

# طراحی مستقیم براساس تغییرمکان با لحاظ کردن تأثیر اندرکنش خاک و سازه

فرهاد بهنام فر\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مریم عیدینی نژاد (کارشناس ارشد)

پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

سید مهدی طاهریان قهقرخی (کارشناس ارشد)

مهندس سازه، اصفهان

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۴)  
دوره ۲ - ۳۱، شماره ۱/۲، ص. ۱۳۷-۱۴۴، (یادداشت شفاهی)

در این نوشتار روشی برای طراحی مستقیم براساس تغییرمکان با لحاظ کردن اثر اندرکنش خاک و سازه ارائه شده است. روش پیشنهادی شامل ۲ مرحله است: در مرحله‌ی اول با فرض صلب بودن تکیه‌گاه سازه‌ی برش پایه با استفاده از طیف تغییرمکان، تغییرشکل‌های موردنظر برای طراحی در سطح عملکرد مربوط، و سیستم یک درجه آزاد معادل محاسبه شده است. در مرحله‌ی دوم، تغییرمکان‌های نسبی اضافی ناشی از دوران پی به تغییرمکان‌های محاسبه‌شده در مرحله‌ی اول اضافه شده و برش پایه‌ی طراحی اصلاح شده با احتساب اندرکنش سازه و خاک به دست آمده است. در این روش تغییرمکان‌های طراحی براساس نیازهای طرح و سطوح عملکرد مورد انتظار از سازه قابل انتخاب‌اند و کنترل خسارت به صورت مستقیم انجام می‌شود. برای ایجاد درک بهتر، مراحل کامل روش با ارائه‌ی مثال‌هایی تشریح و نتایج طراحی با روش آیین‌نامه‌ی مرسوم مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: طراحی براساس تغییرمکان، سطح عملکرد، اندرکنش سازه و خاک، طیف تغییرمکان، شکل‌پذیری.

## ۱. مقدمه

استفاده از تغییرمکان به صورت مستقیم در طراحی مقاوم لرزه‌ی و ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها، موضوع جدیدی نیست. در پژوهشی در سال ۱۹۷۶، روش سازه‌ی جایگزین به منظور بیان روش طراحی براساس تغییرمکان ارائه شده است.<sup>[۱]</sup> در سال ۱۹۹۲ نیز یک روش طراحی براساس تغییرمکان نسبی حاصل از طیف پاسخ تغییرمکان پیشنهاد شده است.<sup>[۲]</sup> همچنین در پژوهش دیگری در سال ۱۹۹۴، یک روش جدید طراحی براساس تغییرمکان برای سازه‌های یک درجه آزادی مطرح،<sup>[۳]</sup> و در سال ۱۹۹۵ این روش برای سازه‌های چند درجه آزادی بسط داده شده است.<sup>[۴]</sup> در سال ۲۰۰۱ نیز روش دیگری برای طراحی براساس تغییرمکان با استفاده از طیف طرح غیرکشسان پیشنهاد داده شده است.<sup>[۵]</sup> همچنین در سال ۲۰۰۰، یک روش طراحی لرزه‌ی عمومی سازه‌های بتن‌آرمه با فرض یک پروفیل تغییرمکان اولیه ارائه،<sup>[۶]</sup> و در سال ۲۰۰۲ نیز این روش به تفکیک برای قاب‌ها و دیوارهای بتن‌آرمه تکمیل شده است. در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۶ نیز این روش به سیستم‌های دوگانه (قاب‌های بتن آرمه با دیوار برشی) تعمیم داده شده است.<sup>[۷]</sup> اوج این روش مربوط به انتشار کتابی در سال ۲۰۰۷ با عنوان «طراحی لرزه‌ی ساختمان‌ها بر مبنای تغییرمکان» است که در آن مفاهیم طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد مبتنی بر تغییرمکان به تفصیل ارائه شده است.<sup>[۸]</sup> اندرکنش خاک - سازه نیز باعث افزایش زمان تناوب ارتعاشی و تغییر میرایی می‌شود که باید مد نظر

طراحی سازه در آیین‌نامه‌های رایج زلزله براساس مقاومت (نیرو) صورت می‌گیرد. در این روش برش پایه‌ی ساختمان براساس روابط تجربی مبتنی بر زمان تناوب سازه، ضریب رفتار، ... محاسبه و در ارتفاع سازه توزیع شده و سپس مقاومت مورد نیاز اجزاء سازه‌ی در برابر این بارگذاری محاسبه می‌شود. این روال طراحی، هیچ درکی نسبت به میزان و چگونگی توزیع خسارات لرزه‌ی طرح در سازه‌ی موردنظر را فراهم نمی‌سازد، در حالی که مقاومت سازه ممکن است برای جلوگیری از فروریزش کافی باشد. در طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد هدف آن است که اهداف عملکردی مشخصی در سازه تأمین شوند. در این زمینه، بسیاری از ضوابط بر مبنای کنترل تغییرشکل‌های خمیری تنظیم و در آنها از پاسخ تغییرمکان متحمل سازه به صورت یک روند تکراری برای طراحی سازه‌ی جدید یا ارزیابی عملکرد سازه‌ی موجود استفاده می‌شود. بنابراین در این روند برخلاف روش‌های فعلی، که در آنها نیروها مبنای تحلیل و طراحی قرار می‌گیرند، تغییرمکان‌ها در درجه‌ی اول اهمیت قرار دارند و سازه برای نیروهایی طرح می‌شود که در اثر این تغییرمکان‌ها ایجاد می‌شوند.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۲/۵/۵، پذیرش ۱۳۹۲/۵/۲۷.

farhad@cc.iut.ac.ir  
eydini@yahoo.com  
mtaher\_326n@yahoo.com

### ۳. روش پیشنهادی برای طراحی مستقیم براساس

#### تغییرمکان با اعمال اثرات انعطاف پذیری تکیه‌گاه

محاسبه‌ی دقیق تغییرمکان‌ها در روش طراحی براساس تغییرمکان بسیار مهم است. از آنجایی که اندرکنش سازه و خاک در شرایط وجود تکیه‌گاه انعطاف پذیر باعث تغییرات مهمی در توزیع جابجایی‌ها در طبقات سازه در زلزله‌ی طرح می‌شود، لحاظ کردن آن در روند یک فرایند طراحی لرزه‌ی، که مبنای آن تغییرمکان‌ها هستند، کاملاً ضروری به نظر می‌رسد. با این حال، همان‌طور که در بند ۱ نشان داده شده است، در پژوهش‌های گذشته توجه چندانی به این موضوع نشده است. اصولاً در نظر گرفتن انعطاف پذیری پی در طراحی براساس تغییرمکان مطلوبی است که فقط در چند سال اخیر به تدریج نظر بعضی پژوهشگران را به خود جلب کرده است. در مواردی نیز که به این مطلب پرداخته شده است، همان‌گونه که در بند ۱ ذکر شده است، به صورت مقدماتی و برای سازه‌های خاصی نظیر پل‌های بتن مسلح، سازه‌ی دیوار برشی با فونداسیون کم عمق و یا ساختمان‌های بتنی پیش ساخته است. برای رفع این نقیصه، در این بند روشی جامع برای طراحی براساس تغییرمکان با لحاظ کردن اندرکنش سازه و خاک ارائه شده است.<sup>[۱۳]</sup> مراحل روش کار به این شرح است:

#### ۱.۳. محاسبه‌ی برش پایه‌ی سیستم با تکیه‌گاه صلب (بدون اثر

##### اندرکنش سازه و خاک)

#### ۱.۱.۳. تخمین تغییرمکان تسلیم سیستم $\Delta_y$

در تکرار اول که هنوز ابعاد اعضا معلوم نیست، تغییرمکان تسلیم سیستم در محل برآیند نیروهای جانبی زلزله برای قاب‌های خمشی با استفاده از اطلاعات قبلی یا رابطه‌ی ۱ تخمین زده می‌شود.<sup>[۶]</sup>

$$\Delta_y = 0.15 \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} (0.16 h_n) \quad \text{قاب‌های بتن‌آرمه} \quad (1)$$

$$\Delta_y = 0.16 \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} (0.17 h_n) \quad \text{قاب‌های فولادی}$$

که در آن‌ها،  $L_b$  طول دهانه‌ی تیر،  $h_b$  ارتفاع مقطع تیر، و  $\varepsilon_y$  کرنش تسلیم میلگردهای طولی به‌کاررفته در مقاطع بتن‌آرمه یا کرنش تسلیم مقطع فولادی مورد استفاده است. ارتفاع محل اثر برآیند نیروهای جانبی ( $h_e$ : ارتفاع مؤثر) برای قاب‌های بتنی و فولادی به‌صورت تقریبی به ترتیب برابر  $0.16 h_n$  و  $0.17 h_n$  منظور شده است، که در آن  $h_n$  ارتفاع کل ساختمان است. این ارتفاع مؤثر به‌صورت دقیق‌تر از رابطه‌ی ۲ قابل محاسبه است.<sup>[۶]</sup>

$$h_e = \sum m_i \Delta_i h_i / \sum m_i \Delta_i \quad (2)$$

که در آن،  $\Delta_i$  تغییرمکان جانبی تراز  $i$ ام است.

#### ۲.۱.۳. تعیین تغییرمکان مبنا ( $\Delta_d$ )

تغییرمکان مبنا، تغییرمکان پیش‌بینی‌ی سیستم یک درجه آزادی معادل با سازه‌ی موردنظر است، که از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید:

$$\Delta_d = \sum m_i \Delta_i^* / \sum m_i \Delta_i \quad (3)$$

سیستم یک درجه آزادی معادل با سیستم چند درجه‌ی آزادی واقعی با استفاده از اصل همانی انرژی تعیین می‌شود که براساس آن کار انجام شده توسط نیروهای

قرار گیرد. منظورکردن تأثیر میرایی در روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان نسبت به روش نیرو بسیار ساده‌تر است. معمولاً روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان برای ساختمان‌های با شرایط انتهایی صلب (صلب بودن فونداسیون و خاک تکیه‌گاهی) به کار برده شده است. این در حالی است که در یک ساختمان واقعی، اندرکنش خاک و سازه می‌تواند به میزان قابل توجهی در پاسخ سازه مؤثر باشد. در خصوص بررسی تأثیر انعطاف پذیری پی در طراحی مستقیم براساس تغییرمکان می‌توان به پژوهش‌هایی در سال ۲۰۰۰ اشاره کرد، که در آن تأثیر انعطاف پذیری پی در روال طراحی به‌صورت افزایش تغییرمکان و زمان تناوب سازه منظور شده است.<sup>[۶]</sup> بعد از آن در سال ۲۰۰۲ نیز روشی جهت لحاظ کردن تأثیر اندرکنش خاک و سازه در طراحی مستقیم براساس تغییرمکان پل‌های بتن مسلح مطرح شده است.<sup>[۹]</sup> همچنین در سال ۲۰۰۸ اثرات انعطاف پذیری فونداسیون پل‌های بتن مسلح در روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان،<sup>[۱۰]</sup> و در سال ۲۰۰۹ اثرات اندرکنش خاک - فونداسیون و سازه در طراحی براساس عملکرد روی سازه‌های دیوار برشی بتن مسلح با فونداسیون‌های کم عمق مورد بررسی قرار گرفته است.<sup>[۱۱]</sup> در سال ۲۰۱۱ نیز تأثیر اندرکنش خاک و سازه در روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان بر روی ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته ارزیابی شده است.<sup>[۱۲]</sup> با توجه به اهمیت تغییرمکان‌های اضافی ناشی از انعطاف پذیری تکیه‌گاه، در این نوشتار یک روش دو مرحله‌ی طراحی براساس تغییرمکان با احتساب اندرکنش سازه و خاک ارائه شده است. در ادامه، ابتدا کلیات فلسفی طراحی لرزه‌ی براساس تغییرمکان مرور و سپس مراحل گام به گام روش پیشنهادی همراه با مثال‌هایی بیان شده است.

### ۲. چهارچوب کلی طراحی مستقیم براساس تغییرمکان

در روش مستقیم طراحی لرزه‌ی بر مبنای تغییرمکان، از تغییرمکان‌های غیرارتجاعی مورد انتظار در سازه تحت اثر زلزله‌ی طرح برای طراحی لرزه‌ی اعضا استفاده می‌شود؛ بدین معنی که با محاسبه‌ی تغییرمکان‌های طراحی، نیروهای جانبی مولد آنها تعیین و در سازه اثر داده می‌شوند. سپس اعضا برای نیروهای داخلی حاصله طراحی می‌شوند. بنابراین تغییرمکان‌ها نه به‌عنوان یک عامل فرعی و در انتهای طراحی آن هم به‌طور تقریبی، بلکه به‌عنوان مبنای طراحی در همان ابتدا و به‌طور دقیق محاسبه می‌شوند و مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در این روش تلویحاً به این موضوع مهم توجه می‌شود که خسارت سازه در زلزله تابع مستقیمی از تغییرمکان جانبی و به‌ویژه تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ی طبقات است. بنابراین محدود کردن خسارت لرزه‌ی به نحوی بسیار صریح‌تر نسبت به روش‌های نیروی مبنای کار قرار می‌گیرد. بدیهی است که هر روشی که بتواند برای جلوگیری از فروریزش سازه در زلزله‌های بزرگ، کنترل تقاضای شکل‌پذیری اعضا و تغییرشکل نهایی سازه را مبنا قرار دهد، روش مطمئنی خواهد بود. چنین کنترلی در طراحی براساس تغییرمکان به‌طور صریح قابل انجام است. همچنین و شاید مهم‌تر از هر جنبه‌ی دیگری، عدم نیاز به استفاده از ضریب رفتار  $R$  در روش طراحی بر مبنای تغییرمکان است. ضریب  $R$  که برای در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی سازه در طراحی منظور می‌شود، در آیین‌نامه‌های زلزله براساس نوع مصالح و نوع سیستم سازه‌ی ارائه شده است، اما اساس تحلیلی یا آزمایشگاهی ندارد؛ بنابراین منجر به عدم اطمینان کافی از نتیجه‌ی طراحی می‌شود.

۶.۱.۳. به دست آوردن زمان تناوب معادل،  $T_e$ ، به ازاء  $\Delta_d$  و  $\xi$  از طیف

### طرح تغییرمکان

در شکل ۲، یک نمونه طیف طرح تغییرمکان ارتجاعی و چگونگی تعیین  $T_e$  روی آن نشان داده شده است.<sup>[۸]</sup>

طیف طرح تغییرمکان از طیف طرح شتاب با تقسیم آن بر مجذور بسامد در هر نقطه به دست می‌آید. به جای استفاده از این طیف، روش دقیق‌تر استفاده از طیف طرح تغییرمکان غیرارتجاعی و قرانت  $T_e$  به ازاء  $\Delta_d$  و  $\mu$  است. در پژوهش‌های دیگری نیز روش‌هایی برای به دست آوردن طیف تغییرمکان غیرارتجاعی ارائه شده است.<sup>[۱۶ و ۱۷]</sup>

۷.۱.۳. تعیین سختی جانبی معادل ( $K_e$ )

سختی جانبی معادل از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (7)$$

۸.۱.۳. محاسبه‌ی برش پایه ( $V_b$ )

برش پایه از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید:

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d \quad (8)$$

۲.۳. اصلاح برش پایه به علت انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه

۱.۲.۳. محاسبه‌ی اضافی تغییرمکان کشسان سیستم ( $\Delta_f$ ) به دلیل

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه

تغییرمکان اضافی مرکز جرم سازه نسبت به پی به دلیل چرخش پی از رابطه‌ی ۹ تعیین می‌شود:

$$\Delta_f = \frac{M}{K_\theta} h_e \quad (9)$$

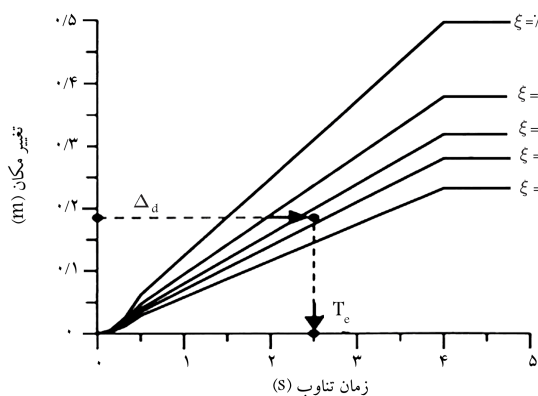
که در آن،  $K_\theta$  برآیند سختی دورانی (گهواره‌پی) پی‌های سازه است که برای تعیین آن از مرجع<sup>[۱۸]</sup> استفاده شده است. همچنین،  $M$  لنگر واژگونی است و از رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید:

$$M = V_b \cdot h_e \quad (10)$$

۲.۲.۳. محاسبه‌ی تغییرمکان طراحی مبنا ( $\bar{\Delta}_d$ )

تغییرمکان طراحی مبنا، تغییرمکان بیشینه‌ی سیستم یک درجه آزادی معادل با اصلاح به علت انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه است که از رابطه‌ی ۱۱ تعیین می‌شود:

$$\bar{\Delta}_d = \Delta_d + \Delta_f \quad (11)$$



شکل ۲. جزئیات به دست آوردن  $T_e$  از طیف طرح تغییرمکان.<sup>[۸]</sup>

اینرسی سیستم چند درجه آزادی با کار مشابه در سیستم یک درجه آزادی معادل برابر است. در رابطه‌ی ۳،  $m_i$  مقدار جرم و  $\Delta_i$  مقدار جابه‌جایی یا تغییرمکان طراحی طبقه در تراز  $i$ ام است. در تکرار اول،  $\Delta_i$  را می‌توان با استفاده از تغییرمکان نسبی متناظر با سطوح عملکرد مختلف در آیین‌نامه‌های مربوط،<sup>[۱۴]</sup> انتخاب کرد. از سوی دیگر، از آنجا که معمولاً بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی در سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد، بهتر است پروفیلی برای جابه‌جایی محتمل سازه در نظر گرفته شود. طبق پیشنهاد لئودینگ<sup>۱</sup> و همکاران،<sup>[۱۵]</sup> تغییرمکان طراحی  $\Delta_i$  در تراز  $i$  برای سیستم قاب خمشی از رابطه‌ی ۴ قابل تخمین است، که می‌تواند در تکرار اول به کار برده شود:

$$\begin{aligned} \Delta_i &= \Delta'_d \cdot h_i & n &\leq 4 \\ \Delta_i &= \Delta'_d \cdot h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n}\right) & 4 &\leq n \leq 20 \\ \Delta_i &= \Delta'_d \cdot h_i \left(1 - \frac{0.5h_i}{h_n}\right) & n &\geq 20 \end{aligned} \quad (4)$$

در روابط مذکور،  $\Delta'_d$  بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی موردنظر برای طبقات،  $h_i$  ارتفاع طبقه در تراز  $i$  نسبت به تراز پایه،  $h_n$  ارتفاع کل سازه و  $n$  تعداد طبقات است.

۳.۱.۳. محاسبه‌ی ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )

ضریب شکل‌پذیری از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad (5)$$

۴.۱.۳. تعیین میرایی سیستم ( $\xi$ ) با استفاده از رابطه‌ی ۵ -  $\mu$

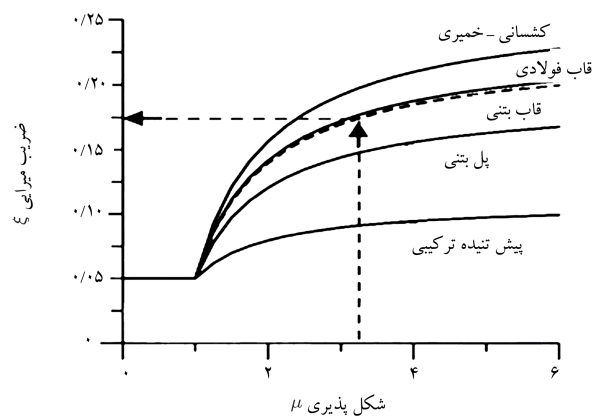
برای تعیین میرایی لزوج یک سیستم خطی معادل با سطح شکل‌پذیری موردنظر در همان سیستم در هنگام رفتار غیرخطی، برخی پژوهشگران روابط مختلفی را براساس یکسان‌سازی انرژی تلف‌شده در دو سیستم پیشنهاد کرده‌اند.<sup>[۸]</sup> شکل ۱، نمونه‌ی نمودار  $\xi - \mu$  و چگونگی تعیین میرایی توسط آن را برای سازه‌های مختلف نشان می‌دهد.

۵.۱.۳. تعیین جرم مؤثر ( $m_e$ )

جرم مؤثر سیستم یک درجه آزادی معادل با در نظر گرفتن پروفیل تغییرمکان غیرارتجاعی سازه‌ی اصلی از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$m_e = \sum m_i \Delta_i / \Delta_d \quad (6)$$

به دلیل اینکه شکل تغییرمکان غیرارتجاعی سازه مورد استفاده قرار گرفته است، به دست آمده از رابطه‌ی ۶ با جرم مؤثر مد اول سازه متفاوت خواهد بود.



شکل ۱. نمودار  $\xi - \mu$ .<sup>[۸]</sup>

۳.۲.۳. تعیین ضریب شکل‌پذیری طراحی ( $\bar{\mu}$ )

ضریب شکل‌پذیری طراحی که ضریب شکل‌پذیری مورد نیاز سیستم با اعمال انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه است، از رابطه‌ی ۱۲ به دست می‌آید:

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{\Delta}_d}{\Delta_y + \Delta_f} \quad (12)$$

۴.۲.۳. تعیین میرایی کل سیستم ( $\bar{\xi}$ ) و زمان تناوب معادل سیستم سازه و خاک ( $\bar{T}_e$ )

میرایی کل سیستم، برآیند میرایی سازه و خاک تکیه‌گاهی آن است.  $\bar{\xi}$  از رابطه‌ی ۱۳ به دست می‌آید که همان رابطه‌ی متداول برای محاسبه‌ی میرایی کل طبق مرجع [۱۸] است:

$$\bar{\xi} = \xi_0 + \xi / (\bar{T}_e / T_e)^2 \quad (13)$$

که در آن،  $\xi$  میرایی تکیه‌گاه سازه است که شامل میرایی تشعشی و مادی است. برای جزئیات محاسبه‌ی  $\xi$  می‌توان به مرجع [۱۸] مراجعه کرد. همچنین  $\bar{T}_e$  زمان تناوب معادل سیستم سازه و خاک است، که خود وابسته به  $\bar{\xi}$  است. برای تعیین  $\bar{\xi}$  و  $\bar{T}_e$ ، ابتدا مقداری برای زمان تناوب معادل فرض می‌شود (مثلاً:  $T_e = 1/17 T_e$ ). سپس  $\bar{\xi}$  از معادله‌ی ۱۳ محاسبه می‌شود. پس از آن، مشابه بند ۶-۱،  $\bar{T}_e$  مجدداً با استفاده از  $\bar{\xi}$  و  $\bar{\Delta}_d$  محاسبه می‌شود. اگر  $\bar{T}_e$  جدید با مقدار قبلی با تقریب مناسب برابر بود، مساوی زمان تناوب معادل در نظر گرفته می‌شود، وگرنه مراحل با محاسبه‌ی  $\bar{\xi}$  و  $\bar{T}_e$  تا حصول هم‌گرایی تکرار می‌شود.

۵.۲.۳. تعیین سختی جانبی معادل ( $\bar{K}_e$ )

سختی جانبی معادل از رابطه‌ی ۷ با جایگزینی  $\bar{T}_e$  به جای  $T_e$  به دست می‌آید.

۶.۲.۳. محاسبه برش پایه‌ی طراحی ( $\bar{V}_b$ )

برش پایه‌ی طراحی از رابطه‌ی ۱۴ به دست می‌آید:

$$\bar{V}_b = \bar{K}_e \cdot \bar{\Delta}_d \quad (14)$$

اگر برش پایه‌ی حاصل از رابطه‌ی ۱۴ با رابطه‌ی ۸ خیلی متفاوت باشد، محاسبات از بند ۲-۳ با استفاده از برش پایه‌ی جدید تکرار می‌شود.

۷.۲.۳. توزیع برش پایه در ارتفاع و محاسبه‌ی نیروی جانبی طراحی هر طبقه ( $F_i$ )

برش پایه‌ی طراحی محاسبه شده طبق رابطه‌ی ۱۴، متناسب با پروفیل تغییرمکان جانبی طراحی سازه،  $\Delta_i$ ، با استفاده از رابطه‌ی ۱۵ در ارتفاع سازه توزیع می‌شود:

$$F_i = \frac{\bar{V}_b}{s} \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (15)$$

که در آن،  $\Omega$  ضریب اضافه‌ی مقاومت سازه است و  $\Omega = s$  برای طراحی در تراز مقاومت نهایی و  $\Omega = 1/4$  برای طراحی در تراز تنش مجاز است. پروفیل تغییرمکان جانبی طراحی سازه با استفاده از رابطه‌ی ۴، یا با دقت بیشتر، از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه به دست می‌آید.

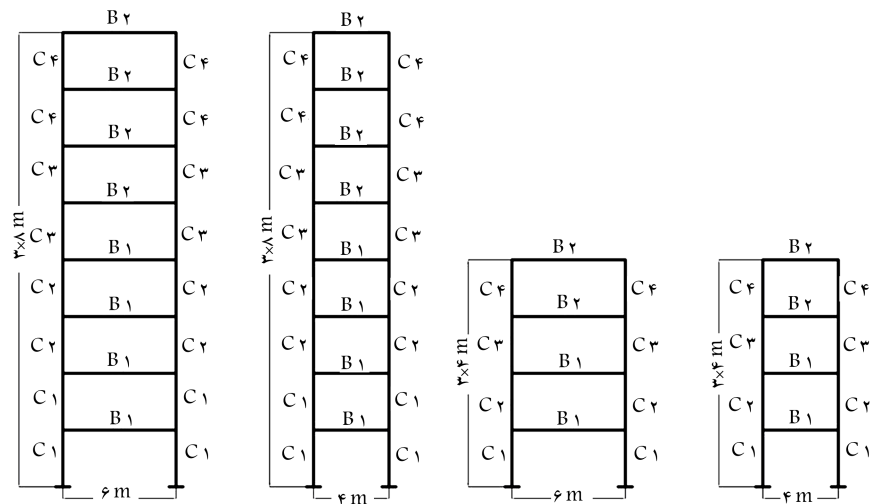
## ۸.۲.۳. طراحی اعضا

طراحی اعضاء سازه در برابر نیروهای داخلی ناشی از بارهای جانبی محاسبه شده در بند قبلی همراه با بارهای قائم انجام می‌گیرد. این تذکر لازم است که در تحلیل سازه در این مرحله، تکیه‌گاه سیستم مطابق معمول صلب در نظر گرفته می‌شود، چرا که اثر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه در محاسبه‌ی مقدار و توزیع بارهای جانبی طبق بندهای قبلی در نظر گرفته شده است.

## ۴. مثال عددی

مثال‌های در نظر گرفته شده‌ی قاب‌های خمشی بتنی ۴ و ۸ طبقه‌ی یک دهانه با دهانه‌های ۴ و ۶ متر مطابق شکل ۳ است. تمام طبقات دارای ارتفاع کف تا کف ۳ متر هستند و وزن هر طبقه برابر با ۳۰۰ kN فرض شده است. ضریب اضافه مقاومت برابر ۳ است. از طیف طرح آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع III و پهنه‌ی لرزه‌خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد استفاده شده است. [۱۹] آیین‌نامه‌ی مورد استفاده در طراحی ACI ۳۱۸-۹۹ است. با مبنا قرار دادن سطح عملکرد ایمنی جانبی، [۲۰] تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ی سازه‌ها مساوی ۰/۳ در نظر گرفته شده است. فرض می‌شود ستون‌ها متکی بر پی‌های منفرد به ابعاد نشان داده شده در جدول ۱ باشند. مؤلفه‌های مختلف سختی پی‌ها با استفاده از مرجع [۲۰] محاسبه و در همین جدول نشان داده شده است. طراحی قاب‌ها به ۳ صورت مختلف انجام شده است. ابتدا از مراحل ذکر شده در بند ۳-۱ (سازه با تکیه‌گاه صلب) پیروی شده و مقادیر پارامترهای طراحی و ابعاد مقاطع اعضا و میلگردها طبق جدول‌های ۲ و ۴ تا ۶ به دست آورده شده است. در طی این مرحله از محاسبات، پس از طراحی اولیه برای ارزیابی پروفیل تغییرمکان سازه تحلیل پش‌آور انجام و یک بار دیگر همان مراحل با پروفیل حاصل تکرار شده‌اند. در شکل‌های ۴ و ۵، توزیع تغییرمکان‌های جانبی قاب‌های مثال در فرض اولیه (گام ۱-۱ از بند ۳) و پس از تحلیل پش‌آور (گام ۲-۲ از بند ۳) نشان داده شده است، که بیانگر مناسب بودن فرض اولیه و عدم نیاز به تکرار محاسبات است. در گام بعد، مراحل بند ۳-۲ (سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر) انجام شده و در نتیجه، مقادیر پارامترهای طراحی و مقدار میلگردها طبق جدول‌های ۳ و ۶ به دست آمده است. این تذکر لازم است که برای مقایسه‌ی بهتر، ابعاد مقاطع اعضا مشابه حالت سازه با تکیه‌گاه صلب فرض شده است. نهایتاً، یک بار هم سازه‌های این مثال به روال معمول (روش نیرو) و طبق استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند و مقدار میلگرد لازم با فرض اینکه مقاطع اعضا مشابه جدول‌های ۴ و ۵ باشند، به دست آورده شده و در جدول ۶ ذکر شده است.

طبق جدول ۶، توزیع میلگردها در مقاطع تیرها و ستون‌ها در روش‌های مختلف متفاوت است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، اثر اندرکنش در مقادیر طراحی در این مثال‌ها اندک و به مقدار بیشینه‌ی ۱۰٪ بوده است. این موضوع قابل انتظار است، چرا که سیستم باربر قاب خمشی است و سختی آن نسبت به خاک تکیه‌گاهی زیاد نیست. از سوی دیگر، در مقایسه‌ی نتایج روش‌های تغییرمکان و نیرو برای سازه‌های با تکیه‌گاه صلب رفتارهای متفاوتی مشاهده می‌شود و روال یکسانی حاکم نیست. در سازه‌های ۴ طبقه روش تغییرمکان به آرمان‌تور بیشتری در ستون‌ها، به میزان بیشینه‌ی تا ۲۶٪ می‌انجامد. در مورد تیرهای این ساختمان‌ها، روش تغییرمکان آرمان‌تور بالا را تا ۱۰٪ و روش نیرو آرمان‌تور پایین را تا ۱۲٪ بیشتر تعیین می‌کند. در سازه‌های ۸ طبقه روش نیرو تا ۲۸٪ به آرمان‌تور بیشتری در ستون‌ها انجامیده است، درحالی که همین روش آرمان‌تور بالایی تیرها را تا ۲۰٪ و آرمان‌تور پایینی را تا ۲۸٪ بیشتر به دست می‌آورد. البته متوسط تفاوت‌ها در مورد هر دو دسته‌ی ساختمان بسیار کمتر است و از ۱۰ الی ۱۵ درصد بیشتر نیست. هر چند با توجه به میانی کاملاً متفاوت دو روش، این تفاوت‌ها قابل انتظار هستند، اما در روش تغییرمکان طراح خود سطح عملکرد و تغییرمکان‌های خمیری مورد نظر را انتخاب و رفتار غیرخطی استاتیکی سازه را مشاهده می‌کند. بنابراین در این روش کنترل مطمئن‌تری روی رفتار لرزه‌ی سازه قابل حصول است.



شکل ۳. نمای سازه‌های مثال.

جدول ۱. ابعاد و سختی فنرهای تکیه‌گاهی هر پی.

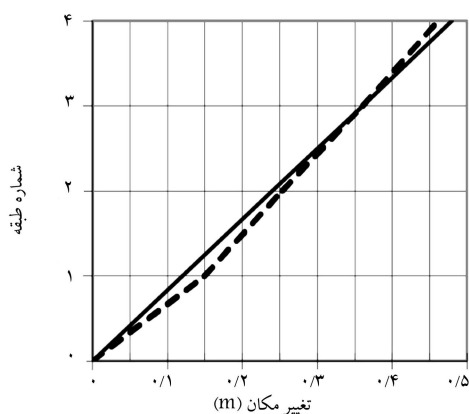
$K_\theta$ (kN.m/rad)	$K_z$ (kN/m)	$K_w$ (kN/m)	$L$ (m)	$B$ (m)	قاب
۱۵۰۰۰۰	۷۴۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۴٫۵	۲	۴ طبقه با دهانه‌ی ۴ متری
۱۱۲۰۰۰	۱۸۵۰۰۰	۱۴۵۰۰۰	۲٫۵	۲	۴ طبقه با دهانه‌ی ۶ متری
۲۱۲۰۰۰	۱۱۶۵۰۰۰	۲۷۶۰۰۰	۴٫۵	۴	۸ طبقه با دهانه‌ی ۴ متری
۱۶۰۰۰۰	۳۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰	۲٫۵	۴	۸ طبقه با دهانه‌ی ۶ متری

جدول ۲. مقادیر پارامترهای طراحی قاب‌ها بدون اثر اندرکنش سازه و خاک (بند ۳-۱ روش پیشنهادی).

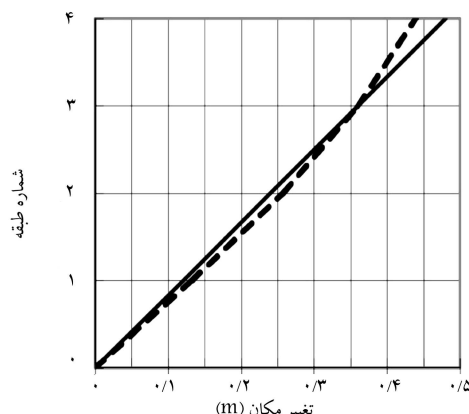
پارامترهای طراحی	قاب ۴ طبقه با دهانه‌ی ۴ متر	قاب ۴ طبقه با دهانه‌ی ۶ متر	قاب ۸ طبقه با دهانه‌ی ۴ متر	قاب ۸ طبقه با دهانه‌ی ۶ متر
$\Delta_y$ (m)	۰٫۰۸	۰٫۱۲	۰٫۱۳۳	۰٫۱۹۹
$\Delta_d$ (m)	۰٫۳۶	۰٫۳۶	۰٫۶۰۶	۰٫۶۰۶
$\mu$	۴٫۵	۳	۴٫۵۶	۳٫۰۴
$m_e$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	۱۰٫۱۹۴	۱۰٫۱۹۴	۱۹۸٫۷	۱۹۸٫۷
$T_e$ (sec)	۲٫۱۵	۲٫۰۷	۳٫۵	۳٫۲۷
$K_e$ (kN/m)	۸۷۰٫۶	۹۳۹٫۲	۶۴۰٫۳۶	۶۹۰٫۷
$V_b$ (kN)	۳۱۳٫۴	۳۳۸٫۱	۳۸۸٫۱	۴۱۸٫۶

جدول ۳. مقادیر پارامترهای طراحی قاب‌ها با اثر اندرکنش سازه و خاک (بند ۳-۲ روش پیشنهادی).

پارامترهای طراحی	قاب ۴ طبقه با دهانه‌ی ۴ متر	قاب ۴ طبقه با دهانه‌ی ۶ متر	قاب ۸ طبقه با دهانه‌ی ۴ متر	قاب ۸ طبقه با دهانه‌ی ۶ متر
$\Delta_f$ (m)	۰٫۰۳	۰٫۱۶۸	۰٫۰۸۱	۰٫۰۴۶
$\bar{\Delta}_d$ (m)	۰٫۳۸۹	۰٫۳۷۷	۰٫۶۸۴	۰٫۶۵۲
$\bar{\mu}$	۳٫۵۷	۲٫۷۵	۳٫۲۴	۲٫۵۶
$\bar{\xi}$	۱۷٫۲	۱۵٫۳۳	۱۶	۱۴٫۸
$\bar{T}_e$ (sec)	۲٫۲۴	۲٫۱۲	۳٫۷۴	۳٫۵۱
$\bar{K}_e$ (kN/m)	۸۰۲٫۱	۸۹۵٫۴۳	۵۶۰٫۸۱	۶۳۶٫۷۱
$\bar{V}_b$ (kN)	۳۱۲٫۰۲	۳۳۷٫۶	۳۸۳٫۶	۴۱۵٫۱

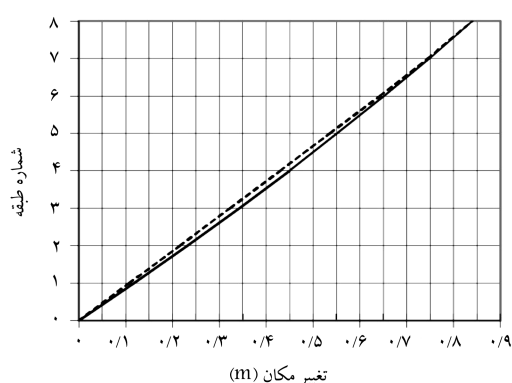


ب) قاب ۴ طبقه با دهانه ۶ متری.

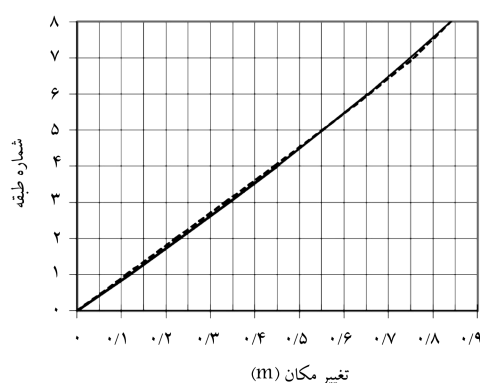


الف) قاب ۴ طبقه با دهانه ۴ متری؛

شکل ۴. پروفیل تغییرمکان نهایی (خط چین)، در مقایسه با پروفیل تغییرمکان اولیه (خط ممتد).



ب) قاب ۸ طبقه با دهانه ۶ متری.



الف) قاب ۸ طبقه با دهانه ۴ متری؛

شکل ۵. پروفیل تغییرمکان نهایی (خط چین)، در مقایسه با پروفیل تغییرمکان اولیه (خط ممتد).

## ۵. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، روشی برای طراحی لرزه‌ی سازه‌ها بر اساس تغییرمکان با در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک ارائه شده است. روش ارائه شده شامل ۲ مرحله است، به گونه‌ی که در مرحله‌ی اول تکیه‌گاه سازه، صلب فرض شده و برش پایه با استفاده از طیف تغییرمکان، تغییرشکل‌های مورد نظر برای طراحی در سطح عملکرد مربوط و سیستم یک درجه آزاد معادل محاسبه شده است. در مرحله‌ی دوم، تغییرمکان‌های نسبی اضافی ناشی از دوران پی به تغییرمکان‌های قبلی اضافه و برش پایه‌ی طراحی به دلیل آن اصلاح شده است. در این روش طراح برای انتخاب تغییرمکان‌های طراحی آزادی عمل دارد و کنترل خسارت را مستقیماً انجام می‌دهد. در مقایسه، در روش آیین‌نامه‌ی طراحی براساس نیرو، کنترل خسارت مورد ادعاست و ذکر آن به چند سطر ابتدای آیین‌نامه محدود می‌شود و اثر مشهودی از آن در بقیه‌ی آیین‌نامه مشاهده نمی‌شود. مراحل محاسبات در مورد ۴ قاب بتنی نمونه به طور مفصل ارائه و نشان داده شده است که روش تغییرمکان در مقایسه با روش نیرو به تغییر توزیع میلگردها در مقاطع تیرها و ستون‌ها منجر شده است و در ساختمان‌های کوتاه‌تر در بسیاری موارد، برای تأمین سطح عملکرد مورد نظر به میلگرد بیشتری می‌انجامد.

جدول ۴. نتایج طراحی ابعاد اعضا قاب‌های ۴ طبقه.

اعضا قاب‌های ۴ طبقه	قاب‌های با دهانه‌ی ۴ متری	قاب‌های با دهانه‌ی ۶ متری
ستون‌های ۲ طبقه‌ی پایینی	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۵۰
ستون‌های ۲ طبقه‌ی بالایی	۴۰ × ۴۰	۴۵ × ۴۵
تیرهای ۲ طبقه‌ی اول (H × B)	۴۵ × ۳۵	۴۵ × ۳۵
تیرهای ۲ طبقه‌ی دوم (H × B)	۳۵ × ۳۰	۴۰ × ۳۰

جدول ۵. نتایج طراحی ابعاد اعضا قاب‌های ۸ طبقه.

اعضا قاب‌های ۸ طبقه	قاب‌های با دهانه‌ی ۴ متری	قاب‌های با دهانه‌ی ۶ متری
ستون‌های ۴ طبقه‌ی پایینی	۵۵ × ۵۵	۵۰ × ۵۰
ستون‌های ۴ طبقه‌ی بالایی	۵۰ × ۵۰	۴۵ × ۴۵
تیرهای ۴ طبقه‌ی اول (H × B)	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰
تیرهای ۴ طبقه‌ی دوم (H × B)	۴۵ × ۳۰	۴۵ × ۳۰

جدول ۶. سطح مقطع فولاد اعضا ۴ نوع قاب ذکر شده در مثال.

سطح مقطع میلگرد (سانتی متر مربع)				سطح مقطع میلگرد (سانتی متر مربع)				ستون
روش نیرو (استاندارد ۲۸۰۰، تکیه‌گاه صلب)	روش تغییر مکان (تکیه‌گاه انعطاف پذیر)	روش تغییر مکان (تکیه‌گاه صلب)	تیر	روش نیرو (استاندارد ۲۸۰۰، تکیه‌گاه صلب)	روش تغییر مکان (تکیه‌گاه انعطاف پذیر)	روش تغییر مکان (تکیه‌گاه صلب)		
۲۶,۲۰	۲۶,۷۰	۲۶,۷۷	بالا	۴۴,۲۲	۴۴,۰۸	۴۴,۲۰	C۱	
۱۴,۶۳	۱۳,۰۰	۱۳,۰۸	پایین	۲۵	۲۵	۲۵	C۲	
۲۰,۸۵	۲۲,۹۵	۲۳,۰۲	بالا	۲۱,۹۳	۲۶,۵۶	۲۶,۶۸	C۳	
۱۰,۳۶	۱۰,۲۶	۱۰,۲۸	پایین	۲۹,۷۲	۳۶,۶۷	۳۶,۷۳	C۴	
۲۹,۷۷	۳۰,۰۷	۳۰,۱۰	بالا	۴۱,۸۷	۵۲,۷۴	۵۲,۸۷	C۱	
۱۳,۸۴	۱۳,۶۸	۱۳,۷۰	پایین	۲۵	۳۳,۲۰	۳۳,۲۷	C۲	
۲۵,۸۳	۲۸,۱۱	۲۸,۱۴	بالا	۲۰,۲۵	۲۲,۷۹	۲۲,۸۳	C۳	
۱۱,۹۶	۱۲,۴۵	۱۲,۴۶	پایین	۳۹,۵۲	۴۲,۳۴	۴۲,۳۸	C۴	
۴۰,۸۲	۳۲,۶۳	۳۲,۸۶	بالا	۸۱,۸۱	۶۵,۴۷	۶۶,۷۵	C۱	
۲۵,۶۲	۱۸,۵۳	۱۸,۶۸	پایین	۴۰,۱۸	۳۰,۲۵	۳۰,۲۵	C۲	
۲۹	۲۹,۲۴	۲۹,۵۱	بالا	۲۹,۳۸	۲۵	۲۵	C۳	
۱۵,۹۰	۱۵,۰۸	۱۵,۳۳	پایین	۲۵,۰	۲۵	۲۷,۶۱	C۴	
۴۴,۸۵	۳۸,۳۷	۳۸,۶۵	بالا	۹۶,۴۸	۶۸,۴۹	۶۹,۴۳	C۱	
۲۳,۹۲	۱۸,۶۸	۱۸,۹۰	پایین	۲۸,۱۶	۲۵,۰۰	۲۵,۰۰	C۲	
۳۸,۵۱	۳۳,۴۵	۳۴,۳۲	بالا	۳۵,۲۴	۲۸,۰۶	۲۸,۳۷	C۳	
۱۶,۸۳	۱۴,۷۴	۱۴,۸۰	پایین	۴۲,۶۶	۳۷,۷۴	۳۷,۹۴	C۴	

## پانویس

1. Loeding

## منابع (References)

- Shibata, A. and Sozen, M. A. "Substitute structure method for seismic design in R/C", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **102**(ST1), pp. 1-18 (1976).
- Moehle, J.P. and EERI, M. "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, **8**(3), pp. 403-428 (1992).
- Kowalsky, M.J., Priestly, M.J.N. and MacRae, G.A. "A methodology for seismic design applied to single degree of freedom reinforced concrete structures", SSRP-94/16, Structural Systems Research Project, San Diego, La Jolla, California (1994).
- Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. "Displacement-based seismic design of MDOF bridge structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24**(9), pp. 1247-1266 (1995).
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. "Direct displacement-based design: Use of inelastic vs. elastic design spectra", *Earthquake Spectra*, **17**(1), pp. 47-65 (2001).
- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. "Direct displacement-based seismic design of concrete buildings", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, **33**(4), pp. 421-444 (2000).
- Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. "Direct displacement based design of frame wall structures", *Journal of Earthquake Engineering*, **10**(1), pp. 91-124 (2006).
- Priestley, M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy (2007).
- Kowalsky, M.J. "A performance-based approach for the seismic design of concrete bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **29**(3), pp. 878-884 (2002).
- Montoy, R.A.Z. and Petrini, L. "Direct displacement based design on bridges with foundation flexibility", Master thesis, Institute for Advanced Study of Pavia (IUSS) (December 2008).
- Sullivan, T.J., Salawdeh, S., Pecker, A., Corigliano, M. and Calvi, G.M. "Soil-foundation-structure interaction considerations for performance-based design of RC wall structures on shallow foundations", *Proceedings of the International Workshop on Soil-Foundation-Structure Interaction*, SFSI 09 Auckland, New Zealand (26-27th November 2009).
- Belleril, A. and Rival, P. "Soil structure interaction in displacement based design", *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*, EURO-DYN 2011 Leuven, Belgium, 4-6 July 2011 G. De Roeck, G. Degrande, G. Lombaert, G. Müller (eds.) ISBN 978-90-760-1931-4. (2011).
- Eidini-nezhad, M. "Seismic design of structures based on displacement with foundation flexibility", Master thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (2003).

14. American Society of Civil Engineers, ASCE 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Reston, Virginia (2007).
15. Loeding, S. and Kowalsky, M.J.N. "Displacement-based design methodology applied to R.C. building frames", Report SSRP 98/06 Structures Department, UCSD (1998).
16. Miranda, E. "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **119**(5), pp. 1319-1338 (1993).
17. Riddell, R. "Inelastic design spectra accounting for soil conditions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **24**(11), pp. 1491-1510 (1995).
18. Iranian National Oil Company, *Iranian Seismic Design Code of Oil Industry Facilities and Structures (Publication No.038)*, 2nd edition, Tehran, Iran (2010).
19. Committee of Iranian Seismic Design Code, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800)*, 3rd edition. Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
20. *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, No. 360, Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2007).