

یادداشت تحقیقاتی

بررسی پارامترهای تاثیر گذار بر عملکرد دیوارهای برشی کوتاه بتن آرمه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

محمد غنی زاده^{۱*}، مسعود فرزاد^۲، عبدالرضا سروقدمقدم^۳

- ۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- ۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
- ۳- دانشیار پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

* ghanizadeh.md@gmail.com

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۲۵]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۱/۲۲]

چکیده

دیوارهای برشی کوتاه با نسبت عرض به طول کمتر از ۲ در تقویت سازه‌های کم ارتفاع بکار گرفته می‌شوند. این دیوارها معمولاً مقاومت جانبی قابل توجه اما با شکل‌پذیری کم دارند. به دلیل استفاده از دهانه‌های به طول متعارف (در فاصله محور به محور ستون‌ها)، اغلب به تمامی ظرفیت برشی این دیوارها نیازی نیست و می‌توان با بسیج بخشی از ظرفیت برشی، به مقاومت‌های کافی برای چنین سازه‌هایی دست یافت. در این مقاله نشان داده می‌شود که می‌توان با استفاده از شکل و طول مناسبی از فونداسیون و به حساب آوردن اثر انعطاف‌پذیری بستر، شکل‌پذیری و مقاومت این دیوارها را افزایش داد. همچنین تأثیر پارامترهای خاک بر شکل‌پذیری مطالعه شده است. بدین منظور ابتدا یک نمونه دیوار برشی کوتاه که به صورت تجربی آزمایش شده و در ادبیات فنی گزارش شده است، با نرم‌افزار تحلیل غیرخطی ATENA 3D درستی‌آزمایی شده و نتایج برای مطالعه حساسیت رفتار به پارامترهای طول، شکل فونداسیون و سختی خاک بکار گرفته می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار برشی کوتاه، المان محدود، مقاومت برشی، مقاوم‌سازی

۱- مقدمه

وجود دیوار برشی در ساختمان‌ها باعث افزایش صلبیت آن‌ها می‌شود، عملاً کاربرد دیوارهای برشی موجب افزایش نیروهای جانبی وارد شده می‌شود. چنانچه یک دیوار بتواند انعطاف‌پذیرتر عمل کند می‌توان سطح نیروهای جانبی موثر در طراحی را کمتر در نظر گرفت. پس از تشکیل لولای خمیری در پای دیوار تغییر شکل‌های پلاستیک افزایش می‌یابد. در طراحی دیوار برشی در ساختمان‌ها بیشتر آن‌ها را با تکیه‌گاه‌های گیردار در نظر می‌گیرند و پس از طراحی سازه‌ی دیوار برشی، عکس‌العمل‌های دیوار برشی را بر روی فونداسیون اعمال می‌نمایند و سازه‌ی فونداسیون را نیز با آن

دیوارها، از قدیمی‌ترین اجزای ساختمانی هستند که در سازه‌ها به کار گرفته شده‌اند. به همین دلیل با توسعه‌ی استفاده از بتن در صنعت ساختمان، از همان ابتدا ساخت دیوارهای بتنی با استقبال روبرو بوده است. در طراحی یک سیستم ساختمانی، کارایی و ایمنی سازه، موردنظر مهندسین است. ساختمان باید در مقابل نیروهای ثقلی و نیروهای افقی باد در بالای سطح زمین، همچنین نیروهای ناشی از زلزله، مقاومت کند. با توجه به این‌که سازه‌های دارای صلبیت بیشتر در زلزله، تحت نیروهای به مراتب قوی‌تری قرار می‌گیرند و از آنجاکه

Butterfield، در پژوهشی، روش Geogiadi را برای پایداری پی‌ها تأیید کرد و تأکید نمود که شکل و اندازه‌ی پوش سه‌بعدی باید تنها به جای تکیه بر معادلات ظرفیت باربری متعارف، بیشتر توسط نقاط گسیختگی آزمایشی کنترل شود [13].

Geogiadis و Butterfield، آزمایشی روی پی (m) 0.4×0.05 واقع بر خاک‌های غیر چسبنده که تحت بارگذاری خارج از محور و مایل قرار داشتند، انجام دادند. یافته‌ها نشان داد که با افزایش خروج از مرکزیت و تمایل بار، جابه‌جایی‌های قائم پی کاهش، دوران و جابه‌جایی افقی آن افزایش می‌یابند [14].

Zeng و Stedman، برای مطالعه‌ی رفتار ساختمان‌های واقع بر پی‌های سطحی که تحت بارگذاری زلزله‌ی روی ماسه قرار دارند، اقدام به انجام یک سری آزمایش‌های سانتریفیوژ نمودند. هنگامی که دوران سازه به اوج خود می‌رسد، یک کاهش ناگهانی در ظرفیت باربری در محدوده‌ی اواخر بارگذاری زلزله در زمانی که لرزش زمین کاملاً زیر مقدار ماکزیمم است، شروع می‌شود. یک تفسیر آشکار از نتایج این پژوهش این بود که، یک زلزله با تعداد بیشتری سیکل‌های با دامنه‌ی متوسط که می‌تواند دوران دائمی ایجاد کند نسبت به زلزله‌ای تنها با یک یا دو سیکل قوی، می‌تواند منجر به کاهش بیشتری در ظرفیت باربری فونداسیون شود [15].

NUPEC (انجمن مهندسی نیروگاه‌های اتمی ژاپن) (۱۹۹۱)، به منظور مطالعه پاسخ دیوارهای ضخیم بالدار تحت بارگذاری دینامیکی، نمونه‌های آزمایشگاهی متعددی را با استفاده از یک شبیه‌ساز زلزله تا وقوع شکست تحت بارگذاری قرارداد. مدل بتن استفاده شده در تحلیل بیشتر مدل‌ها، از نوع ترک پنخس شده بود. جزئیات تحلیل‌های انجام شده در OECD [16]، گزارش شده است. نتایج تحلیل المان محدود موجود در این گزارش نشان می‌دهد که، (۱) تأثیر تغییر در مدل‌های سخت‌شوندگی کششی بتن، در پاسخ، نسبتاً کم است، (۲) بیشتر مقادیر تخمین زده شده برای سختی الاستیک حدود ۱۵ درصد با مقادیر آزمایشگاهی تفاوت داشتند، (۳) مدل‌های دوبعدی که عرض مؤثر بال در آن‌ها برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر تخمین زده شده

نیروها طراحی می‌کنند. در پایان به علت سختی زیاد دیوار برشی، قسمت اعظم نیروی جانبی ناشی از زلزله توسط این دیوارها تحمل می‌شود، در نتیجه در فونداسیون زیر دیوار برشی نیروی برکنش و لنگر خمشی زیادی ایجاد می‌شود. برای مقابله با نیروی برکنش دیوار برشی، فونداسیون بسیار سنگین طراحی می‌شود. می‌توان اثر انعطاف پذیری پی را در تحلیل سیستم به حساب آورد و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه می‌توان پارامترهایی مانند اثر انعطاف پذیری خاک و فونداسیون، تغییر فرکانس‌های ورودی به سازه به علت عبور از خاک و استهلاک انرژی به علت میرایی ارتعاشی و میرایی هیستریسیس، را لحاظ نمود. با عملکرد گهواره‌ای فونداسیون، رفتار خمشی سازه به رفتار گهواره‌ای تبدیل می‌شود و ضمن تأمین شکل‌پذیری و مقاومت کافی برای ساختمان، از بروز آثار نامطلوب جلوگیری به عمل می‌آید.

حرکت گهواره‌ای در آیین‌نامه‌های مختلفی از جمله FEMA ۲۷۴ و FEMA ۴۴۰ لحاظ شده است [1,2]. مطالعات متعدد تجربی، تحلیلی به منظور بررسی رفتار دیوارهای برشی کوتاه تحت اثر بارهای افزایشی یکنوا و یا بارهای چرخه‌ای به وسیله پژوهشگرانی چون، Barlett [3]، Ueda و همکاران [4]، Wiessing [5]، Taylor و همکاران [6]، Gottardi و Butterfield [7]، Butterfield [8]، Gottardi و همکاران [9]، Hwang و Lee [10]، Greifenhagen و Lestuzzi [11]، Werasak و Meng [12]، انجام و گزارش شده است.

Geogiadis، پایداری وابسته به مسیر تنش را در سطح پی‌های واقع بر ماسه در ترکیب بارگذاری قائم، برش و لنگر خمشی تحلیل کرد. وی از معادلات ظرفیت باربری متداول، همراه با اصلاحاتی برای شرایط بارگذاری شیب‌دار و خارج از مرکز استفاده کرد، تا اندازه و شکل گسیختگی سه‌بعدی را در فضای برش، لنگر خمشی و بار قائم در بارگذاری ترکیبی به دست دهد. وی با در نظر گرفتن یک مسیر بار متحمل در سه فضای ذکر شده و نقطه تقاطع این مسیر با پوش گسیختگی، روش واقع‌گرایانه‌تری را برای یافتن ضریب اطمینان ارائه داد [13].

ازلحاظ اسمی در هندسه مانند نمونه‌های انجمن مهندسی نیروگاه اتمی ژاپن بود، بنابراین یک مقایسه‌ای بین آزمایش دینامیکی و آزمایش استاتیکی نمودند [19].

روش‌های طراحی عملکردی در مهندسی زلزله، بر اهمیت همسانی رفتار غیرخطی مؤلفه‌های سازه‌ای، ژئوتکنیکی و اندرکنش بین آن‌ها در راستای رسیدن به عملکرد بالاتر، برای سازه استوار است. پی‌های سطحی نگه‌دارنده‌ی سازه‌ها ممکن است در طول بارگذاری ناگهانی یک زلزله، در محدوده‌ی غیرخطی خود واقع شوند. درک رفتار غیرخطی پی‌های سطحی تحت بارگذاری لرزه‌ای با دامنه‌ی بزرگ، یکی از مسائل مهم طراحی عملکردی است. پارامترهای ژئوتکنیکی فونداسیون نقش مهمی را در پاسخ لرزه‌ای ساختمان ایفا می‌کنند. غیرخطی بودن خاک و اندرکنش میان خاک و پی، سبب سختی سیستم سازه-فونداسیون-خاک و دامنه‌ای از تغییرات با درجات مختلف می‌شود. غیرخطی بودن خاک می‌تواند به صورت یک سازوکار اتلاف انرژی ظاهر شود که به صورت بالقوه خسارات ناشی از زلزله به المان‌های سازه را کاهش می‌دهد. از طرفی این رفتار غیرخطی می‌تواند به تغییر شکل‌های دائمی در تراز پی منجر شود که خود باعث وارد شدن خساراتی به ساختمان می‌شود.

با توجه به مشکلات مربوط به ابداع مدل‌های مختلف در خصوص اندرکنش فونداسیون-سازه و پیش‌بینی تغییر شکل‌های دائمی ناشی از زلزله در آن، نیاز به بررسی بیشتر در برخی جنبه‌های تحلیلی و رفتاری دیوارهای برشی کوتاه و اندرکنش خاک و فونداسیون احساس می‌شود، باهدف دستیابی به ابزاری مناسب برای تحلیل بر اساس عملکرد، به مدل‌سازی و تحلیل نمونه‌ی آزمایشگاهی و بررسی اثر خصوصیات خاک، شکل و طول فونداسیون، بر عملکرد دیوارهای برشی کوتاه پرداخته شده است.

۲- درستی آزمایشی مدل تحلیلی

برای تحلیل، از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی المان محدود ATENA 3D، استفاده شده است. این نرم‌افزار مختص تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه است.

بود نسبت به مدل دوبعدی با لحاظ کردن تمام عرض بال (۲۹۸۰ میلی‌متر)، برآورد بهتری از سختی جانبی ارائه نمود، سختی جانبی تخمین زده‌شده در شبیه‌سازی‌هایی که فونداسیون دیوار را مدل نکردند، مشابه سختی جانبی تخمین زده شده‌ی شبیه‌سازی‌هایی بود که در آن‌ها فونداسیون دیوار مدل شده بود، ۵) مقاومت برشی بیشینه تخمین زده شده به وسیله تحلیل المان محدود بین ۰/۶۵ تا ۱/۱۵ برابر مقادیر اندازه‌گیری شده تجربی به دست آمد، ۶) میزان تغییر مکان در مقاومت برشی بیشینه حاصل از تحلیل بین ۰/۲۵ تا ۱/۸۵ برابر مقادیر تغییر مکان در مقاومت برشی به دست آمد، ۷) مدل‌های ترک ثابت و یا ترک دورانی تفاوت عمده‌ای در جواب‌ها نداشتند [17].

Gottardi و همکارانش نتایج یک سری آزمایش انجام شده روی مدل پی‌های دایروی واقع بر ماسه‌ی خشک را ارائه کردند. پی‌ها، تحت آزمایش با جابه‌جایی کنترل‌شده انجام گرفتند، تا دامنه‌ای از ترکیبات مختلف بارگذاری قائم، افقی و لنگر خمشی فراهم باشد. نتایج این آزمایش‌ها اطلاعاتی را در مورد شکل سطح تسلیم و ظرفیت باربری مجاز به دست داد. همچنین اطلاعاتی نیز در مورد قانون سخت‌شوندگی و قانون جریان هم‌بسته، متناسب با مدل پلاستیسیته و پاسخ الاستیک در سطح تسلیم حاصل شد [18].

Palermo و Vecchio، دیوار برشی ضخیم بالدار را که با عنوان DP1 نام‌گذاری شد، آزمایش کردند. با انجام آزمایش روی دیوار برشی کوتاه، رفتار دیوارها را تحت اثر بارهای چرخه‌ای مطالعه شد. دیوار برشی آزمایش شده به صورت بالدار (I شکل) بود و تحت اثر بارها، بیشتر شکست برشی در جان را نشان داد. پاسخ آزمایشگاهی دیوارها با استفاده از وچپو و کالینز، شبیه‌سازی شد که از یک روش ترک پخش شده چرخنده استفاده می‌کند. در این آزمایش، دیوارهای سازه‌ای با نسبت‌های ارتفاع به عرض پایین، به عنوان دیوارهای برشی ضخیم در نظر گرفته شد. آن‌ها کاربرد دیوارها را در ساختمان‌های کم ارتفاع، به عنوان المان‌های مقاوم بار لرزه‌ای و برای سازه‌های بلند، شرکت‌کننده اصلی در مقابل بار جانبی در چندطبقه اول بالای سطح فونداسیون را به دست آوردند. خواص هندسی نمونه‌ها

مدل مصالح "3D Nonlinear Cementitious 2" برای بتن استفاده می‌شود. این مدل، یک مدل شکافت خمیری است. یعنی ترکیبی از مدل‌های مشخصه‌ی شکافت (fracture) درکشش و خمیری (plastic) در فشار است. در این مدل، ناحیه نرم شدگی کششی با تعیین انرژی شکافت و عرض ترک پیشینه تعریف می‌شود و ناحیه فشاری پسا اوج نیز با تعیین کرنش نهایی مشخص می‌شود [20].

منحنی تنش-کرنش تک‌محوری در شکل (۳) نشان داده شده است و روابط آن به صورت زیر است:

شکل ۳. تنش-کرنش تک‌محوری بتن [20]

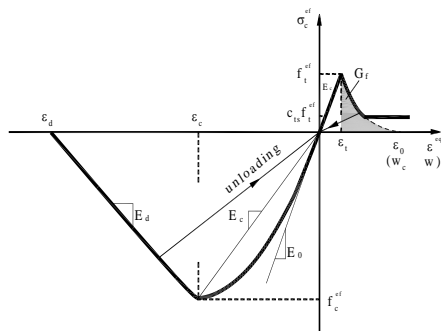


Fig. 3. Uniaxial stress-strain curve of concrete

بخش صعودی فشاری:

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \frac{(E_0 / E_c)(\varepsilon / \varepsilon_c) - (\varepsilon / \varepsilon_c)^2}{1 + [(E_0 / E_c) - 2](\varepsilon / \varepsilon_c)} \quad (1)$$

$$E_c = f_c^{ef} / \varepsilon_c$$

که در آن، تنش فشاری مؤثر بتن، f_c^{ef} مقاومت فشاری مؤثر بتن، E_0 مدول ارتجاعی اولیه بتن فشاری، E_c مدول سکانتی بتن در تنش اوج، ε_c کرنش در تنش فشاری اوج، است.

بخش نزولی فشاری، خطی:

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L_d}, \quad w_d = 0.5 \text{ mm} \quad (2)$$

که در آن، ε_d کرنش مرتبط به w_d تغییر مکان خمیری در انتهای منحنی نرم شدگی فشاری، L_d طول باند گسیختگی در فشار، است.

بخش صعودی کششی، خطی:

$$E_c = f_t^{ef} / \varepsilon_t \quad (3)$$

دیوار نمونه‌ی آزمایشگاهی NUPEC، برای تحلیل عددی، متشکل از پنج پانل (دو پانل دال، دو دیوار بال و یک دیوار جان) و دو صفحه‌ی اعمال بار است. همان‌گونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، دال بالایی ۴ متر طول، ۴ متر عرض و ۷۶۰ میلی‌متر ضخامت، دال پایینی ۵ متر طول، ۵ متر عرض و ۱۰۰۰ میلی‌متر ضخامت، دیوار جان ۲۹۰۰ میلی‌متر طول، ۲۰۲۰ میلی‌متر ارتفاع و ۷۵ میلی‌متر ضخامت، دیوارهای بال ۲۹۸۰ میلی‌متر طول، ۲۰۲۰ میلی‌متر ارتفاع و ۱۰۰ میلی‌متر ضخامت داشتند. میلگردهای دال پایین، شبکه‌ای از میلگرد D29 (قطر ۲۹ میلی‌متر)، در بالا و پایین آن، میلگردهای دال بالایی شبکه‌ای از میلگرد D25 (قطر ۲۵ میلی‌متر) و دیوارهای جان و بال از میلگردهای D6 طبق شکل (۲) است [17].

شکل ۱. ابعاد دیوار [17]

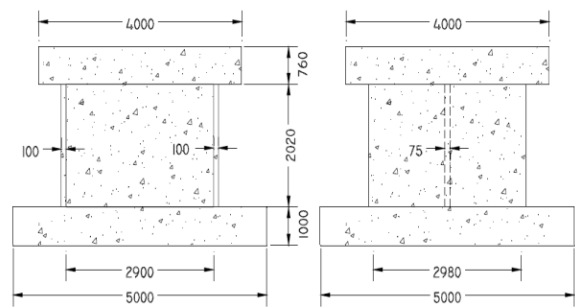


Fig. 1. Dimensions of the wall

شکل ۲. شمای آرماتور گذاری [17]

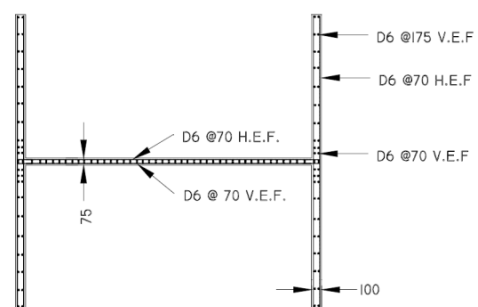


Fig. 2. The reinforcements detail

مشخصات مصالح نمونه‌ی آزمایشگاهی NUPEC، برای تحلیل عددی، در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح [16]

| Rebars (kg/mm^2) | | | | concrete (kg/mm^2) | | |
|-----------------------------|-----|-------|-------|-------------------------------|--------------------|-------|
| f'_c | E | v | f_t | f_y | E | f_u |
| 2.92 | 234 | 0.155 | 0.23 | 39.1 | 18.8×10^3 | 49.5 |

Table. 1. The material properties

$$f_t^{ef} = f_t \quad \text{کشش-کشش (۹)}$$

که در آن، f_t مقاومت کششی تک محوری بتن است. مقاومت فشاری و کششی بتن و مدول ارتجاعی آن از آزمایش به دست می آید. انرژی شکافت بتن، G_f ، از رابطه‌ی زیر به دست می آید:

$$G_f = 0.025(f_c / 10)^{0.7} \quad (10)$$

ATENA 3D از مدل ترک پخشی (smeared) با دو گزینه مختلف، مدل ترک ثابت و مدل ترک دورانی استفاده می کند. در هر دو مدل وقتی تنش اصلی از مقاومت کششی تجاوز می کند ترک به وجود می آید. فرض می شود ترک‌ها در داخل حجم مصالح به صورت یکنواخت توزیع می شود. این واقعیت با تعریف ارتوتروپی در مدل مشخصه ظاهر می شود. در مدل ترک ثابت، جهت ترک با جهت تنش اصلی در لحظه آغاز ترک مشخص می شود. با ادامه بارگذاری این جهت ثابت بوده و محور ارتوتروپی مصالح را نشان می دهد. به دلیل فرض ایزوتروپی بتن، جهات تنش‌ها و کرنش‌های اصلی در بتن ترک نخورده بر هم هماهنگ است. در مدل ترک دورانی، جهت تنش‌های اصلی بر جهات کرنش‌های اصلی هماهنگ است. هم‌زمان با دوران محور کرنش‌های اصلی جهت ترک‌ها نیز دوران می کند. کاربر می تواند در حین تحلیل با تعریف نسبتی از مقاومت کششی، ترک پخشی را از مدل ترک دورانی به مدل ترک ثابت تغییر دهد. تحلیل‌های متعدد با مقادیر متفاوت ضریب ترک ثابت (نسبت تنش کششی به مقاومت کششی در لحظه تغییر از ترک پخشی به ترک ثابت) نشان داد که مدل ترک کاملاً ثابت، نتایج بهتری به دست می دهد. برای میلگردها از مدل دوخطی ارتجاعی-خمیری کامل استفاده می شود. مدل چسبندگی - لغزش CEB-FIP Model code 90 برای چسبندگی میلگرد به بتن در نظر گرفته می شود. منحنی تنش-کرنش فولاد در شکل (۵) نشان داده شده است. برای میلگردها از مدل دوخطی سخت شونده استفاده شده است.

که در آن، f_t^{ef} مقاومت کششی مؤثر بتن، ϵ_t کرنش در تنش کششی اوج است.

بخش نزولی کششی:

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{ef}} \quad (4)$$

که در آن، w_c عرض ترک به هنگام آزاد شدن کامل تنش کششی، G_f انرژی شکافت بتن (Nmm/mm^2) است.

ضریب سخت شدگی کششی:

$$c_{ts} = 0.4 \quad \text{(پیش فرض) (۵)}$$

که در آن، c_{ts} ضریب سخت شدگی کششی است.

منحنی تابع گسیختگی دو محوری بتن در شکل (۴) نشان

داده شده است و روابط آن به صورت زیر است:

شکل ۴. تابع گسیختگی دو محوری بتن [20]

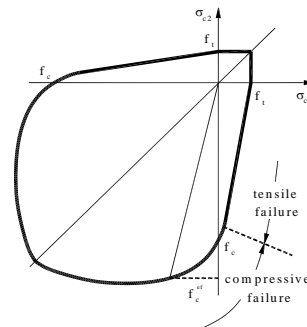


Fig. 4. Biaxial failure curve of concrete

گسیختگی فشاری:

فشار-فشار:

$$f_c^{ef} = \frac{1 + 3.65(\sigma_{c1} / \sigma_{c2})}{[1 + (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})]^2} f_c \quad (6)$$

که در آن، σ_{c1} تنش اصلی در جهت 1، σ_{c2} تنش اصلی در جهت 2، f_c مقاومت فشاری متوسط سیلندر بتن، است.

کشش-فشار:

$$f_c^{ef} = f_c r_{ec} \quad (7)$$

$$r_{ec} = (1 + 5.3278 \frac{\sigma_{c1}}{f_c})^{-1} \quad 1.0 \geq r_{ec} \geq 0.9$$

که در آن، r_{et} ضریب کاهش مقاومت کششی، است.

گسیختگی کششی:

$$f_t^{ef} = f_t r_{et}, \quad r_{et} = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{c2}}{f_c} \quad \text{کشش-فشار (۸)}$$

گام استفاده می‌شود. خطاهای پسماند و پسماند مطلق به ترتیب برابر ۰/۰۲ و ۰/۰۵ در نظر گرفته می‌شوند. در هر گام، بیشینه چهل تکرار در نظر گرفته می‌شود. پوش منحنی‌های چرخه‌ای در شکل (۷) نشان داده شده است. (برای مقایسه راحت‌تر، واحدها به واحدهای ارائه شده در نتایج آزمایش تبدیل شده‌اند). سیکل دریافت‌های اعمالی دقیقاً مشابه نمونه‌ی آزمایشگاهی است. طبق جدول (۲)، مقاومت برشی بیشینه‌ی دیوار ناشی از تحلیل، ۱۶۳۹ کیلو نیوتن، در جابه‌جایی ۱۰/۴۳ میلی‌متر نتیجه شد. با مقایسه منحنی‌های به دست آمده و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی، مشاهده می‌شود که هماهنگی خوبی بین دو نتیجه برقرار است.

شکل ۷. نمودار بار- جابه‌جایی در نقطه‌ی بالای دیوار

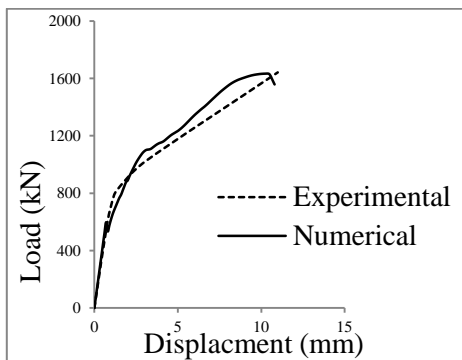


Fig. 7. Load vs. displacement at top of the wall

۳- دیوارهای کوتاه متداول در مقاوم‌سازی

باهداف تدوین رویکردهای متنوع در برخورد با انواع ساختمان در سطوح خطر مختلف، دستورالعمل کاربردی بهسازی لرزه‌ای، توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تدوین شده است. برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های کوتاه، نمونه‌ای از دیوار برشی مستطیلی بر روی پی نواری پیشنهاد شده است. به منظور بررسی پارامترهای مؤثر بر رفتار این گونه دیوارها و همچنین بهبود عملکرد آن‌ها، با استفاده از یافته‌های فوق‌الذکر، این دیوارها مدل‌سازی عددی شده و تحت بارگذاری جانبی افزایشده (تحلیل استاتیکی غیرخطی) قرار می‌گیرند. ابعاد پلان دیوار پیشنهادی در شکل (۸) و نمای جانبی و مقطع آن در شکل (۹) نشان داده شده است.

شکل ۵. منحنی تنش- کرنش فولاد

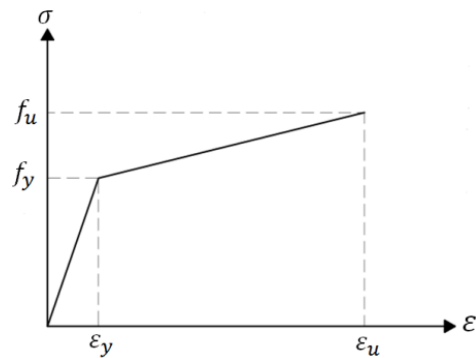


Fig. 5. Stress-strain behavior of rebars

با توجه به وجود قلاب‌ها، لغزش صفر برای دو انتهای میلگردها در نظر گرفته شده است. مش بندی مدل تحلیلی در شکل (۶) نشان داده شده است.

شکل ۶. مش بندی مدل تحلیلی، محل اعمال بار و اندازه‌گیری تغییر

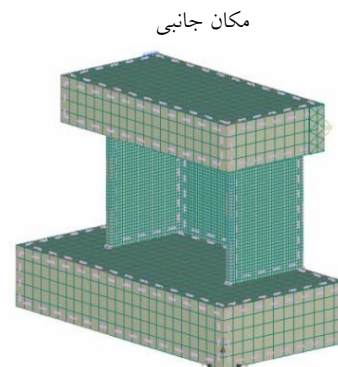


Fig. 6. The Numerical model, mesh sizes and the loading and monitoring points

در قدم اول بارگذاری، وزن قطعات اعمال شد. سپس نیروی محوری اضافی به صورت مونوتونیک افزایشده بر سطح بالایی دال فوقانی اعمال شد. مجموع بار محوری اعمالی و دال فوقانی، برابر ۱۲۲۰ kN است که در قدم‌های بعدی اعمال بار، ثابت نگه‌داشته شد. بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان افزایشده در مرکز دال فوقانی، در ۲۰ مرحله به سازه اعمال شد. بخش دیگر نرم‌افزار ATENA 3D روش ساده‌تر حل معادلات غیرخطی به واسطه روش المان محدود و معیار بارگذاری افزایشی آن است. روش‌های مختلفی در این نرم‌افزار برای حل معادلات غیرخطی وجود دارد. برای حل سیستم معادلات غیرخطی، از روش نیوتن-رافسون در ترکیب با روش جستجوی خطی همراه با به‌روزرسانی ماتریس سختی در هر

جدول ۲. بررسی تغییر مکان و مقاومت برشی در نقطه پیک

| specimen | (kN) $V_{U Num.}$ | (kN) $V_{U Exp.}$ | $\frac{V_{U Num.}}{V_{U Exp.}}$ | δ_{Num} (mm) | δ_{Exp} (mm) | $\frac{\delta_{Num}}{\delta_{Exp}}$ |
|----------|-------------------|-------------------|---------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------------|
| NUPEC | 1639 | 1642 | 0.998 | 10.43 | 10.98 | 0.95 |

Table 2. Comparison of the displacement and the shear strength at peak point

از تحلیل برای دیوار با تکیه‌گاه صلب و با فونداسیون واقع بر بستر انعطاف پذیر در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

شکل ۱۰. بار جابه‌جایی دیوار با تکیه‌گاه صلب و نمودار بار جابه‌جایی دیوار

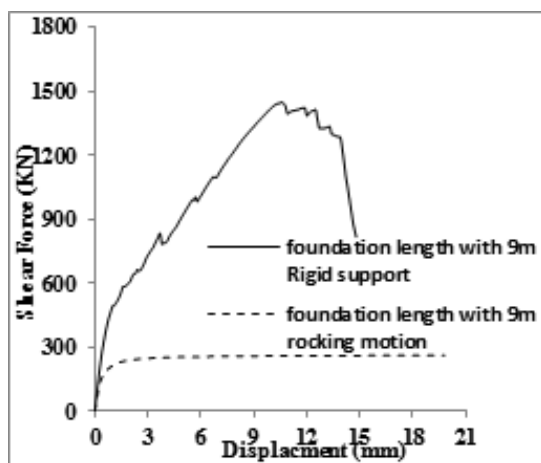


Fig.10. The load – displacement curves- $L_f=9$ m

عضو در فونداسیون با تکیه‌گاه صلب بیشتر برشی با افت ناگهانی بعد از نقطه اوج بوده و مقاومت پسماند تقریباً ۱۴ درصد بیشینه مقاومت است. بیشینه مقاومت برشی برای مدل با تکیه‌گاه صلب ۱۴۴۴ KN در جابه‌جایی ۱۰,۴ میلی‌متر و برای مدل با ۲۶۱,۴ KN در جابه‌جایی ۱۹,۵ mm به دست آمده است. اشکال نهایی این تحلیل برای هر یک از نمونه‌ها در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) نشان داده شده است.

شکل ۱۱. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی با تکیه‌گاه صلب

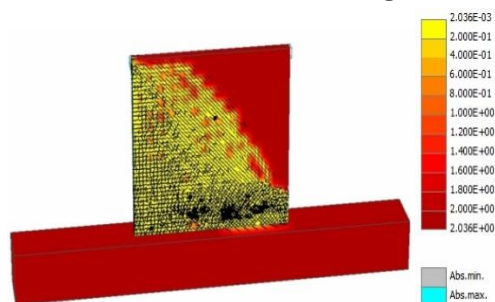


Fig.11. Distribution of tensile strength and final cracking pattern- rigid support

مشخصات مصالح مصرفی دیواره به ترتیب، F_c برابر 40 MPa ، F_t برابر 21 MPa است، همچنین مشخصات میلگردگذاری دیوار به ترتیب، مقدار میلگردهای افقی دیوار $\phi 16 @ 250 \text{ mm}$ ، میلگردهای قائم دیوار $\phi 20 @ 250 \text{ mm}$ ، میلگردهای طولی در بالا و پایین پی $7 \phi 250 \text{ mm}$ ، میلگردهای عرضی پی $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ است [21].

شکل ۸. پلان دیوار (m) [21]

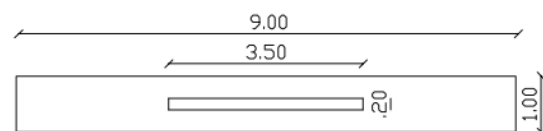


Fig. 8. Plan of the wall-foundation connection

شکل ۹. نمای جانبی و مقطع دیوار (m) [21]

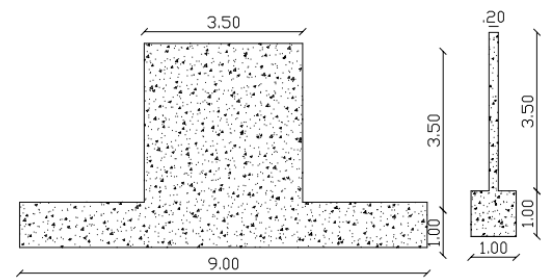


Fig. 9. Vertical and horizontal sections of the specimen

مدل‌های بتن و فولاد مانند شکل‌های (۳، ۴ و ۵)، در نظر گرفته شد و پس از مدل‌سازی و مش‌بندی آن، بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان و با آهنگ یکنواخت افزایشی بدان اعمال شد.

۴- بررسی تاثیر انعطاف پذیری بستر

برای بستر، خاک با ضریب بستر $(K_{sb}) 20000 \text{ (kN/m}^3)$ ، به صورت فنر مدل‌سازی شده و مقاومت مجاز خاک در تمام حالات برابر ۲ و مقاومت کششی فنرهای خاک، صفر در نظر گرفته شده است. با اعمال شرایط فوق، شکل و نتیجه‌ی حاصل

فونداسیون U شکل از ایجاد تمرکز تنش در خاک در دو انتهای فونداسیون جلوگیری کرده و باعث می‌شود نیروهای عظیم دو انتهای فونداسیون در سطح بیشتری از خاک توزیع شود. ظرفیت باربری با نشست پی افزایش پیدا می‌کند. در نتیجه تنش‌های وارد بر خاک کاهش پیدا کرده و نشست‌های خاک زیر فونداسیون کاهش می‌یابند و سختی بیشتری نسبت به فونداسیون سطحی دارند.

برای بررسی اثر شکل فونداسیون، طول فونداسیون (Lf) در اندازه‌های ۹ m، ۷/۵ m، ۵/۵ m، ۳/۵ m، تغییر داده شده و در مدل با فونداسیون سطحی و فونداسیون U شکل، در سه عمق D=0m، D=0.5m و D=1m، تحلیل می‌شود. با افزایش عمق مدفون، ظرفیت لنگر نهایی (دوران تسلیم) برای سیکل‌های کوچک اولیه کاهش می‌یابد. با افزایش مقدار دوران سیکلی، میرایی انرژی افزایش یافته و نشست دائمی نیز افزایش می‌یابد. اما در سیکل‌های تکرارشونده، نشست دائمی هر سیکل دوران حتی وقتی که مقدار دوران یکسان است به علت مدفون بودن پی و افزایش فشار، کاهش می‌یابد. شکل و نتیجه‌ی حاصل از تحلیل‌ها، در شکل‌های (۱۴ الی ۲۴) نشان داده شده است.

شکل ۱۴. نمودار بار جابه‌جایی دیوار با طول فونداسیون ۳٫۵ متر

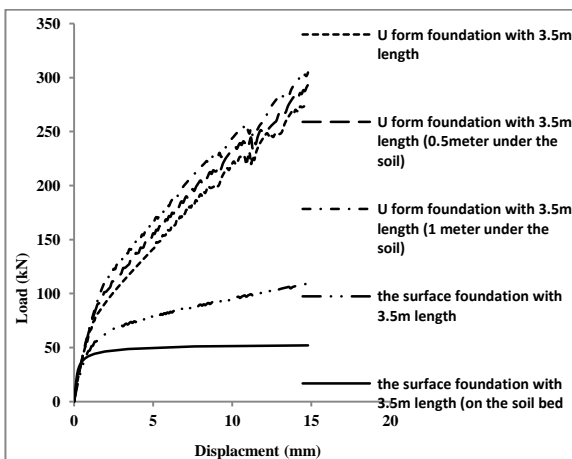


Fig. 14. The load – displacement curves-LF=3.5 m

با توجه به شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، رفتار مصالح فونداسیون‌های سطحی در ناحیه الاستیک باقی‌مانده‌اند که مؤید دوران جسم صلب دیوار است.

شکل ۱۲. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار بر روی بستر

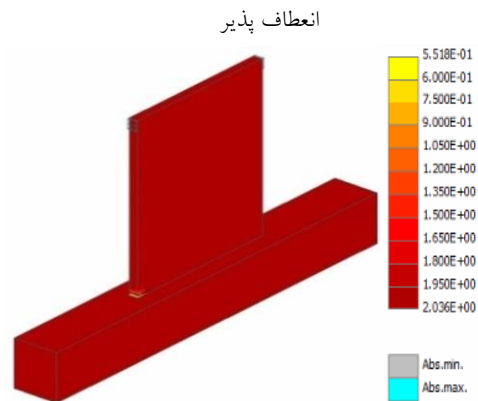


Fig. 12. Distribution of tensile strength and final cracking pattern- flexible bed

شکل‌های (۱۱ و ۱۲) مقاومت کششی باقیمانده با مشخص نمودن جهت و زاویه ترک‌ها را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود. در فونداسیون با تکیه‌گاه صلب ترک بحرانی تقریباً افقی و نزدیک به پای دیوار قرار دارد در حالی که شکل (۱۲) هیچ‌گونه ترک خوردگی در دیوار نشان نمی‌دهد. این موضوع با عنایت به شکل (۱۰) نیز نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن پی انعطاف‌پذیر، دیوار پس از تحمل بار جانبی اندکی شروع به دوران جسم صلب می‌نماید و پی از خاک جدا می‌شود. در حقیقت بار بیشینه به دست آمده، بار واژگونی دیوار تعبیر می‌شود.

۵- بررسی تأثیر طول و شکل فونداسیون

نمونه‌ی دیوار برشی کوتاه روی دو نمونه فونداسیون، یک نمونه به صورت سطحی و نمونه‌ی دوم به صورت U شکل تحلیل شده است. نمونه U شکل به صورت دو پاشنه‌ی $1m \times 1m \times 1m$ ، در دو گوشه‌ی فونداسیون است. مقطع دیوار U شکل، در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

شکل ۱۳. مقطع دیوار U شکل

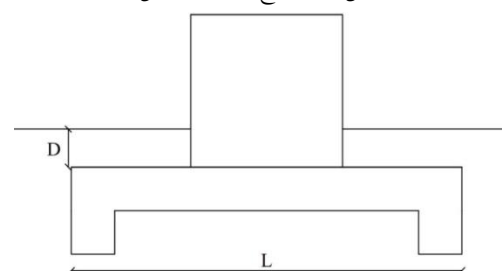


Fig. 13. U form foundation

با توجه به شکل (۱۷)، ترک‌های جزئی در پاشنه‌ی فونداسیون و دیوار به وجود آمده ولی دیوار و فونداسیون هنوز از ظرفیت نهایی خود استفاده ننموده است. با توجه به نمودار (۱۸) مشاهده می‌شود، عملکرد فونداسیون‌های سطحی به فونداسیون‌های U شکل نزدیک‌تر می‌شود.

شکل ۱۸. نمودار بار جابه‌جایی دیوار با طول فونداسیون ۷/۵ متر

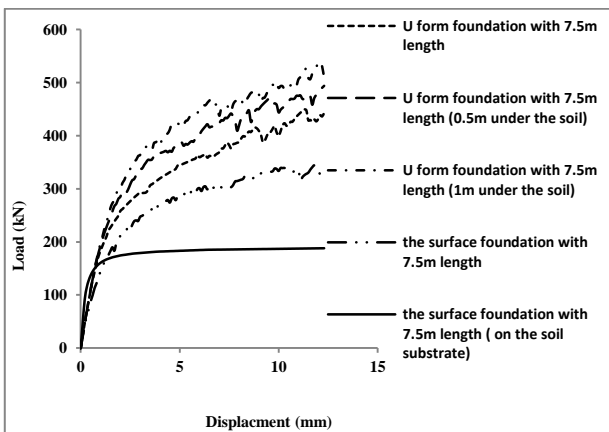


Fig.18. The load – displacement curves_LF= 7.5m

شکل ۱۹. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی برای طول ۷/۵ متر (D=0)

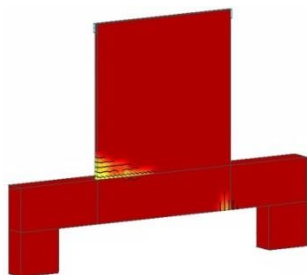


Fig. 19. Distribution of tensile strength and final cracking pattern-LF= 7.5m

شکل ۲۰. نمودار بار جابه‌جایی دیوار با طول فونداسیون ۹ متر

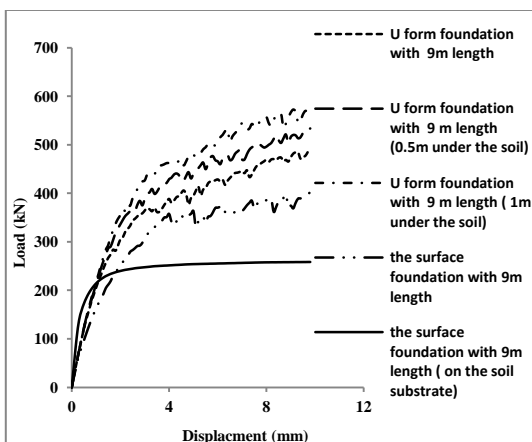


Fig. 20. The load – displacement curves- Lf= 9m

شکل ۱۵. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی برای طول ۳/۵ متر (D=0)



Fig. 15. Distribution of tensile strength and final cracking pattern- Lf=3.5m

با توجه به شکل (۱۵)، پاشنه‌ی فونداسیون و گوشه سمت چپ پایین دیوار به کشش افتاده است و ترک‌هایی در این نواحی دیده می‌شود.

شکل ۱۶. نمودار بار جابه‌جایی دیوار با طول فونداسیون ۵٫۵ متر

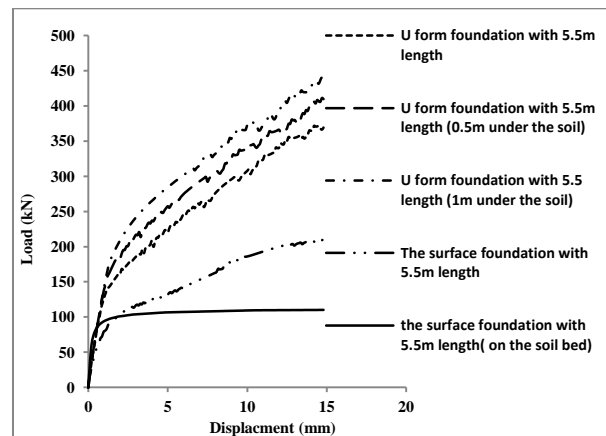


Fig.16. The load – displacement curves-Lf= 5.5m

با توجه به شکل (۱۶) مشاهده می‌شود، مقاومت برشی و شکل‌پذیری فونداسیون‌های U شکل بیش از دو برابر فونداسیون‌های سطحی است.

شکل ۱۷. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی برای طول ۵/۵ متر (D=0)

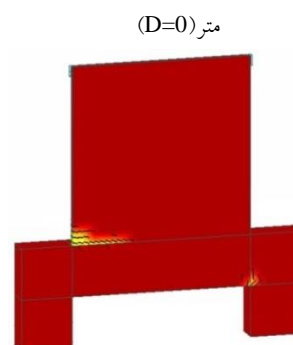


Fig. 17. Distribution of tensile strength and final cracking pattern- Lf= 5.5m length

دوران بزرگ تر می شود. در دوران با دامنه ی بزرگ تر، تراکم خاک زیر فونداسیون و تورم آن می تواند مقدار نشست دائم خالص را کاهش دهد.

با توجه به شکل (۲۰) مشاهده می شود، روند تحمل بار افزایشی است و عملکرد نزدیک در مقاومت ها وجود دارد.

شکل ۲۱. توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی برای طول ۹ متر (D=0)

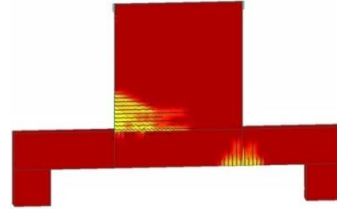


Fig. 21. Distribution of tensile strength and final cracking Pattern-Lf= 9m

۶- بررسی تأثیر ضریب بستر خاک برای مدل روی سطح خاک

ویژگی های خاک در سطح خاک، اثر کمتری در افزایش مقاومت و میزان میرایی انرژی مدل ها دارد. با توجه به اینکه نیروی ثقلی خیلی ناچیز است، به همین دلیل نمونه دوران می کند و اثر ناچیز در افزایش مقاومت می گذارد. تنش بیشینه خاک از مقاومت نهایی خاک کمتر می شود، به بیان دیگر در لحظه تسلیم سازه، خاک تسلیم نشده و اثر چندانی در افزایش برش پایه تسلیم نمی گذارد. برای بررسی نقش ضریب بستر خاک، فونداسیون روی سطح خاک بدون در نظر گرفتن عمق مدفون، با ضریب بستر خاک ثابت، به ضریب بستر خاک یک برابر، ده برابر، پنجاه برابر و صد برابر تغییر، و بررسی شده است. نتایج ارزیابی تحلیل در جدول (۴) نشان داده شده است.

با توجه به شکل های (۱۹ و ۲۱)، ناحیه ی فشاری پایین فونداسیون و گوشه سمت چپ پایین دیوار به کشش کار می کند و گسترش ترک در وجه کششی دیوار و ناحیه فشاری پایین فونداسیون به وجود آمده است. با توجه به اینکه مقاومت برشی بیشینه برای دیوار با تکیه گاه صلب در جابه جایی ۱۰،۴۳ میلی متر روی می دهد، پس نتایج ارزیابی تحلیل ها در جابه جایی ۱۰ میلی متر بررسی شده و در جدول (۳) نشان داده شده است. هرچه طول سطح تماس فونداسیون با خاک کمتر باشد، منجر به uplift بیشتری در مرکز فونداسیون در حین سیکل های

جدول ۳. مقادیر باربری دیوار روی فونداسیون تا رسیدن به تغییر مکان ۱۰ میلی متر

| L(m) | V_{S0} (kN) | V_{S1} (kN) | $\frac{V_{S1}}{V_{S0}}$ | V_{US1} (kN) | $\frac{V_{US1}}{V_{S0}}$ | V_{US2} (kN) | $\frac{V_{US2}}{V_{S0}}$ | V_{US3} (kN) | $\frac{V_{US3}}{V_{S0}}$ |
|------|---------------|---------------|-------------------------|----------------|--------------------------|----------------|--------------------------|----------------|--------------------------|
| 3.5m | 51.39 | 95.78 | 1.86 | 220.2 | 4.28 | 233 | 4.53 | 243.8 | 4.74 |
| 5.5m | 109.3 | 186.38 | 1.70 | 307.6 | 2.81 | 344.8 | 3.15 | 372.2 | 3.40 |
| 7.5m | 186.8 | 333.4 | 1.78 | 419.4 | 2.24 | 443.6 | 2.37 | 493.2 | 2.64 |
| 9m | 259.4 | 403 | 1.55 | 493 | 1.90 | 533 | 2.05 | 572.2 | 2.20 |

Table. 5. Horizontal load bearing values related to the 10mm displacement

L : طول فونداسیون، V_{S0} : مقاومت برشی نهایی فونداسیون سطحی روی سطح خاک، V_{S1} : مقاومت برشی نهایی فونداسیون سطحی (D=0)، V_{US1} : مقاومت برشی نهایی فونداسیون U شکل (D=0)، V_{US2} : مقاومت برشی نهایی فونداسیون U شکل (D=0.5)، V_{US3} : مقاومت برشی نهایی فونداسیون U شکل (D=1)

جدول ۴. مشخصات تحلیل مدل بر اساس پارامتر ضریب بستر خاک

| | V_u (kN) | $\frac{V_u}{V_{uFixed}}$ |
|-----------------|------------|--------------------------|
| Fixed support | 1444 | - |
| $K_s=1K_{sb}$ | 235.6 | 0.16 |
| $K_s=10K_{sb}$ | 251.5 | 0.174 |
| $K_s=50K_{sb}$ | 255.2 | 0.176 |
| $K_s=100K_{sb}$ | 256.1 | 0.177 |

Table. 6. The results of models with different values of base reaction coefficients

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش دیوار برشی کوتاه با مقطع مستطیلی، با نسبت ابعادی ارتفاع به طول برابر یک، مقاومت فشاری 21 kg/cm^2 و با بار جانبی یکنواخت، که به منظور مقاوم سازی سازه های کم ارتفاع، توسط پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله مطالعه شده بود، بررسی شد. تأثیر عملکرد دیوار برشی کوتاه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، روی مقاومت نهایی و شکل پذیری دیوار برشی بررسی شد و نتایج حاصله به شرح زیر است:

۱- نادیده گرفتن اندرکنش خاک و سازه، سختی سازه را بسیار بیشتر از واقعیت و در نتیجه زمان تناوب و جابه جایی هدف سازه را بسیار کمتر از واقعیت به دست می دهد.

۲- شکل فونداسیون، مقدار بیشتری از اتلاف انرژی را برای دامنه ی بزرگی از انعطاف پذیری خاک نشان می دهد. مدل روی فونداسیون U شکل در طول های کوچک عملکرد قابل توجهی در افزایش مقاومت دارد، در طول فونداسیون ۳٫۵ متر، مقاومت برشی فونداسیون U شکل ۴٫۷ برابر فونداسیون سطحی است.

۳- در سازه های کم ارتفاع، با توجه به اینکه بیشینه ظرفیت برشی نیاز نیست، می توان با استفاده از فونداسیون ترکیبی به شکل U و مدفون کردن آن در خاک، علاوه بر شکل پذیر کردن رفتار دیوار برشی کوتاه، مقاومت های بزرگی هم به دست آورد.

۴- با افزایش عمق مدفون فونداسیون در خاک، مقاومت برشی، سختی و شکل پذیری افزایش پیدا می کند. افزایش عمق مدفون باعث افزایش مقاومت در برابر لنگر واژگونی می شود. افزایش نشست با مدفون شدن فونداسیون، کاهش و اتلاف انرژی، افزایش پیدا می کند. از آنجایی که فونداسیون های مدفون نسبت به فونداسیون های سطحی مقادیر بار نهایی بزرگتری دارند، لنگر نهایی و برش نهایی بزرگتری نسبت به فونداسیون های سطحی نشان می دهند. این عملکرد در فونداسیون های با طول کمتر و U شکل قابل ملاحظه می باشد.

۵- با افزایش طول فونداسیون، ظرفیت لنگر خمشی افزایش و نشست های دائمی کاهش پیدا می کند. با توجه به اثر قابل توجه انعطاف پذیری بستر در کاهش سختی، مقاومت برشی نهایی و سختی مؤثر دیوار برشی با تکیه گاه گیردار در

تمام حالات بیش از ۲ برابر دیوار برشی با لحاظ نمودن اثر بستر خاکی می شود، از طرفی تغییر مکان هدف سازه در نقطه تسلیم در حالت اخیر بیش از ۲ برابر تغییر مکان هدف سازه با تکیه گاه گیردار می شود.

۶- در بررسی اثر ضریب بستر خاک برای مدل روی سطح خاک، با افزایش ضریب بستر خاک، بدون در نظر گرفتن عمق مدفون فونداسیون در خاک، مقاومت برشی به طور ناچیز افزایش پیدا می کند.

۸- مراجع

References

- [1] FEMA 274, NEHRP Commentary of the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings 1997, prepared by the Applied Technology Council with funding from the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [2] FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure 2005, Prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [3] Barlett P. E. 1976 Foundation Rocking on a Clay Soil. M.E. Thesis, University of Auckland, School of Engineering, Report No. 154
- [4] Ueda M., Seya H., Ohmiya Y., Taniguchi H. & Kambayashi A. 1997 Nonlinear analysis on RC shear wall shaking table test. 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 14), Lyon, France, pp. 433-440.
- [5] Wiessing P. R., 1979 Foundation Rocking on Sand. M.E. Thesis, University of Auckland, School of Engineering, Report No. 203.
- [6] Taylor P. W., Barlett P. E. & Wiessing. P. R. 1981 Foundation Rocking under Earthquake Loading. Proc. of the 10th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp.322-333.
- [7] Gottardi G. & Butterfield R. 1993 On the Bearing Capacity of Surface Footings on Sand under General Planner Loading, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 68-79.
- [8] Gottardi G. & Butterfield R. 1995 The Displacement of a Model Rigid Surface Footing, on Dense Sand under General Planar Loading, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 3, pp.71-82.
- [9] Gottardi G. & Houls G. T., Butterfield R. 1999 Plastic Response of Circular Footing on Sand under General Planer Loading, Geotechnique, Vol. 49, No. 4, pp.453-469.
- [10] Hwang S.J. & Lee H.J. 2001 Analytical model for predicting shear strengths of reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance, ACI, vol.97, NO.1, pp.35-44.
- [11] Greifenhagen C. & Lestuzzi P. 2005 Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls, Engineering Structures, vol. 27, pp.1703-1712.

Wall ISP, NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test, Report No. NU-SSWISP-D014, Organization for Economic Co-Operation and Development, Paris.

[18] Gottardi G., Houlsby G. T. & Butterfield R. 1999 Plastic Response of Circular Footings on Sand under General Planer Loading, *Geotechnique*, Vol. 49, No. 4, pp.469-453.

[19] Palermo D. & Vecchio F, J. 2002 Behavior and analysis of reinforced concrete walls subjected to reversed cyclic loading. PhD Thesis, Toronto University.

[20] Cervenka V. & Gerstle K.H. 1970 Inelastic finite element analysis of reinforced concrete plane loads, PhD Dissertation, University of Colorado.

[21] International Institute of Earthquake Engineering Seismology 2011, Technical Specificatuon Guideline for Seismic Rehabilitation of Masonry Schools with Shear Wall, no 10290/22266 method.

. (In Persian)

[12] Werasak R. & Meng J. 2009 Analysis Modeling of Seismic Behavior of Lightweight Concrete Shear Walls, Proceedings of the International Multi Conference of Engineers and Computer Scientists, IMECS, Vole.2, pp.978-988.

[13] Georgiadis M. 1985 Load Path Dependent Stability of Shallow Foundations, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 1, pp.84-88

[14] Georgiadis M. & Butterfield R. 1988 Displacements of Footings on Sand Under Eccentric and Inclined Loads, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, pp. 199-212.

[15] Zeng X. & Stedman R.S. 1998 Bearing Capacity Failure of Shallow Foundations in Earthquakes, *Geotechnique*, Vol 48, No. 2, pp/ 235-256.

[16] OECD/NEA/CSNI 1991, Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test Comparison Report. Issy Les Moulineaux, France. Report No. OCDE/GD (96)188, Committee on the Safety of Nuclear Installations OECD Nuclear Energy Agency.

[17] Nuclear Power Engineering Corporation of Japan (NUPEC) 1996, Comparison Report, Seismic Shear

Evaluation of Effective Parameters on Behavior of Shallow RC Shear Walls Considering Soil-Structure Interaction

M. Ghanizadeh ^{1*}, M. Farzam ², A.R. Sarvghad Moghadam ³

1. MSc., Structural Engineering

2. Assist. Prof., Structural Engineering Department, Tabriz University

3. Assoc. Prof., Structural Engineering Faculty, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

* ghanizadeh.md@gmail.com

Abstract:

Short reinforced concrete shear walls with aspect ratio less than 2 are commonly utilized for strengthening of low rise masonry structures. These walls demonstrate adequate lateral load strength, while having low ductility compared with high rise walls with same lengths. Shear failure is the dominant failure mode of short walls while the bending failure is the most likely failure mode of tall walls. The bending strain distribution over the section of the wall is nonlinear due to shear deformation contribution; therefore, adding longitudinal reinforcements slightly increases the total lateral load strength of the short walls. Considering typical span length of such walls –between adjacent column distances–, and due to the fact that walls are usually distributed symmetrically over the plan of building, there is no need to motivate all their lateral load strength. Taking into account merely a portion of strength will be sufficient for the purpose of strengthening of the structure. In this paper it will be shown that taking the shape and length of foundation into account, and the interaction of soil-structure, the ductility of the wall is increased. Furthermore, the effect of soil stiffness on the behavior of the wall is studied. The short shear wall which has been studied experimentally by the NUPEC of Japan is adopted for numerical simulation by the commercial nonlinear analysis software ATENA 3D. Fracture plastic model, taking the smeared cracking method into account, is used for concrete and the bilinear hardening plasticity model is assumed for rebar. The wall is subjected to the predefined level of axial load and the increasing cycling lateral deformations. Sensitivity of the wall behavior to mesh dimensions and the affecting parameters of concrete models such as fracture energy, tension softening and tension stiffening coefficient, shear modulus reduction after cracking, fixed or rotating crack modeling among the other affecting parameters are investigated to verify the model. Because of symmetry, only one half of the wall is modeled. Reinforcing bars are modeled discretely taking into account the bond-slip between concrete and bars. A typical shear wall, introduced by IIESE for strengthening low rise masonry buildings, is adopted to study the effect of soil and foundation parameters on its behavior. The wall behavior under lateral loads is studied numerically, based on the results of the above mentioned numerical verification on short shear walls, which have been tested by NUPEC. The sensitivity of wall to the parameters of length and shape of the footing together with soil properties has been investigated. It is shown that by increasing the length of footing, base reaction coefficient and the embedment depth of footing the bearing capacity of shear walls showing rocking behavior increased, while the ductility decreased. The U shaped foundations show better behavior in comparison with the straight foundation having the same length. For structures which need a limited level of strength increase or a required ductility, the length or embedment length of the footing may be chosen intentionally, to motivate the rocking behavior of foundation.

Keywords: Short Shear Wall, Nonlinear analysis, Shear Strength, strengthening