)$$

که در آن، θ_{dn} ، θ_{pn} به ترتیب دریافت بحرانی، دریافت ناشی از چرخش مفصل خمیری و دریافت ناشی از انحنا کشسان دیوار در بالای دیوار است.

-- قرائت دوره‌ی تناوب از روی طیف تغییرمکان با توجه به تغییرمکان طراحی به‌دست‌آمده (شکل ۳) و آنگاه محاسبه‌ی سختی مؤثر و برش پایه (از رابطه‌ی ۱۱)،

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}, \quad V_{eff} = V_u = K_{eff} \cdot \Delta_{eff} \quad (11)$$

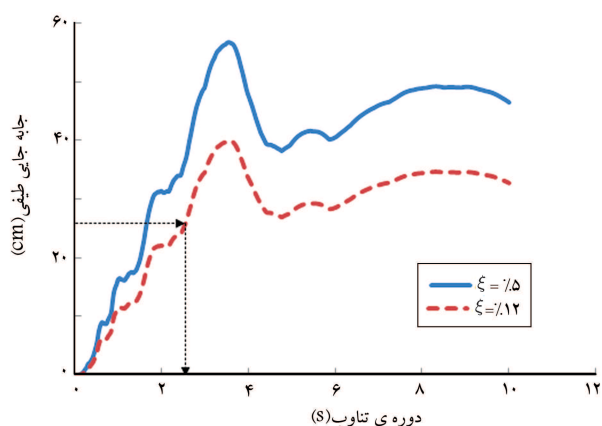
مشخصات سیستم یک درجه آزادی معادل به‌دست‌آمده برای دیوارهای مختلف مورد بررسی در این تحقیق در جدول ۲ خلاصه شده است. نتایج حاصل از انجام طراحی‌های لرزه‌یی دیوارهای برشی به همراه ابعاد کلی دیوارها (یعنی طول و ارتفاع دیوار) در جدول ۳ ارائه شده است.

حال با توجه به خروجی طراحی‌های لرزه‌یی براساس تغییرمکان، ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری دیوارها براساس آئین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) تعیین می‌شود. طراحی دیوارهای برشی براساس ضوابط شکل‌پذیری بالا صورت گرفته است. طراحی دیوارها به گونه‌یی انجام شده است که ظرفیت مقطع دقیقاً برابر با لنگر طراحی است و هیچ حاشیه‌ی اطمینانی در طراحی منظور نشده است. مقطع دیوارها به صورت I شکل است (دیوار برشی همراه با المان مرزی) و جزئیات آرماتورگذاری دیوارهای برشی طراحی‌شده در جدول ۴ آورده شده است. مقاومت فشاری بتن برابر با ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و وزن واحد حجم آن ۲۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب نظر گرفته شده است. فولاد میلگردهای مورداستفاده از جنس AIII با مقاومت ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع فرض شده است.

به منظور اطمینان از عدم تشکیل مفصل‌های خمیری در دیگر نقاط دیوار به جز پایه‌ی آن، از یک مقطع واحد در کل ارتفاع دیوارها استفاده شده است. به این معنی که هر مقطعی که با توجه به طراحی‌ها برای پایه‌ی دیوار به‌دست آمده است، برای کل ارتفاع دیوار از همان مقطع استفاده شده است. لازم به ذکر است که این موضوع فقط فرضی برای تحلیل است و در مرحله‌ی طراحی بسته به نیاز لرزه‌یی هر مقطع طراحی انجام می‌شود.

مدل‌سازی

مدل‌سازی و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی دیوارهای برشی موردنظر با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. این نرم‌افزار با کار تحقیقاتی گسترده در دانشگاه برکلی آمریکا توسعه یافته است. نرم‌افزار OpenSees این اختیار را به کاربر می‌دهد که مصالح، المان‌ها، و الگوریتم‌های حل مختلف و مناسب‌تر برای شبیه‌سازی یک تحلیل خاص را انتخاب کند.^[۸] برای مدل‌سازی دیوارهای برشی بتن مسلح، از روش مدل‌سازی به صورت المان تیر-ستون (ستون معادل) استفاده شده است. در این مدل برای مدل‌سازی خصوصیات دیوار در هر طبقه یک ستون معادل به‌کار رفته و



شکل ۳. طیف تغییرمکان کاهش یافته با استفاده از میرایی.

جدول ۲. مشخصات سیستم یک درجه‌ی آزاد معادل برای دیوارهای مختلف.

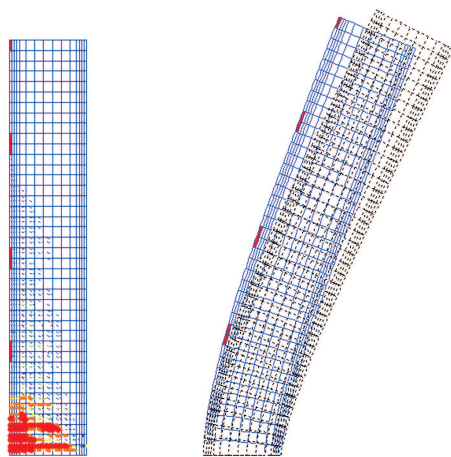
مشخصات	طبقه ۴	طبقه ۸	طبقه ۱۲	طبقه ۱۶
Δ_{eff} (m)	۰/۱۴	۰/۲۶	۰/۳۴	۰/۴۴
M_{eff} (ton)	۱۵۴/۴۳	۲۸۷/۰۱	۳۹۷/۳۶	۵۱۲/۹۱
H_{eff} (m)	۹/۳۲	۱۷/۸۰	۲۶/۸۳	۳۵/۷۳
Δ_y (m)	۰/۰۶	۰/۱۳	۰/۲۶	۰/۳۷
μ	۲/۳۴	۱/۹۹	۱/۳۳	۱/۲۰
ξ_{eff} (%)	۱۳	۱۲	۹	۷
T_{eff} (sec)	۱/۵۵	۲/۵۵	۲/۷۰	۳/۰۵
K_{eff} (KN/m)	۲۵۳۸	۱۷۴۳	۲۱۵۲	۲۱۷۷
V_{eff} (ton)	۳۷	۴۶	۷۵	۹۷
M_b (ton-m)	۳۴۶	۸۱۷	۲۰۲۲	۳۴۸۴

جدول ۳. نتایج حاصل از طراحی دیوارهای برشی براساس تغییرمکان.

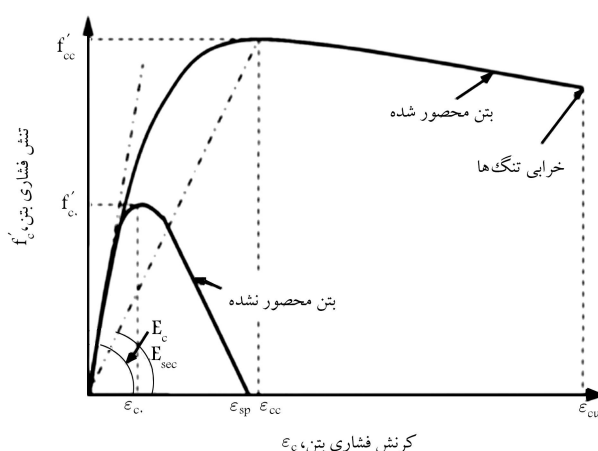
دیوار	طول دیوار (m)	ارتفاع دیوار (m)	برش پایه‌ی طراحی (ton)	لنگر پایه‌ی طراحی (ton-m)
طبقه ۴	۲	۱۲	۳۷	۳۴۶
طبقه ۸	۳	۲۴	۴۶	۸۱۷
طبقه ۱۲	۴	۳۶	۷۵	۲۰۲۲
طبقه ۱۶	۵	۴۸	۹۷	۳۴۸۴

جدول ۴. جزئیات آرماتورگذاری دیوارهای برشی.

دیوار	طول دیوار (m)	ضخامت (cm)	ابعاد المان مرزی (cm)	آرماتورهای طولی المان مرزی	آرماتورهای طولی جان	آرماتورگذاری ویژه
طبقه ۴	۲	۲۰	۳۰ × ۳۰	۱۲T۱۶	T۱۰@۳۰	T۱۴@۱۰
طبقه ۸	۳	۲۰	۴۰ × ۴۰	۱۶T۱۶	T۱۰@۲۵	T۱۶@۱۰
طبقه ۱۲	۴	۳۰	۵۰ × ۵۰	۲۰T۲۰	T۱۲@۲۵	T۱۶@۱۰
طبقه ۱۶	۵	۳۰	۶۰ × ۶۰	۲۴T۲۲	T۱۲@۲۵	T۱۶@۱۰



شکل ۵. نحوه توزیع ترک‌ها و تغییر شکل دیوار برشی در مدل اجزاء محدود تحلیل شده توسط WCOMD.



شکل ۶. مدل تنش-کرنش برای بتن فشاری.

انجام تحلیل‌ها

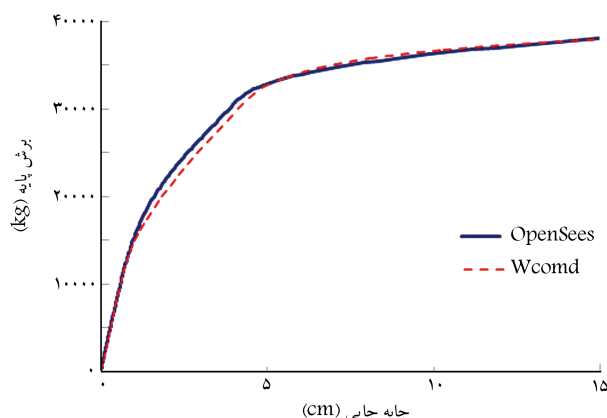
با مشخص شدن جزئیات دیوارهای برشی، این دیوارها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شدند و مورد تحلیل‌های تاریخی‌های زمانی غیرخطی قرار گرفتند. به منظور ارزیابی نتایج به دست آمده از طراحی‌ها، برای انجام تحلیل‌ها از شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تولید طیف میانگین طراحی‌ها (جدول ۱) استفاده شده است. همچنین به منظور ارزیابی همه‌جانبه و دقیق‌تر، تحلیل‌ها به صورت دینامیکی افزاینده (IDA) انجام شده است. برای این منظور هریک از شتاب‌نگاشت‌ها به ترتیب به مقادیر ۰/۱، ۰/۲۵، ۰/۳۵، ۰/۵، ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ برابر شتاب زمین مقیاس شده‌اند.

توزیع تغییرمکان ناشی از تحلیل‌های تاریخی‌های زمانی در ارتفاع برای هریک از ۷ شتاب‌نگاشت انتخابی در شتاب بیشینه ۰/۳۵g (شتاب طرح) به همراه توزیع میانگین آن‌ها برای دیوارهای ۴ و ۱۶ طبقه در شکل ۷ نمایش داده شده است. به منظور انجام مقایسه، توزیع تغییرمکان به دست آمده از روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان براساس رابطه‌ی پیشنهادی توسط پرسیلی و همکاران^[۳] نیز با خط چین پررنگ در شکل‌ها نمایش داده شده است.

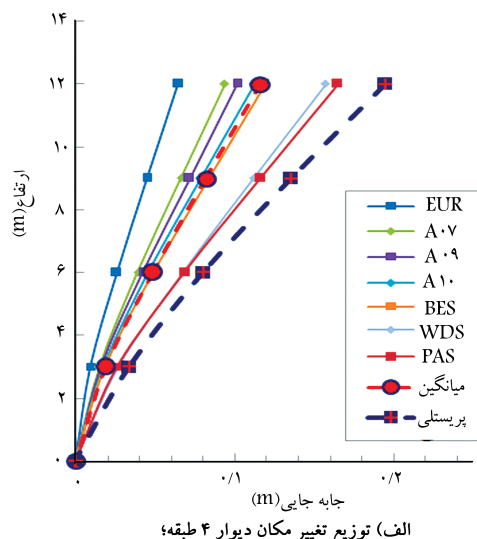
لازم به ذکر است که توزیع تغییرمکان‌های نشان داده شده در شکل ۷ در یک

به هر یک از طبقات یک گره اختصاص داده شده و توزیع جرم و بارهای ثقلی هر طبقه به صورت متمرکز به این گره‌ها اختصاص یافته است. در نرم‌افزار OpenSees به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های تیر-ستونی از مدل فیبری استفاده می‌شود که در آن المان‌های تیر-ستونی به صورت دسته‌بندی از رشته‌های طولی بتنی و فولادی در نظر گرفته می‌شوند و از جمع اثر رفتار رشته‌ها و یا به بیان دیگر فیبرهای بتنی و فولادی، رفتار المان بتن مسلح برآورد می‌شود. در مدل فیبری فرض می‌شود که رشته‌های طولی بتنی و فولادی فقط به صورت محوری اثر می‌کنند. لذا اثرات ناشی از ترک‌خوردگی‌های برشی و خرابی برشی در تحلیل منظور نمی‌شوند که در دیوارهای کوتاه و با مود رفتاری برشی می‌تواند باعث تقریب در نتایج شوند. اما با توجه به اینکه در مرحله‌ی طراحی می‌توان سازه را به گونه‌ی طراحی کرد که رفتار خمشی حاکم باشد، بنابراین تا حدود زیادی این خطا از بین خواهد رفت. پرسیلی و همکاران برای بررسی رفتار دیوار برشی با نسبت ارتفاع به طول بزرگ‌تر از ۳ نیز از مدل فیبری استفاده کرده است.^[۳] در دیوارهای مورد بررسی در این تحقیق نسبت ارتفاع به طول بزرگ‌تر از ۶ است و همگی آن‌ها به صورت خمشی رفتار می‌کنند و اثرات مربوط به تغییر شکل‌های برشی بسیار ناچیز خواهد بود. برای بررسی این مسئله کوتاه‌ترین دیوار طراحی شده (دیوار ۴ طبقه) در این تحقیق، که در واقع مستعدترین دیوار برای برشی عمل‌کردن است، مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور دیوار ۴ طبقه با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود WCOMD (تولید شده در دانشگاه توکیو ژاپن) با قابلیت مدل‌سازی رفتار دیوارهای برشی بر مبنای روش ترک پخشی (Smeared Crack) مورد تحلیل بارافزون قرار گرفت. مقایسه‌ی نتایج تحلیل بارافزون به دست آمده از مدل فیبری نرم‌افزار OpenSees در مقایسه با نتایج تحلیل WCOMD در شکل ۴ ارائه شده است که نشان‌دهنده‌ی قابل قبول بودن فرض عدم تأثیر تغییر شکل‌های برشی در رفتار دیوار است. شکل ۵ نمای توزیع ترک‌ها در دیوار برشی و همچنین نحوه‌ی تغییر شکل دیوار تحت بارهای جانبی وارده را نشان می‌دهد.

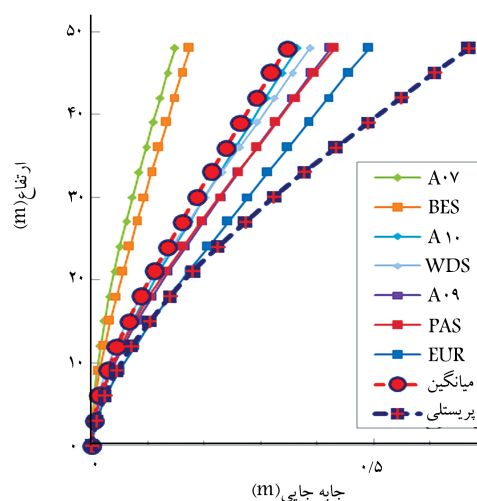
همچنین با استفاده از امکانات این نرم‌افزار اثر $(p - \delta)$ نیز در تحلیل‌ها لحاظ شده است. مدل رفتاری که در نرم‌افزار OpenSees مورد استفاده قرار می‌گیرد، شبیه به مدل رفتاری مندر^۴ است (شکل ۶). در تحلیل‌های صورت گرفته اثرات محصورکنندگی آرماتورگذاری عرضی و ویژه در المان‌های مرزی دیوار نیز با استفاده از روابط مندر لحاظ شده است.^[۹]



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی پوش‌آور دیوار ۴ طبقه با استفاده از نرم‌افزار WCOMD و OpenSees.



الف) توزیع تغییر مکان دیوار ۴ طبقه؛



ب) توزیع تغییر مکان دیوار ۱۶ طبقه.

شکل ۷. توزیع تغییر مکان ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی ۷ شتاب‌نگاشت به همراه توزیع میانگین آن‌ها در شدت $0.35g$ در مقایسه با توزیع تغییر مکان به دست آمده از رابطه‌ی پریسلی.

جدول ۵. میانگین دررفت‌های ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی دیوارهای مختلف.

طبقه ۱۶	طبقه ۱۲	طبقه ۸	طبقه ۴	Δ_n (m)
0.345	0.323	0.317	0.116	
1.33	1.47	1.51	1.35	θ_c (%)

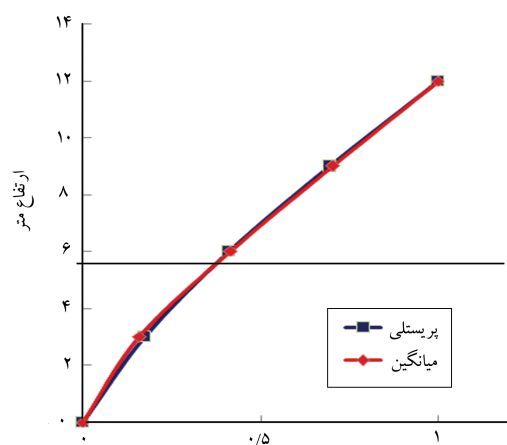
لحظه که تغییر مکان در تراز بام دیوارها به بیشینه‌ی میزان خود رسیده است، اتفاق افتاده است.

میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان‌های ثبت شده در تراز بام دیوارهای مذکور ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی شتاب‌نگاشت‌های مختلف در شتاب بیشینه‌ی $0.35g$ به همراه دررفت‌های محاسبه شده براساس این تغییر مکان‌ها در جدول ۵ نمایش داده شده است. در این جدول Δ_n میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان‌های ثبت شده در تراز بام دیوارهاست.

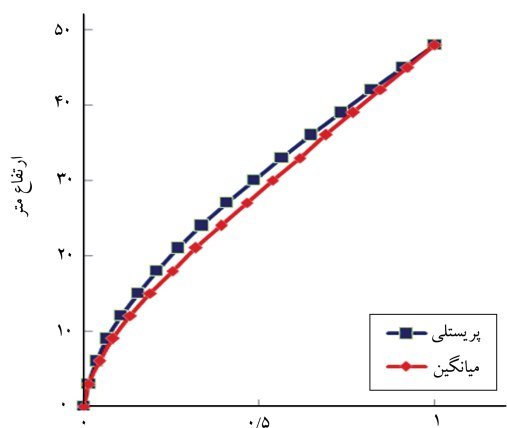
مقایسه‌ی الگوی توزیع تغییر مکان در ارتفاع دیوارهای ۴ و ۱۶ طبقه با توجه به نتایج تحلیل‌های تاریخی زمانی و رابطه‌ی پیشنهادی پریسلی و همکاران^[۳] در شکل ۸ نمایش داده شده است. برای این منظور میانگین توزیع تغییر مکان دیوارها ناشی از ۷ شتاب‌نگاشت در شتاب بیشینه‌ی $0.35g$ و توزیع تغییر مکان ناشی از رابطه‌ی پریسلی به مقدار بیشینه‌ی تغییر مکان در تراز بام آن‌ها نرمالیزه شده است. با توجه به این شکل ملاحظه می‌شود که در دیوار ۴ طبقه الگوی توزیع تغییر مکان دو حالت کاملاً برهم منطبق‌اند و با افزایش ارتفاع در دیوار ۱۶ طبقه به دلیل اثرات مودهای بالاترین دوازدهم فاصله می‌گیرند.

میانگین توزیع بیشینه‌ی ممان‌های خمشی در ارتفاع ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی در شتاب‌های مختلف برای دیوارهای ۴ و ۱۶ طبقه در شکل ۹ نمایش داده شده است.

با توجه به شکل ۹ ملاحظه می‌شود که در تحلیل‌های تاریخی زمانی صورت‌گرفته با افزایش شتاب، ممان خمشی پایه‌ی دیوارها با افزایش اندکی همراه خواهد بود. این موضوع به این دلیل است که بعد از رسیدن ممان در پایه‌ی دیوار به ظرفیت ممان اسمی، افزایش ممان وابسته به سختی پس از تسلیم مشخصه‌ی

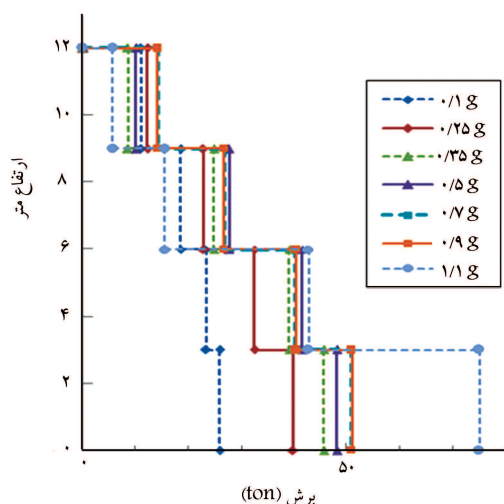


نسبت ارتفاع به ارتفاع کل
الف) الگوی تغییر مکان دیوار ۴ طبقه؛

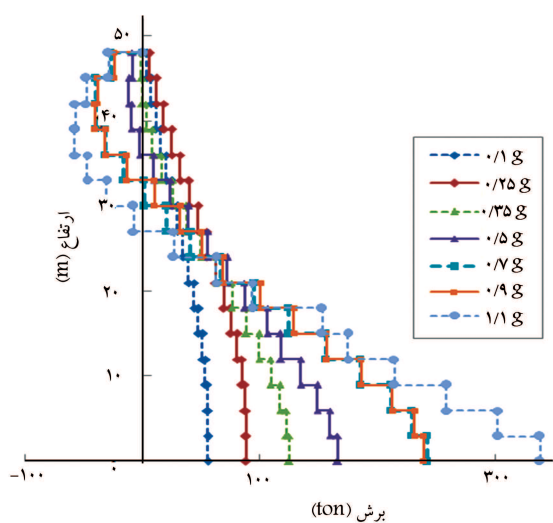


نسبت ارتفاع به ارتفاع کل
ب) الگوی تغییر مکان دیوار ۱۶ طبقه.

شکل ۸. مقایسه‌ی الگوی تغییر مکان رابطه‌ی پریسلی و میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخی زمانی در شدت $0.35g$.



الف) توزیع برش برای دیوار ۴ طبقه؛



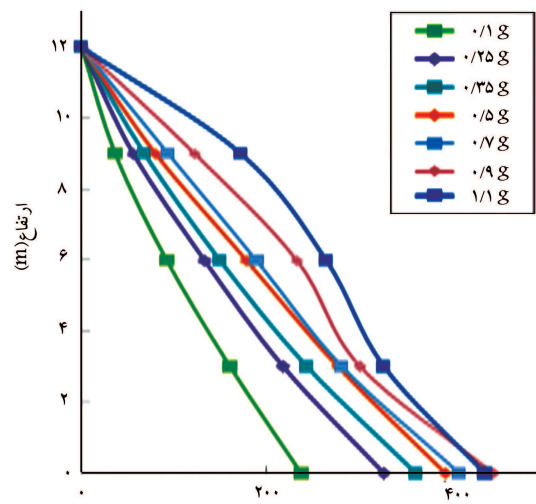
ب) توزیع برش برای دیوار ۱۶ طبقه.

شکل ۱۰. توزیع برش طبقات در ارتفاع دیوار ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی.

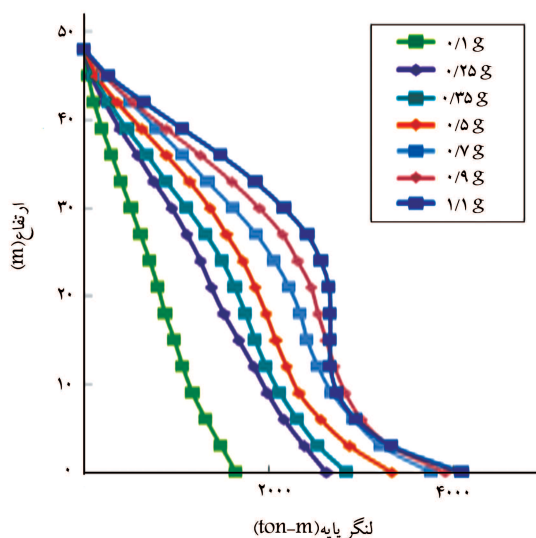
بیشینه‌ی میزان خود می‌رسد. با توجه به این شکل کاملاً مشخص است تحت تأثیر شتاب و باز به دلیل تغییر پروفیل بارگذاری جانبی در شتاب‌های لرزه‌یی بالا، پروفیل برش در ارتفاع از الگوی ثابتی پیروی نمی‌کند. با توجه به این شکل ملاحظه می‌شود که در توزیع برش ترازهای بالا، در دیوارهای بلندتر تغییر جهت دیده می‌شود که این موضوع به دلیل اثر مودهای بالاتر در دیوارهای بلندتر و همچنین در شتاب‌های بالاتر است، چرا که این موضوع در دیوار کوتاه‌تر (دیوار ۴ طبقه) دیده نمی‌شود و همچنین این نامنظمی در دیوارهای بلند، در شتاب‌های پایین کمتر است.

مقایسه و بحث در مورد نتایج

با توجه به نتایج تحلیل‌های تاریخی زمانی ملاحظه می‌شود که روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان قادر به پیش‌بینی مناسب برش پایه‌ی طراحی دیوارهای برشی نیست و تغییرمکان‌های ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی دیوارهای



الف) توزیع ممان بیشینه برای دیوار ۴ طبقه؛

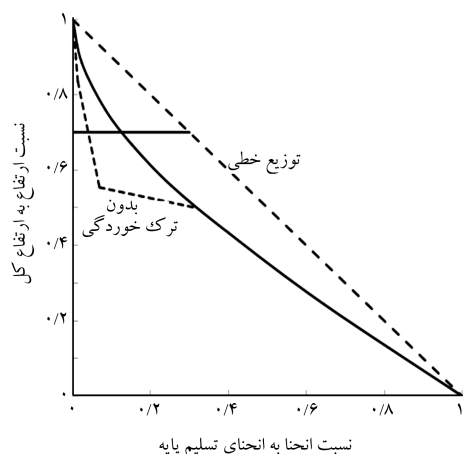


ب) توزیع ممان بیشینه برای دیوار ۱۶ طبقه.

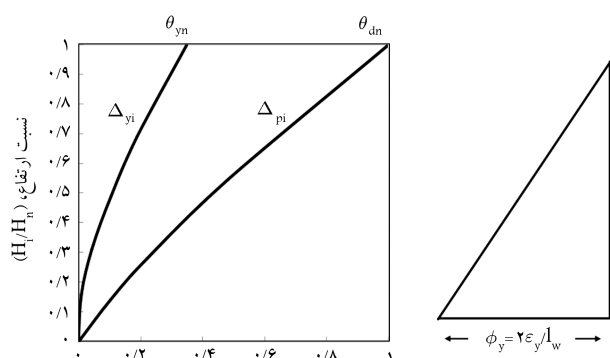
شکل ۹. میانگین توزیع بیشینه‌ی ممان‌های خمشی در ارتفاع دیوار ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی.

ممان - انحنا در پایه‌ی دیوار خواهد بود و بنابراین با افزایش قابل ملاحظه‌یی همراه نخواهد بود. اندک افزایش‌هایی که در این شکل ملاحظه می‌شود بیشتر به دلیل اثرات سخت‌شوندگی در مدل رفتاری فولاد است، اما این موضوع در ترازهای بالاتر صادق نخواهد بود. از این شکل مشخص می‌شود که در ترازهای بالاتر دیوارها و مخصوصاً در ارتفاع‌های میانی با افزایش شتاب، ممان‌ها به صورت قابل توجهی افزایش می‌یابند. به عبارت دیگر به دلیل تغییر پروفیل بارگذاری و رشد خمیری در ارتفاع به دلیل رفتار سخت‌شدگی مصالح، توزیع لنگر در ارتفاع از حالت خطی خارج می‌شود که این موضوع در طرح لرزه‌یی دیوارهای برشی باید مورد توجه قرار گیرد.

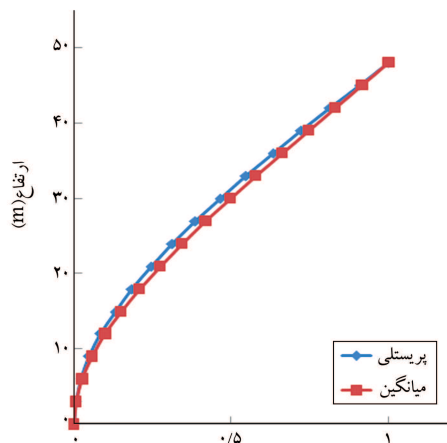
میانگین توزیع برش در ارتفاع، ناشی از تحلیل‌های تاریخی زمانی در شتاب‌های مختلف برای دیوارهای ۴ و ۱۶ طبقه در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. این توزیع برش، در لحظه‌یی است که ممان خمشی پایه‌ی دیوار به



شکل ۱۱. انحنای دیوار طره در حالت تسلیم [۳]



شکل ۱۲. تغییرمکان‌های طراحی و تسلیم با فرض توزیع خطی انحنای در ارتفاع دیوار.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی الگوی تغییرمکان تسلیم براساس توزیع خطی و همکاران [۳]

شکل ۱۳. مقایسه‌ی الگوی تغییرمکان تسلیم براساس توزیع خطی و همکاران [۳]

الگوی توزیع تغییرمکان تسلیم براساس توزیع خطی و همکاران [۳] طبقه در شکل ۱۳ مقایسه شده‌اند. ملاحظه می‌شود که این دو رابطه در پیش‌بینی توزیع تغییرمکان‌های تسلیم مطابقت بسیار خوبی دارند، اما رابطه‌ی پاتولی نسبت به پریسلی تغییرمکان‌های تسلیم کوچک‌تری را نشان می‌دهد که معرف افزایش شکل‌پذیری برای رسیدن به یک تغییرمکان ثابت است و انتظار بر این است که این رابطه به‌دلیل اثردهی اثرات

مختلف اختلاف قابل‌توجهی با تغییرمکان‌های طراحی دارند. مثلاً با توجه به نتایج ارائه‌شده برای دیوارهای برشی ملاحظه می‌شود که نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی، میانگین در رفتی در حدود ۱/۵٪ را برای دیوارهای مختلف نشان می‌دهند که این میزان در رفتی در مقایسه با در رفتی ۲٪ که به‌عنوان معیار طراحی دیوارها انتخاب شده است، به میزان قابل‌توجهی کم است. با بررسی‌های صورت‌گرفته این نتیجه حاصل شد که علت اختلاف قابل ملاحظه‌ی در رفتی‌ها در این ۲ حالت را می‌توان در این موارد جستجو کرد.

الف) انحنای تسلیم

در انجام طراحی‌های لرزه‌ی دیوارهای برشی با استفاده از روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان که نتایج آن ارائه شد، برای محاسبه‌ی انحنای تسلیم از رابطه‌ی ۲ استفاده شده است. اما باید اشاره شود انحنای تسلیم تا حد زیادی وابسته به شکل مقطع دیوار برشی است و در رابطه‌ی $\phi_y = \beta \varepsilon_y / l_w$ می‌تواند در بازه‌ی بین ۱/۵ تا ۲ بسته به نوع دیوار تغییر کند. ضریب β مطابق با مطالعات پریسلی و همکاران [۳] برابر ۲ برای دیوارهای با مقطع مستطیل و برابر ۱/۵ برای دیوارهای H شکل است. با توجه به مطالعات انجام‌شده [۱۰] و به‌صورت تقریبی می‌توان برای دیوارهای با المان‌های مرزی با آرما توره‌های متمرکز در دو انتهای دیوار، ضریب β را برابر ۱/۷ مطابق رابطه‌ی ۱۲ منظور کرد.

$$\phi_y = \frac{1/7 \varepsilon_y}{l_w} \quad (12)$$

ب) تغییرمکان تسلیم

رابطه‌ی توزیع تغییرمکان تسلیم پیشنهادی پریسلی و همکاران [۳] براساس توزیع خطی انحنای تسلیم در ارتفاع دیوار است. واضح است که این توزیع با توزیع متناظر با توزیع نیروهای لرزه‌ی جانبی که منجر به یک الگوی ممان خمیده می‌شود، ناسازگار است. از آنجایی که انحنای ضرورتاً متناسب با ممان خواهد بود، توزیع انحنای نیز به همین ترتیب به‌صورت خمیده خواهد بود. به‌علاوه، در نواحی بالاتر دیوار، ممان‌ها از ممان ترک‌خوردگی کمتر خواهند بود. در نتیجه انحنای مقاطع ناخالص خیلی کمتر از انحنای مقاطع ترک‌خورده است (شکل ۱۱). منحنی‌های نمایش داده‌شده در این شکل با تقسیم‌شدن بر انحنای تسلیم در پایه‌ی دیوار به‌صورت بی‌بعد نشان داده شده است. [۳]

با دو بار انتگرال‌گیری از این توزیع خطی انحنای، توزیع تغییرمکان تسلیم در ارتفاع به‌دست می‌آید (شکل ۱۲).

به این ترتیب تغییرمکان تسلیم در تراز بام به‌صورت رابطه‌ی ۱۳ محاسبه خواهد شد:

$$\Delta_y = \phi_y \frac{h_w^2}{3} \quad (13)$$

اما به‌دلیل کم‌تر بودن انحنای در تراز فوقانی دیوار مطابق با شکل ۱۱ انتظار بر این است تغییرمکان تسلیم دیوار کمتر از مقدار محاسبه‌شده در رابطه‌ی ۱۳ شود. تغییرمکان تسلیم در تراز بام توسط پاتولی برابر با $\frac{11}{40} \phi_y h_w^2$ پیشنهاد شده است که در حدود ۸۳٪ مقدار محاسبه‌شده در رابطه‌ی ۱۳ است. در این حالت توزیع تغییرمکان تسلیم در ارتفاع دیوار به‌صورت رابطه‌ی ۱۴ است. [۱۱]

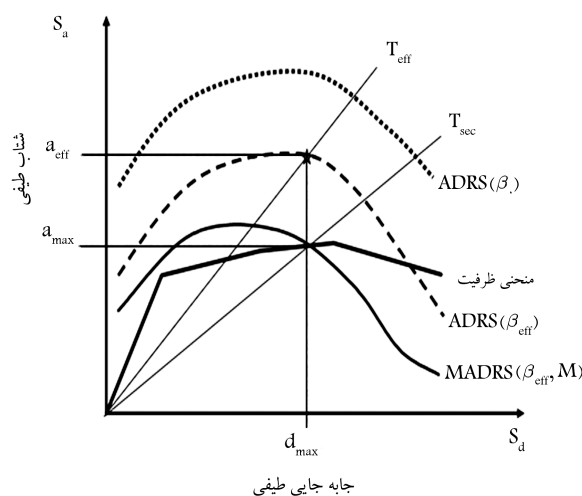
$$\Delta i, e = \frac{\phi_y h_i^2}{40 h_w^2} (h_i^2 - 10 h_i h_w^2 + 20 h_w^2) \quad (14)$$

غیرخطی توزیع انحنا در ارتفاع، دقت مناسب‌تری نسبت به رابطه‌ی پیشنهادی پریسلی داشته باشد.

ج) برش پایه و فرض حاکم بر سازه‌ی جایگزین

همان‌گونه که پیشتر اشاره شد، روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان بر پایه‌ی فرض تقریب سازه‌ی جایگزین است که در آن رفتار غیرخطی یک سیستم غیرکشسان با یک سیستم کشسان با یک سختی، میرایی، و دوره‌ی تناوب مؤثر شبیه‌سازی می‌شود. در این حالت رفتار غیرخطی یک سازه با یک نوسان‌گر یک درجه‌ی آزادی مدل می‌شود که این سیستم یک درجه‌ی آزادی دارای مشخصات مؤثر به‌عنوان معرفی از سیستم غیرکشسان است. در روش‌هایی که برای یافتن سازه‌ی جایگزین موجود است مثل روش طیف ظرفیت پیشنهادی $ATC-40^{[11]}$ ، دوره‌ی تناوب مؤثر همان دوره‌ی تناوب سکانتی (یعنی دوره‌ی تناوب متناظر با سختی سکانتی سازه در تغییرمکان هدف که تغییرمکان هدف نقطه‌ی تقاطع طیف ظرفیت و طیف نیاز کاهش‌یافته براساس میرایی مؤثر در فرمت طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان^۵ است) در نظر گرفته می‌شود. شکل ۱۴ نمایان‌گر منحنی‌های نیاز و ظرفیت در فرمت طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان به همراه نمایش دوره‌های تناوب مؤثر و سکانتی است. در حقیقت دوره‌ی تناوب مؤثر و دوره‌ی تناوب سکانتی بر همدیگر منطبق نیستند و دوره‌ی تناوب مؤثر اندکی کوچک‌تر از دوره‌ی تناوب سکانتی است. برای به‌دست آوردن دوره‌های تناوب مؤثر و سکانتی، روش اصلاح شده‌ی (روش طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان اصلاح شده^۶) بر پایه‌ی روش طیف ظرفیت در FEMA ۴۴۰^[۱۲] معرفی شده است. جزئیات این روش در شکل ۱۴ آورده شده است و در مرجع مذکور قابل پیگیری است.

در این روش برای به‌دست‌آوردن سختی سکانتی اصلاحاتی در کاهش طیف براساس میرایی صورت می‌پذیرد. در این حالت عرض‌های طیف نیاز کاهش‌یافته براساس میرایی مؤثر در یک ضریب اصلاح کوچک‌تر از یک (M) ضرب می‌شوند و طیف نیاز کاهش‌یافته‌ی اصلاح‌شده به‌دست می‌آید. نقطه‌ی تقاطع طیف نیاز کاهش‌یافته‌ی اصلاح‌شده و طیف ظرفیت به‌منزله‌ی تغییرمکان بیشینه در نظر گرفته می‌شود و خط‌گذرنده از آن در فرمت طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان معرف سختی سکانتی است. در این حالت دوره‌ی تناوب مؤثر از نقطه‌ی واقعی بر طیف نیاز قبلی متناظر با تغییرمکان بیشینه عبور می‌کند.



شکل ۱۴. طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان.^[۱۲]

در شکل ۱۴، a_{eff} مهم نیست، چرا که شتاب بیشینه‌ی واقعی باید منطبق بر منحنی ظرفیت سازه و متناظر با تغییرمکان بیشینه روی منحنی ظرفیت باشد. بنابراین با ضرب‌کردن عرض‌های طیفی منحنی کاهش‌یافته براساس میرایی مؤثر با فرمت طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان در ضریب M ، منحنی نیاز اصلاح‌شده در فرمت طیف پاسخ شتاب - تغییرمکان به‌دست می‌آید که ممکن است در نقطه‌ی عملکرد با منحنی ظرفیت منطبق نباشد. بنابراین مقادیر شتاب مستقیماً وابسته به دوره‌های تناوب متناظر خواهد بود. ضریب اصلاح به‌صورت رابطه‌ی ۱۵ محاسبه می‌شود.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^{\gamma} = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^{\gamma} \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^{\gamma} \quad (15)$$

که در این حالت رابطه‌ی ۱۶ را خواهیم داشت:

$$\frac{T_{eff}}{T_{sec}} = \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)}} \quad (16)$$

که در آن α سختی پس از تسلیم است و نسبت (T_{eff}/T_{sec}) مطابق با تحقیقات صورت‌گرفته در FEMA ۴۴۰ با استفاده از رابطه‌های ۱۷ الی ۱۹ محاسبه می‌شوند که در این روابط ضرایب لازم از جدول ۶ به‌دست می‌آیند.

$$\text{For } \mu < 4/5 : T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^2 + 1] T_0 \quad (17)$$

$$\text{For } 4/5 \leq \mu \leq 6/5 : T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_0 \quad (18)$$

$$\text{For } \mu > 6/5 : T_{eff} = \left[K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_0 \quad (19)$$

برای محاسبه‌ی ضریب M می‌توان از یک رابطه‌ی تقریبی (رابطه‌ی ۲۰) استفاده کرد:

$$M = \frac{1}{\mu} \geq 0.64 \quad (20)$$

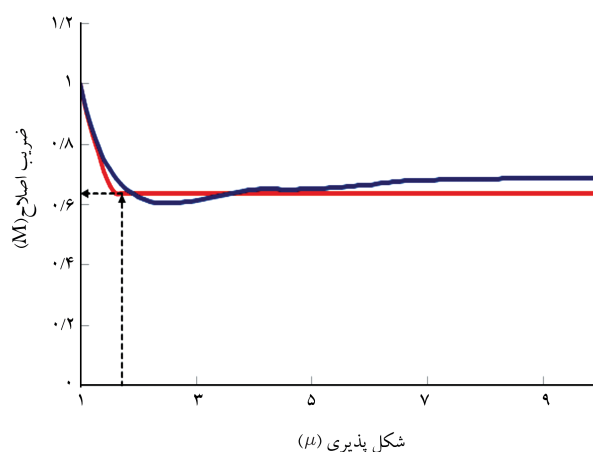
این رابطه که به مقدار کمینه‌ی ۰/۶۴ محدود شده است، متناظر با حالتی است که شکل‌پذیری سیستم از ۱/۶ بیشتر شود.

مقادیر ضریب اصلاح در مقابل تغییرات شکل‌پذیری تغییرمکان برای دو حالت روش تقریبی و دقیق در شکل ۱۵ نمایش داده شده است.

لذا با توجه به مطالعات اخیر انتظار می‌رود که برای رسیدن به یک تغییرمکان مشخص، برش پایه (شتاب طیفی) کمتر از آن باشد که به روش توصیه‌شده‌ی پریسلی و همکاران^[۳] تعیین می‌شود. با توجه به شکل‌پذیری موردنظر برای سازه،

جدول ۶. ضرایب مورد استفاده در رابطه‌های محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب.

مدل	α (%)	G	H	I	J	K	L
هیستریزیس دوخطی	۰	۰/۱۱	-۰/۰۱۷	۰/۲۷	۰/۰۹	۰/۵۷	۰/۰۰
	۲	۰/۱۰	-۰/۰۱۴	۰/۱۷	۰/۱۲	۰/۶۷	۰/۰۲
	۵	۰/۱۱	-۰/۰۱۸	۰/۰۹	۰/۱۴	۰/۷۷	۰/۰۵
	۱۰	۰/۱۳	-۰/۰۲۲	۰/۲۷	۰/۱۰	۰/۸۷	۰/۱۰
	۲۰	۰/۱۰	-۰/۰۱۵	۰/۱۷	۰/۰۹۴	۰/۹۸	۰/۲۰



شکل ۱۵. ضریب اصلاح در مقابل تغییرات شکل پذیری.

ضریب اصلاح M را می‌توان از روی نمودار شکل ۱۵ (رابطه‌ی ۲۰) قرانت کرد و به‌منظور اصلاح مقادیر برش پایه‌ی طراحی، در برش‌های به‌دست‌آمده از روش‌های طراحی براساس تغییرمکان ضرب کرد و این برش، ملاک طراحی‌ها قرار گیرد.

تحلیل و طراحی مجدد دیوار برشی با اعمال اصلاحات

در ادامه با اعمال اصلاحات اشاره‌شده برای روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان، دیوارهای برشی مجدداً مورد طراحی قرار گرفته‌اند. در این بخش برای نمونه مراحل انجام طراحی برای دیوار برشی ۱۲ طبقه ارائه شده است.

جدول ۷. محاسبات مشخصات سیستم یک درجه‌ی آزاد معادل برای دیوار ۱۲ طبقه.

طبقات	H_i	m_i	P_i	Δ_{yi}	Δ_{pi}	Δ_i	$P_i \cdot \Delta_i$	Δ_i^0	$\Delta_i H_i$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^0$	$m_i \Delta_i H_i$	F_i
۱۲	۳۶	۵۰	۱۵	۰/۲۸۹	۰/۳۱۸	۰/۶۰۶	۹/۰۹۰	۰/۳۶۷	۲۱/۸۱۷	۳۰/۳۰۱	۱۸/۳۶۳	۱۰۹۰/۸۲۶	۹۲/۳۰۱
۱۱	۳۳	۵۰	۱۵	۰/۲۵۶	۰/۲۹۰	۰/۵۴۶	۸/۱۹۰	۰/۲۹۸	۱۸/۰۱۹	۲۷/۳۰۱	۱۴/۹۰۷	۹۰۰/۹۳۴	۸۳/۱۶۴
۱۰	۳۰	۵۰	۱۵	۰/۲۲۳	۰/۲۶۳	۰/۴۸۶	۷/۲۹۲	۰/۲۳۶	۱۴/۵۸۳	۲۴/۳۰۶	۱۱/۸۱۵	۷۲۹/۱۶۸	۷۴/۰۳۹
۹	۲۷	۵۰	۱۵	۰/۱۹۱	۰/۲۳۶	۰/۴۲۷	۶/۳۹۸	۰/۱۸۲	۱۱/۵۱۶	۲۱/۳۲۵	۹/۰۹۵	۵۷۵/۷۷۶	۶۴/۹۶۰
۸	۲۴	۵۰	۱۵	۰/۱۵۹	۰/۲۰۹	۰/۳۶۸	۵/۵۱۳	۰/۱۳۵	۸/۸۲۱	۱۸/۳۷۶	۶/۷۵۴	۴۴۱/۰۳۰	۵۵/۹۷۷
۷	۲۱	۵۰	۱۵	۰/۱۲۸	۰/۱۸۱	۰/۳۱۰	۴/۶۴۵	۰/۰۹۶	۶/۵۰۲	۱۵/۴۸۲	۴/۷۹۴	۳۲۵/۱۲۰	۴۷/۱۶۱
۶	۱۸	۵۰	۱۵	۰/۰۹۹	۰/۱۵۴	۰/۲۵۳	۳/۸۰۱	۰/۰۶۴	۴/۵۶۱	۱۲/۶۷۰	۳/۲۱۰	۲۲۸/۰۵۲	۳۸/۵۹۴
۵	۱۵	۵۰	۱۵	۰/۰۷۲	۰/۱۲۷	۰/۱۹۹	۲/۹۹۱	۰/۰۴۰	۲/۹۹۱	۹/۹۷۱	۱/۹۸۹	۱۴۹/۵۷۱	۳۰/۳۷۵
۴	۱۲	۵۰	۱۵	۰/۰۴۹	۰/۱۰۰	۰/۱۴۸	۲/۲۲۷	۰/۰۲۲	۱/۷۸۲	۷/۴۲۳	۱/۱۰۲	۸۹/۰۷۹	۲۲/۶۱۳
۳	۹	۵۰	۱۵	۰/۰۲۹	۰/۰۷۳	۰/۱۰۱	۱/۵۱۹	۰/۰۱۰	۰/۹۱۲	۵/۰۶۴	۰/۵۱۳	۴۵/۵۷۸	۱۵/۴۲۷
۲	۶	۵۰	۱۵	۰/۰۱۳	۰/۰۴۵	۰/۰۵۹	۰/۸۸۱	۰/۰۰۳	۰/۳۵۲	۲/۹۳۶	۰/۱۷۲	۱۷/۶۱۵	۸/۹۴۳
۱	۳	۵۰	۱۵	۰/۰۰۳	۰/۰۱۸	۰/۰۲۲	۰/۳۲۵	۰/۰۰۰	۰/۰۶۵	۱/۰۸۲	۰/۰۲۳	۳/۲۴۵	۳/۲۹۵
Σ		۶۰۰	۱۸۰				۵۲/۸۷۱	۱/۴۵۵	۹۱/۹۲۰	۱۷۶/۲۳۷	۷۲/۷۳۷	۴۵۹۵/۹۹۴	۵۳۶/۸۴۷

-- گام اول: همان‌گونه که پیشتر هم اشاره شد، در این تحقیق تمامی دیوارها برای رسیدن به تغییرمکان نسبی (دریفت) ۲٪ طراحی شده‌اند.

-- گام دوم: محاسبه‌ی پیک تغییرمکان طراحی، جرم مؤثر و ارتفاع مؤثر سیستم یک درجه‌ی آزادی معادل براساس فرض سازگی جایگزین با استفاده از رابطه‌های ۶ الی ۸:

$$\Delta_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^0)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{۷۲,۷۳}{۱۷۶,۲} = ۰,۴۱$$

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_{eff}} = \frac{۱۷۶,۲}{۰,۴۱} = ۴۲۷$$

$$h_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{۴۵۹۶}{۱۷۶,۲} = ۲۶,۱$$

همان‌گونه که اشاره شد، در این گام برای توزیع تغییرمکان‌ها در ارتفاع در بخش کشسان رابطه‌ی توزیع تغییرمکان، به‌جای استفاده از رابطه‌ی ۳^[۳] از رابطه‌ی ۱۴^[۱۱] استفاده شده است. محاسبات این بخش برای دیوارهای مختلف در جدول ۷ ارائه شده است.

-- گام سوم: محاسبه‌ی انحنای تسلیم دیوار با استفاده از رابطه‌ی ۱۲.

همان‌گونه که اشاره شد برای به‌دست آوردن انحنای تسلیم در دیوار برشی با المان مرزی به جای استفاده از رابطه‌ی ۲ از رابطه‌ی ۱۲ استفاده می‌شود.

$$\phi_y = \frac{1/7 \varepsilon_y}{I_w} = \frac{1/7 \cdot (۰/۰۰۱۹)}{۳} = ۰,۰۰۰۸۱$$

در این حالت تغییرمکان تسلیم در ارتفاع مؤثر با استفاده از رابطه‌ی ۱۴ به‌این

صورت محاسبه می‌شود.

$$\Delta_{i,e} = \frac{\phi_y h_i^2}{40 h_w^2} (h_i^2 - 10 h_i h_w^2 + 20 h_w^2) = \frac{0.00081 \times 26^2}{40 \times 36^2} (26^2 - 10 \times 26 \times 36 + 20 \times 36^2) = 0.181$$

-- گام چهارم: محاسبه‌ی شکل‌پذیری تغییرمکان.

$$\mu = \frac{\Delta_{eff}}{\Delta_{i,e}} = \frac{0.41}{0.181} = 2.23$$

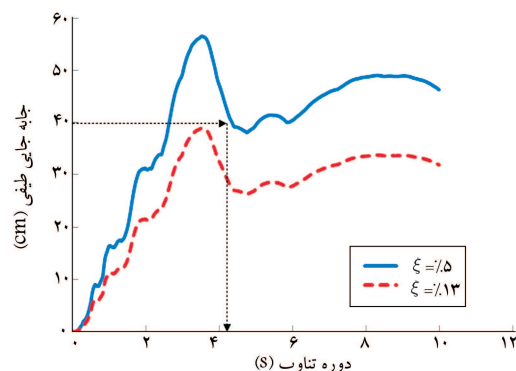
-- گام پنجم: تعیین نسبت میرایی مؤثر ξ_{eff} ، متناظر با شکل‌پذیری تغییرمکان μ به‌دست‌آمده از گام قبل با استفاده از رابطه‌ی ۹.

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.23 - 1}{2.23 \times \pi} \right) = 0.13$$

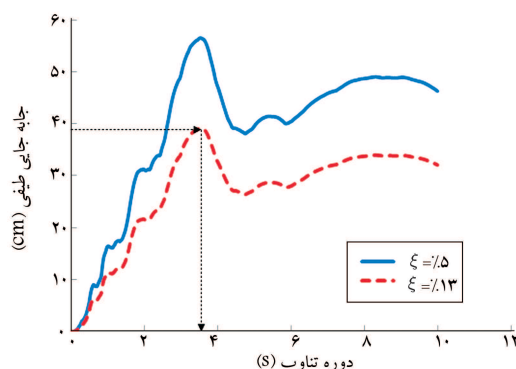
-- گام ششم: استفاده از طیف‌های تغییرمکان متناظر با ۷ شتاب‌نگاشت مورد استفاده با میرایی ۵٪ به‌عنوان طیف طراحی کشسان.

-- گام هفتم: تعیین طیف تغییرمکان متناظر با میرایی به‌دست‌آمده از گام پنجم با استفاده از رابطه‌ی ۱۰. در این حالت α برابر ۰/۵ خواهد بود.

با توجه به شکل ۱۶ الف ملاحظه می‌شود که طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها در شتاب ۰/۳۵g در میرایی مؤثر به‌دست‌آمده از گام پنجم، هیچ نقطه‌ی تقاطعی با تغییرمکان طراحی ندارد و عرض‌های طیفی تغییرمکان در طول تمامی دوره‌های



الف) عدم تقاطع تغییرمکان طراحی و طیف کاهش یافته؛



ب) اصلاح طیف تغییرمکان کاهش یافته به روش پریستلی.

شکل ۱۶. طیف‌های تغییرمکان کاهش یافته براساس میرایی ξ_{eff} در طراحی دیوار طبقه ۱۲

تناوب از تغییرمکان طراحی کوچک‌تر است. برای حل این مشکل مطابق مرجع ۳ پیشنهاد شده است که در یک روند سعی و خطا و تکراری تغییرمکان طراحی کاهش باید تا این دو همدیگر را قطع کنند. توجه شود که با کاهش تغییرمکان طراحی با توجه به آنکه تغییرمکان تسلیم همواره ثابت است، شکل‌پذیری تغییرمکان و در نتیجه میرایی مؤثر نیز کاهش خواهد یافت و طیف تغییرمکان به سمت بالا حرکت خواهد کرد. بنابراین در یک روند سعی و خطا باید یک تغییرمکان بهینه را یافت که باعث تقاطع تغییرمکان طراحی و طیف کاهش یافته شود. با توجه به شکل ۱۶ ب ملاحظه می‌شود که کاهش تغییرمکان طراحی از ۰/۴۱ متر به ۰/۳۹ متر باعث تقاطع این دو شده است. در این حالت شکل‌پذیری تغییرمکان و میرایی به این صورت تغییر خواهد کرد.

$$\mu = \frac{\Delta_{eff}}{\Delta_{i,e}} = \frac{0.39}{0.181} = 2.17$$

$$\xi_{eff} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.17 - 1}{2.17 \times \pi} \right) = 0.126$$

بنابراین در این حالت محاسبات دیوار ۱۲ طبقه به صورت جدول ۸ تغییر خواهد کرد.

-- گام هشتم: قرائت T_{eff} از روی طیف تغییرمکان کاهش یافته و اصلاح شده با توجه به گام هفتم و تعیین سختی مؤثر و برش پایه‌ی طراحی با استفاده از رابطه‌ی ۱۱.

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2} = \frac{4 \times \pi^2 \times 450}{3.55^2} = 1408 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{eff} = V_u = K_{eff} \cdot \Delta_{eff} = 2538 \times 0.14 =$$

$$552.1 \text{ (KN)} = 56.27 \text{ (ton)}$$

حال برش پایه‌ی به‌دست‌آمده در ضریب اصلاح M ضرب می‌شود. با توجه به آنکه شکل‌پذیری از ۱/۶ بیشتر است، کران پائین این ضریب یعنی ۰/۶۴ حاکم خواهد شد. بنابراین برش پایه‌ی طراحی ما ۳۶ تن خواهد شد (به جای ۷۵ تن در نظر گرفته شده در حالت قبل).

جدول ۹ نتایج حاصل از طراحی دیوار برشی ۱۲ طبقه در حالت معمول را در مقایسه با نتایج طراحی با اعمال اصلاحات اشاره شده نشان می‌دهد. جزئیات آرماتورگذاری دیوار برشی ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده با لحاظ اصلاحات مذکور، براساس آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) [۱۴] در جدول ۱۰ آورده شده است. با تکرار تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت در شتاب ۰/۳۵g (شتاب طرح)، برای دیوار ۱۲ طبقه مشخص شد که علی‌رغم اعمال اصلاحات اشاره شده، باز هم امکان رسیدن به دررفت موردنظر (دررفت طراحی ۲٪) نیست و دررفت با افزایش قابل‌توجهی همراه نخواهد بود. نتایج تحلیل‌ها، میانگین درفتی معادل با ۱/۶٪ را در مقایسه با درفت ۱/۴۳٪ را نشان می‌دهد، که هنوز هم با درفت ۲٪ طراحی اختلاف قابل‌ملاحظه‌ی دارد.

با بررسی دقیق‌تر نتایج مشخص شد که علت اصلی کم‌بودن درفت ناشی از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و عدم افزایش آن با کاهش نیروهای طراحی، کم‌بودن عرض طیف‌های تغییرمکان مورد استفاده در شتاب پیشینه‌ی ۰/۳۵g است که قادر به ایجاد تغییرمکان‌های موردنظر نیست و هرچقدر هم که سازه ضعیف‌تر شود باز هم تغییرمکان‌ها تقریباً بدون تغییر باقی خواهند ماند. این موضوع را می‌توان در شکل ۱۶ الف مشاهده کرد که در آن طیف تغییرمکان میانگین ۷ شتاب‌نگاشت به دلیل کم‌بودن عرض‌های طیفی، هیچ نقطه‌ی تقاطعی با تغییرمکان طراحی ندارد و باید اصلاحاتی روی آن صورت پذیرد.

جدول ۸. محاسبات سیستم یک درجه‌ی آزاد معادل برای دیوار ۱۲ طبقه بعد از کاهش تغییرمکان طراحی.

طبقات	H_i	m_i	P_i	Δy_i	Δp_i	Δ_i	$P_i \cdot \Delta_i$	Δ_i^2	$\Delta_i H_i$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$m_i \Delta_i H_i$	F_i
۱۲	۳۶	۵۰	۱۵	۰٫۲۸۹	۰٫۳۱۸	۰٫۶۰۶	۹٫۰۹۰	۰٫۳۶۷	۲۱٫۸۱۷	۳۰٫۳۰۱	۱۸٫۳۶۳	۱۰۹۰٫۸۲۶	۹۴٫۹۲۰
۱۱	۳۳	۵۰	۱۵	۰٫۲۵۶	۰٫۲۹۰	۰٫۵۴۶	۸٫۱۹۰	۰٫۲۹۸	۱۸٫۰۱۹	۲۷٫۳۰۱	۱۴٫۹۰۷	۹۰۰٫۹۳۴	۸۵٫۵۲۳
۱۰	۳۰	۵۰	۱۵	۰٫۲۲۳	۰٫۲۶۳	۰٫۴۸۶	۷٫۲۹۲	۰٫۲۳۶	۱۴٫۵۸۳	۲۴٫۳۰۶	۱۱٫۸۱۵	۷۲۹٫۱۶۸	۷۶٫۱۳۹
۹	۲۷	۵۰	۱۵	۰٫۱۹۱	۰٫۲۳۶	۰٫۴۲۷	۶٫۳۹۸	۰٫۱۸۲	۱۱٫۵۱۶	۲۱٫۳۲۵	۹٫۰۹۵	۵۷۵٫۷۷۶	۶۶٫۸۰۳
۸	۲۴	۵۰	۱۵	۰٫۱۵۹	۰٫۲۰۹	۰٫۳۶۸	۵٫۵۱۳	۰٫۱۳۵	۸٫۸۲۱	۱۸٫۳۷۶	۶٫۷۵۴	۴۴۱٫۰۳۰	۵۷٫۵۶۵
۷	۲۱	۵۰	۱۵	۰٫۱۲۸	۰٫۱۸۱	۰٫۳۱۰	۴٫۶۴۵	۰٫۰۹۶	۶٫۵۰۲	۱۵٫۴۸۲	۴٫۷۹۴	۳۲۵٫۱۲۰	۴۸٫۴۹۸
۶	۱۸	۵۰	۱۵	۰٫۰۹۹	۰٫۱۵۴	۰٫۲۵۳	۳٫۸۰۱	۰٫۰۶۴	۴٫۵۶۱	۱۲٫۶۷۰	۳٫۲۱۰	۲۲۸٫۰۵۲	۳۹٫۶۸۸
۵	۱۵	۵۰	۱۵	۰٫۰۷۲	۰٫۱۲۷	۰٫۱۹۹	۲٫۹۹۱	۰٫۰۴۰	۲٫۹۹۱	۹٫۹۷۱	۱٫۹۸۹	۱۴۹٫۵۷۱	۳۱٫۲۳۶
۴	۱۲	۵۰	۱۵	۰٫۰۴۹	۰٫۱۰۰	۰٫۱۴۸	۲٫۲۲۷	۰٫۰۲۲	۱٫۷۸۲	۷٫۴۲۳	۱٫۱۰۲	۸۹٫۰۷۹	۲۳٫۲۵۴
۳	۹	۵۰	۱۵	۰٫۰۲۹	۰٫۰۷۳	۰٫۱۰۱	۱٫۵۱۹	۰٫۰۱۰	۰٫۹۱۲	۵٫۰۶۴	۰٫۵۱۳	۴۵٫۵۷۸	۱۵٫۸۶۴
۲	۶	۵۰	۱۵	۰٫۰۱۳	۰٫۰۴۵	۰٫۰۵۹	۰٫۸۸۱	۰٫۰۰۳	۰٫۳۵۲	۲٫۹۳۶	۰٫۱۷۲	۱۷٫۶۱۵	۹٫۱۹۷
۱	۳	۵۰	۱۵	۰٫۰۰۳	۰٫۰۱۸	۰٫۰۲۲	۰٫۳۲۵	۰٫۰۰۰	۰٫۰۶۵	۱٫۰۸۲	۰٫۰۲۳	۳٫۲۴۵	۳٫۳۸۹
Σ		۶۰۰	۱۸۰				۳٫۵۲۵		۱٫۴۵۵	۹۱٫۹۲۰	۱۷۶٫۲۳۷	۷۲٫۷۳۷	۵۵۲٫۰۷۶

جدول ۹. نتایج حاصل از طراحی دیوار برشی ۱۲ طبقه براساس تغییرمکان در حالت نرمال و اصلاح شده در شدت ۰٫۳۵g.

	دریافت طراحی (%)	شکل پذیری	برش پایه (ton)	لنگر پایه (ton-m)	تغییرمکان طراحی (m)
نرمال	۲	۱٫۳۳	۷۵	۲۰۲۲	۰٫۳۴
اصلاح شده	۲	۲٫۲۳	۳۶	۹۱۷	۰٫۴۰

جدول ۱۰. آرماتورگذاری دیوار برشی ۱۲ طبقه با اعمال اصلاحات مذکور.

دیوار	طول دیوار (m)	ضخامت (cm)	ابعاد المان مرزی (cm)	آرماتورهای طولی المان مرزی	آرماتورهای آرماتورگذاری ویژه‌ی طولی جان	آرماتورگذاری ویژه‌ی المان مرزی
۱۲ طبقه	۴	۲۵	۴۰ × ۴۰	۱۶T	۱۲@۳۰	۱۶@۱۰

جدول ۱۱. نتایج حاصل از طراحی دیوارهای برشی در حالت نرمال و اصلاح شده در شدت ۰٫۷g. جدول ۱۲. نتایج حاصل از تحلیل تاریخی‌ی زمانی دیوارهای برشی در حالت نرمال و اصلاح شده در شدت ۰٫۷g.

	شکل پذیری	برش پایه (ton)	لنگر پایه (ton-m)	تغییرمکان طراحی (m)	نرمال		اصلاح شده	
					تغییرمکان تراز دررفت تحلیل‌ها	تغییرمکان تراز دررفت تحلیل‌ها	تغییرمکان تراز دررفت تحلیل‌ها	تغییرمکان تراز دررفت تحلیل‌ها
					بام (متر)	بام (متر)	بام (متر)	بام (متر)
نرمال	۴ طبقه	۲٫۳۴	۱۳۳	۱۲۳۵	۰٫۱۴	۰٫۱۱۸	۰٫۱۹۱	۱٫۹۴
	۸ طبقه	۱٫۹۹	۱۴۸	۲۶۳۶	۰٫۲۶	۰٫۲۷۸	۰٫۴۱۹	۲٫۰۳
	۱۲ طبقه	۱٫۳۳	۲۲۳	۵۹۸۰	۰٫۳۴	۰٫۴۰۹	۰٫۵۸۷	۱٫۹۷
	۱۶ طبقه	۱٫۲۰	۳۳۳	۱۱۹۰۵	۰٫۴۴	۰٫۴۹۰	۰٫۶۴۲	۱٫۹۰
اصلاح شده	۴ طبقه	۳٫۳۷	۸۴	۷۶۹	۰٫۱۵	۰٫۱۱۸	۰٫۱۹۱	۱٫۹۴
	۸ طبقه	۲٫۹۰	۹۲	۱۶۰۶	۰٫۲۷	۰٫۲۷۸	۰٫۴۱۹	۲٫۰۳
	۱۲ طبقه	۲٫۰۰	۱۴۵	۳۷۸۵	۰٫۳۶	۰٫۴۰۹	۰٫۵۸۷	۱٫۹۷
	۱۶ طبقه	۱٫۸۲	۱۳۸	۴۷۶۲	۰٫۴۶	۰٫۴۹۰	۰٫۶۴۲	۱٫۹۰

اعمال می‌شود و حالتی که اصلاحات اشاره شده اعمال نمی‌شود. جدول ۱۲ نتایج تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی دیوارهای برشی با شدت $0.7g$ با اعمال اصلاحات اشاره شده و بدون آن را نشان می‌دهد.

میانگین تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی دیوار ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده براساس روش معمول طراحی مستقیم براساس تغییرمکان (بدون اعمال اصلاحات مذکور) در مقایسه با توزیع تغییرمکان ناشی از رابطه‌ی پیشنهادشده‌ی پریسلی و همکاران^[۳] در شکل ۱۷ نمایش داده شده است. ملاحظه می‌شود که حتی در حالتی که از طیف میانگین ۷ شتاب‌نگاشت با شدت $0.7g$ استفاده می‌شود و اصلاحات اشاره شده اعمال نمی‌شود؛ باز هم به دریافت موردنظر که همان دریافت طراحی است، دست نمی‌یابیم.

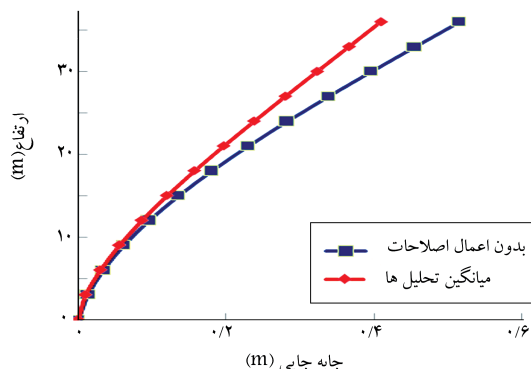
در حالت دوم که در انجام طراحی‌ها اصلاحات موردنظر اعمال شده است، ملاحظه می‌شود که میانگین دریافت حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی در شتاب $0.7g$ دقیقاً برابر با دریافت طراحی (دریافت ۲٪) شده است. در شکل ۱۷ ب انطباق توزیع تغییرمکان دو حالت یعنی توزیع تغییرمکان حاصل از طراحی و میانگین تحلیل‌ها کاملاً مشخص است.

نتیجه‌گیری

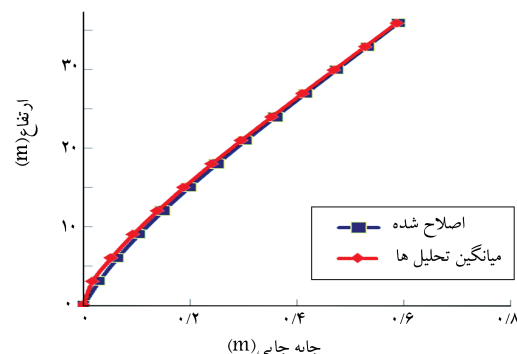
با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی برای دیوارهای برشی مختلف ملاحظه می‌شود که روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان بر مبنای پیشنهادات پریسلی برای طراحی دیوارهای برشی، قادر به پیش‌بینی مناسب تغییرمکان‌ها نیست و در عین مناسب بودن الگوی توزیع تغییرمکان توصیه شده توسط این روش در ارتفاع، میزان تغییرمکان‌ها به صورت کاملاً محافظه‌کارانه اختلاف قابل توجهی با نتایج تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی از خود نشان می‌دهند. مثلاً با توجه به نتایج ارائه شده برای دیوارهای برشی ملاحظه شد که نتایج تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی میانگین دریافتی در حدود 1.5% را نشان می‌دهد که این میزان دریافت در مقایسه با دریافت ۲٪ که معیار طراحی دیوارها بوده است، به میزان قابل توجهی کم است. لذا انتظار بر آن است که برای رسیدن به یک تغییرمکان مشخص، برش پایه (شتاب طیفی) کمتر از آن باشد که به روش توصیه شده‌ی پریسلی تعیین می‌شود. با بررسی‌های صورت گرفته علت این اختلاف مورد بررسی قرار گرفت، بدین جهت به منظور اصلاح روش DDBD سه پارامتر انحنای تسلیم، تغییرمکان تسلیم، برش پایه و فرض حاکم بر سازه‌ی جایگزین مورد بررسی قرار گرفت و پیشنهادات اصلاحی ارائه شد.

پانویس‌ها

1. performance based seismic design (PBSD)
2. displacement based seismic design (DBSD)
3. direct displacement based design (DDBD)
4. Mander
5. ADRS
6. MADRS



الف) مقایسه‌ی توزیع تغییر مکان بدون اعمال اصلاحات؛



ب) مقایسه‌ی توزیع تغییرمکان در حالت اعمال اصلاحات.

شکل ۱۷. مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی دیوار ۱۲ طبقه و نتایج حاصل از طراحی دیوار براساس روش معمول طراحی مستقیم براساس تغییرمکان.

برای بررسی این موضوع دیوارهای برشی مختلف مجدداً برای یک شتاب بزرگ‌تر از $0.35g$ (شتاب بیشینه‌ی $0.7g$) طراحی می‌شوند. طیف طراحی در این حالت میانگین طیف‌های ۷ شتاب‌نگاشتی است که بیشینه‌ی شتاب آن‌ها به $0.7g$ برابر شتاب زمین مقیاس شده است. نتایج حاصل از طراحی دیوارهای برشی مختلف با شدت $0.7g$ در جدول ۱۱ آورده شده است.

مجدداً با اعمال تغییرات فوق تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی در ۲ حالت تکرار می‌شود. یعنی حالتی که در انجام طراحی مستقیم براساس تغییرمکان با استفاده از طیف میانگین ۷ شتاب‌نگاشت در شتاب بیشینه‌ی $0.7g$ اصلاحات موردنظر

منابع (References)

1. Alexieva, K., *Displacement Based Performance Assessment of RC Shear Walls Designed According To Canadian Seismic Standards*, Canadian theses, Library and Archives Canada (2007).
2. Aschheim, M. and Black, E.F. "Yield point spectra for

- seismic design and rehabilitation", *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, **16**(2), pp. 317-336 (2000).
3. Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. "Displacement-based seismic design of structures", IUSS Press chapter 1, 2, 3 and 6 (2007).
4. Iranian Seismic Resistant Design of Buildings (Code 2800), Institute of Standards and Industrial Research of Iran, 3d edition (2004).
5. Bommer, J.J. and Mendis, R. "Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(2), pp. 145-165 (2005).
6. Tolis, S.V. and Faccioli, E. "Displacement design spectra", *Journal of Earthquake Engineering*, **3**(1), pp. 107-125 (1999).
7. Eurocode 8 [1994], *Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings-Seismic Actions and General Requirements for Structures*, ENV 1998, CEN.
8. Gajan, S., *Physical and Numerical Modeling of Nonlinear Cyclic Load Deformation Behavior of Shallow Foundations Supporting Rocking Shear Walls*, Dissertation of Ph.D., University of California, Davis (2006).
9. Mander, J.B.; Priestley, M.J.N. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).
10. Ghiassi, B. and M. Soltani, Homogenization and Development of Constitutive Models for Seismic Evaluation of Brick Masonary Structures with Reinforced Concrete Layer. Tarbiat Modares University, 2009. Master Degree in Earthquake Engineering.
11. Paulay, T. "Seismic response of structural walls: recent developments", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **28**(6), pp. 922-937 (2001).
12. ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, 1 (1996).
13. FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency (2005).
14. Iranian Concrete code (ABA), Iranian Management Organization, 6th edition, Issue (120), (2003).

تعیین ظرفیت باربری شمع با استفاده از تحلیل‌های عددی سیستماتیک آزمایش بارگذاری شمع بر مبنای روش تاگوچی

محمود یزدانی* (استادیار)

پیمان قهرمانی منجقچی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۸، شماره ۴، ص. ۵۱-۳۹

آزمایش بارگذاری شمع روشی قابل اعتماد ولی گران در تعیین ظرفیت باربری شمع است. عملاً می‌توان با انجام تعداد محدودی آزمایش صحرایی، در کنار به‌کارگیری مدل‌سازی‌های عددی، ظرفیت باربری شمع را با دقت خوبی تعیین کرد. در این پژوهش، با استفاده از روش سیستماتیک تاگوچی، طرح مناسبی برای نحوه تغییر تمامی پارامترهای مؤثر در نتایج تحلیل عددی به‌منظور انطباق نتایج آن با نتیجه‌ی آزمایش بارگذاری شمع ارائه شده است. با این‌کار پارامترهای تدقیق‌شده‌ی خاک و اهمیت نسبی هریک بر میزان ظرفیت باربری مشخص می‌شود. در این پژوهش، با داشتن پارامترهای مکانیک خاک آزمایشگاهی و همچنین نتایج آزمایش بارگذاری شمع در یک محل، با روش تاگوچی ضمن تدقیق پارامترهای خاک، عامل مقاومتی فصل مشترک، زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی مهم‌ترین و نسبت پواسون و زاویه‌ی اتساع کم اهمیت‌ترین عوامل تشخیص داده شدند.

واژگان کلیدی: ظرفیت باربری، شمع، آزمایش بارگذاری، تاگوچی.

myazdani@modares.ac.ir
pghahremanim@gmail.com

۱. مقدمه

با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در پیش‌بینی ظرفیت باربری شمع‌ها، بهتر است ظرفیت باربری آن‌ها به‌صورت درجا تعیین شود. آزمایش بارگذاری شمع بهترین روش مستقیم جهت تعیین باربری شمع‌هاست و بسته به نیاز در اغلب پروژه‌های بزرگ، تعدادی از این آزمایش‌ها انجام می‌شود. معمولاً به ازای هر ۲۵۰ الی ۳۰۰ شمع یک آزمایش انجام می‌شود.^[۱] تمام تحقیقات قبلی انجام‌شده در زمینه تعیین باربری نهایی شمع بر روی منحنی بار-جابجایی استوار است و برای داشتن این منحنی نیاز به انجام آزمایش‌های صحرایی است. در این پژوهش سعی شده است اطلاعات لازم جهت استفاده از روش‌های تفسیر که همان منحنی بار-جابجایی است با استفاده از روش‌های مناسب مدل‌سازی ایجاد شود. ذکر این نکته ضروری است که روش‌های عددی را نمی‌توان به‌منزله‌ی جایگزین آزمون‌های صحرایی تلقی کرد؛ بلکه فقط به‌منظور کاهش تعداد این آزمایش‌ها در مراحل مقدماتی پروژه‌های بزرگ و کاهش هزینه‌ها در این مرحله می‌توان از این روش استفاده کرد.

از تحقیقات انجام‌شده در زمینه‌ی مدل‌سازی عددی آزمایش بارگذاری شمع می‌توان به مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی شمع با نتایج آزمون‌های سانتریفیوژ شمع اشاره کرد.^[۲] همچنین در پژوهشی دیگر تأثیر عواملی از قبیل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۵/۱۸، اصلاحیه ۱۳۸۹/۱۰/۲۷، پذیرش ۱۳۹۰/۶/۵.

مشخصات هندسی شمع، المان‌های فصل مشترک و انواع مختلف مش المان محدود بر روی نتایج مدل عددی بررسی و با نتایج آزمایش صحرایی بارگذاری شمع مقایسه شده است.^[۳]

از آنجا که در بیشتر تحقیقات گذشته، مبنای تغییر طرح مدل‌سازی‌ها برای تعیین بهترین شرایط از طریق سعی و خطا بوده، در این پژوهش سعی شده است تا با استفاده از روش سیستماتیک تاگوچی^[۴]، طرح مناسبی برای نحوه تغییر تمامی پارامترهای مؤثر بر مدل عددی ارائه شود. مدل‌سازی عددی آزمایش‌ها نیز با استفاده از نرم‌افزار المان محدود دو بعدی PLAXIS V8.۲.۰ انجام شده است که نتیجه‌ی آن، تجزیه و تحلیل‌های متعدد هدف‌دار با شرایط مدل‌سازی مختلف، جهت نزدیک‌شدن نتایج مدل عددی و نتایج آزمایش‌های صحرایی است. این تذکر لازم است که اطلاعات موردنیاز در این پژوهش، از نتایج آزمایش‌های بارگذاری شمع در محل پروژه‌ی فولاد قانات استخراج شده است.

۲. ظرفیت باربری شمع

ظرفیت باربری یک شمع، برابر مجموع مقاومت جدار و مقاومت انتهای آن است که در اثر اعمال بار محوری از طرف خاک اطراف و کف شمع بسیج می‌شوند. هنگامی که شمع تحت بار فشاری قرار می‌گیرد، منحنی بار-تغییر مکان مشابه شکل ۱ خواهد بود.