

ارائه‌ی روشی ترکیبی در تخمین طیف غیرکشسان به منظور تعیین جابجایی هدف به روش N۲

رضا عباس‌نیا (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

محمد مهدی مداح* (دانشجوی دکتری)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

علیرضا تاجیک داودی (دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (۶۹-۶۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۱/۴، ص. ۶۹-۶۱

جابجایی هدف یا نقطه‌ی عملکرد سازه، یکی از ارکان اصلی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی است؛ که تغییر مکان‌ها و تلاش‌های داخلی سازه، در آن جابجایی بررسی می‌شوند. روش N۲ یکی از مهم‌ترین روش‌های تخمین نقطه‌ی عملکرد سازه است، که طی یک فرایند سعی و خطا، از تقاطع منحنی ظرفیت سازه و طیف پاسخ غیرکشسان متناظر با شرایط سازه تحت زلزله، جابجایی هدف سازه را تعیین می‌کند. یکی از مهم‌ترین پارامترهای مؤثر در این روش، طیف مورد استفاده‌ی پاسخ غیرکشسانی است. این طیف به عواملی چون دوره‌ی تناوب و ظرفیت استهلاك انرژی سازه، رفتار هیستریزیس مصالح و پارامترهای زمین‌لرزه وابسته است. در این نوشتار، براساس روش‌های موجود تخمین طیف پاسخ غیرکشسان، یک روش تقریبی برای تولید این طیف بر مبنای شرایط خاک، نسبت شکل‌پذیری و دوره‌ی تناوب سازه ارائه شده است، که با استفاده از آن می‌توان جابجایی هدف سازه‌های منظم با ارتفاع متعارف را با تقریب مناسبی به روش N۲ تخمین زد.

واژگان کلیدی: جابجایی هدف، طیف غیرکشسان، شرایط خاک، ضریب شکل‌پذیری، روش N۲.

abbasnia@iust.ac.ir
m.maddah@iiees.ac.ir
a_tajik@civileng.iust.ac.ir

۱. مقدمه

بنابراین، تعیین طیف‌های غیرکشسان یکی از مهم‌ترین پارامترهای مؤثر در این روش به شمار می‌روند. طبق پژوهش‌های صورت‌گرفته، عوامل متعددی در تعیین طیف پاسخ غیرکشسان سازه مؤثرند، که میزان تأثیر آنها در دست‌آوردن طیف غیرکشسان یکسان نیست و از برخی از آنها می‌توان صرف‌نظر کرد.^[۶] اغلب بررسی‌های صورت‌گرفته نشان می‌دهند که با توجه به تأثیر قابل توجه نوع خاک و شرایط ساخت‌گاهی در دامنه، محتوای بسامدی و مدت زمان زمین‌لرزه‌ها، باید اثر نوع خاک ساخت‌گاه را در تهیه‌ی طیف غیرکشسان در نظر گرفت.^[۶-۱۱] از این رو در این مطالعه با توجه به فراوانی روش‌های ارائه‌شده در تخمین طیف غیرکشسان و اهمیت به‌سزای نوع خاک ساخت‌گاه در رفتار غیرکشسان سازه، دقت روابط موجود بر مبنای نوع خاک ساخت‌گاه ارزیابی و یک روش ترکیبی تابع نوع خاک، شکل‌پذیری و دوره‌ی تناوب سازه ارائه شده و در تعیین جابجایی هدف، سازه‌های منظم با ارتفاع متعارف در روش N۲ مورد استفاده قرار گرفته است.

تعیین تغییر مکان هدف سازه، یکی از موضوعات اساسی در روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور)^۱ به شمار می‌آید، که تاکنون روش‌های متعددی برای محاسبه‌ی آن ارائه شده است. در سال ۱۹۹۶ روش طیف ظرفیت (CSM)^۲ توسط آیین‌نامه‌ی ATC-۴۰^[۱] پیشنهاد شده است. این روش از تقاطع طیف ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل و طیف پاسخ کشسان کاهش یافته، جابجایی هدف سازه را محاسبه می‌کند. در سال ۱۹۹۷، روش ضرایب جابجایی در آیین‌نامه‌ی Fema ۲۷۳^[۲] ارائه شده است، که در آن جابجایی حاصل از طیف پاسخ کشسان سازه با استفاده از ضرایبی اصلاح و نقطه‌ی عملکرد سازه تعیین می‌شود. فرمت‌های اصلاح‌شده‌ی این روش در سال ۲۰۰۰ در آیین‌نامه‌ی Fema ۳۵۶^[۳] و در سال ۲۰۰۵ در آیین‌نامه‌ی Fema ۴۴۰^[۴] ارائه شده‌اند.

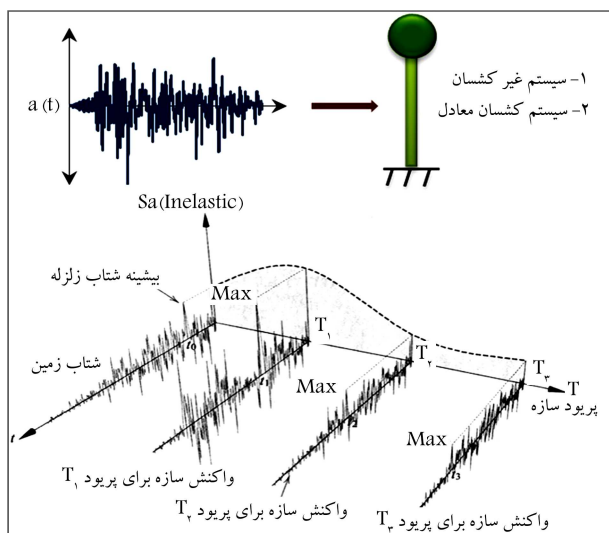
همچنین در پژوهشی در سال ۱۹۹۹، روش N۲ پیشنهاد شده است.^[۵] این روش، توسعه‌ی یافته‌ی روش طیف ظرفیت است که به جای طیف‌های کشسان کاهش یافته، از طیف‌های پاسخ غیرکشسان برای تعیین جابجایی هدف سازه استفاده می‌کند.

۲. روش N۲ در تعیین جابجایی هدف

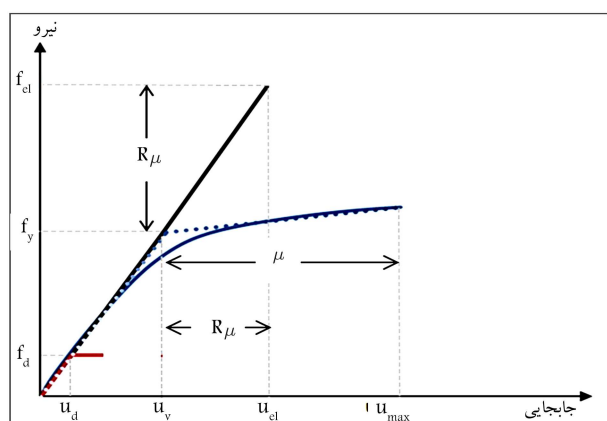
جابجایی هدف یا نقطه‌ی عملکرد، تغییر شکل بام سازه تحت اثر زلزله طرح

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۷/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۳/۲/۸، پذیرش ۱۳۹۳/۲/۲۰.



شکل ۲. مفهوم طیف غیرکشسان. [۱۶]



شکل ۳. مفهوم شکل پذیری و ضریب شکل پذیری. [۱۵]

روابط ۱ و ۲ به دست می آیند:

$$S_a(Inelastic) = \frac{S_a(Elastic)}{R_\mu} \quad (1)$$

$$S_d(Inelastic) = \frac{S_d(Elastic) \cdot \mu}{R_\mu} \quad (2)$$

که در آن ها، R_μ ضریب شکل پذیری یا ضریب کاهش نیرو نامیده می شود، که به دو صورت قابل تعریف است (شکل ۳): [۱۵]

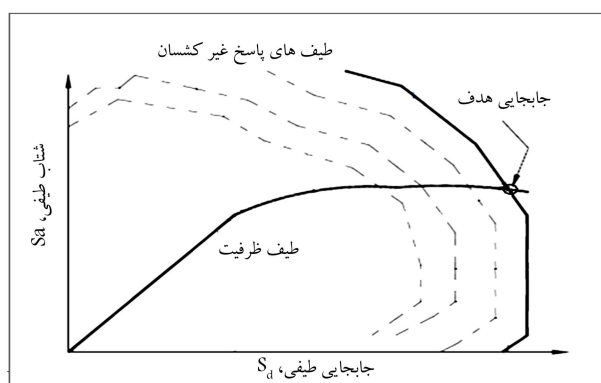
۱. نسبت بیشینه جابجایی سازه کشسان معادل (u_{el}) به جابجایی تسلیم سازه غیرکشسان (u_y) ، که از رابطه ی ۳ به دست می آید:

$$R_\mu = \frac{u_{el}}{u_y} \quad (3)$$

۲. نسبت بیشینه نیروی سازه کشسان معادل (f_{el}) به نیروی تسلیم سازه غیرکشسان (f_y) ، که از رابطه ی ۴ به دست می آید:

$$R_\mu = \frac{f_{el}}{f_y} \quad (4)$$

که در آن ها μ شکل پذیری سازه است و عبارت از نسبت بیشینه جابجایی (u_{max}) به جابجایی تسلیم سازه (u_y) است (شکل ۳)، که از رابطه ی ۵



شکل ۱. روش N۲. [۱۳]

است، که نیروها، تغییرمکان ها و تلاش های داخلی سازه در آن نقطه محاسبه می شوند. [۱۲]

در روش N۲، تغییرمکان هدف سازه ی یک درجه آزادی معادل، طی یک فرایند سعی و خطا و از تقاطع طیف ظرفیت سازه ی یک درجه آزادی معادل (طیف نیاز) با طیف های غیرکشسان رکورد زلزله ی موردنظر (طیف تقاضا)، در فرمت طیف جابجایی - شتاب (ADRS) به دست می آید و با ضرب آن در ضریب تبدیل مختصات سازه ی چند درجه آزادی، نقطه ی عملکرد سازه محاسبه می شود (شکل ۱). [۱۳]

طیف های غیرکشسان، یکی از مهم ترین پارامترهای مؤثر در این روش محسوب می شوند و به دو روش تحلیلی و تقریبی قابل محاسبه اند. لذا امکان تولید طیف های غیرکشسان آیین نامه یی، استفاده از روش های تقریبی را توجیه پذیر می کند.

۳. مفهوم و روش های تهیه ی طیف پاسخ غیرکشسان

طیف پاسخ غیرکشسان به دو صورت قابل تعریف است (شکل ۲): [۱۴]

۱. مکان هندسی بیشینه پاسخ دینامیکی سیستم های یک درجه آزادی غیرکشسان، در محدوده ی معین از دوره های تناوب تحت یک حرکت پایه و شکل پذیری مشخص. رفتار غیرکشسان سیستم یک درجه آزادی در این حالت با در نظر گرفتن انواع حلقه های هیستریزس اعمال می شود.

۲. مکان هندسی بیشینه پاسخ دینامیکی سیستم های یک درجه آزادی کشسان معادل در محدوده ی معین از دوره های تناوب تحت یک حرکت پایه و شکل پذیری مشخص. مشخصات سیستم کشسان معادل با دو پارامتر دوره ی تناوب و میرایی معادل (T_E, ϵ_E) تعریف می شود، که در مراجع، روابط مختلفی برای آنها ارائه شده است.

برای تهیه ی طیف غیرکشسان نیز دو راهکار کلی وجود دارد:

الف) روش تحلیلی: در این روش بر مبنای تعاریف مذکور، سیستم یک درجه آزادی غیرکشسان یا کشسان معادل تحت یک شتاب نگاشت معین قرار گرفته و با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه ی زمانی، پاسخ سیستم با شکل پذیری مشخص در بازه یی از دوره های تناوب به دست می آید. نقطه ضعف مهم این روش، عدم امکان تهیه ی طیف های غیرکشسان آیین نامه یی است.

ب) روش تقریبی: در این روش، طیف های غیرکشسان شتاب و جابجایی از طریق

به دست می آید:

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (5)$$

۵. ویدیک و همکاران (روابط ۱۴ الی ۱۶): [۷]

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \left(\frac{T}{T_c} \right) + 1; & T \leq T_c \\ \mu; & T > T_c \end{cases} \quad (14)$$

$$T_c = 0.65 T_{c\mu} \quad (15)$$

$$T_c = 1.6 \pi \frac{PGV}{PGA} \quad (16)$$

که در آن، PGA بیشینه شتاب زمین در طول زلزله است.

۶. روچا و همکاران (روابط ۱۷ و ۱۸): [۸]

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \left(\frac{D(T)}{PGD} \right)^{\xi(\mu)} \quad (17)$$

$$\xi(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{1.72} \quad (18)$$

در رابطه ۱۷، $D(T)$ جابجایی طیفی کشسان در دوره تناوب متناظر است.

۷. بازان و همکاران (رابطه ۱۹): [۹]

$$R_\mu = \mu^{1.5 T^{0.5} e^{-0.5}} \quad (19)$$

۸. برونو و همکاران (رابطه ۲۰): [۱۰]

$$R_\mu = \mu \left(1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) e^{-c_1 T \mu^{-c_2}} \right) \quad (20)$$

که در آن، مقدار ضریب C_1 برای خاک های نوع A و B برابر ۱۲، برای خاک C برابر ۸ و در خاک D برابر ۶ است.

۹. کاپوس و همکاران (رابطه ۲۱ و جدول ۱): [۱۸]

$$R_\mu = \frac{1}{F + \frac{G}{\mu} + H (\ln T)^2} \quad (21)$$

۲.۴. شتاب نگاشت های مورد استفاده

برای بررسی دقت این روش ها، تعداد ۲۸ شتاب نگاشت از زلزله های بزرگ دنیا برای نوع خاک A، B، C و D طبق طبقه بندی مرجع USGS، [۱۹] انتخاب شده اند. هر نوع خاک دارای ۷ رکورد است (جدول ۲)، که بر مبنای شدت طیف شبه سرعت و بر پایه ی طیف های آیین نامه ی ۲۸۰۰ [۲۰]، برای لرزه خیزی زیاد ($A = 0.3$) مقیاس شده اند.

۳.۴. ارزیابی دقت روش های تقریبی تهیه ی طیف غیرکشسان

به منظور ارزیابی روش های مذکور، ابتدا به روش تحلیلی و با استفاده از نرم افزار SeismoSignal، [۲۱] طیف های غیرکشسان هر رکورد برای شکل پذیری های $\mu = 2, 3, 4$ به دست آمده اند.

جدول ۱. پارامترهای روش کاپوس و همکاران.

ساختمان	F	G	H
A	-0.668	0.9561	0.4226
B	-0.373	0.9153	0.463
C	-0.297	0.9144	0.499

۴. ارزیابی روش های تقریبی تهیه ی طیف غیرکشسان

۱.۴. روش های تهیه ی طیف غیرکشسان مورد مطالعه

در این نوشتار، ۹ روش تخمین طیف غیرکشسان مورد مطالعه قرار گرفته است، که در ادامه به جزئیات آنها اشاره شده است:

۱. نیومارک و همکاران (رابطه ۶): [۱۵]

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & ; T \leq 0.3^S \\ \sqrt{2\mu - 1} & ; 0.12^S < T \leq 0.5^S \\ \mu & ; T > 1.0^S \end{cases} \quad (6)$$

۲. ریدل و همکاران (رابطه ۷): [۱۱]

$$R_\mu = \begin{cases} 1 + (R^* - 1) \left(\frac{T}{T^*} \right) & ; T \leq T^* \\ R^* & ; T > T^* \end{cases} \quad (7)$$

برای شکل پذیری های ۲، ۴ و ۸، مقدار R^* به ترتیب برابر ۲، ۴ و ۶٫۸ و ضریب T^* برابر ۰٫۳، ۰٫۴ و ۰٫۴ است.

۳. میراندا و همکاران (رابطه ۸): [۶]

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (8)$$

بستر سنگی (رابطه ۹):

$$\Phi = 1 + \frac{1}{T(1 - \mu)} - \frac{1}{2T} \exp \left[-1.5 (\ln T - 0.6)^2 \right] \quad (9)$$

بستر آبرفتی (رابطه ۱۰):

$$\Phi = 1 + \frac{1}{T(1.2 - \mu)} - \frac{1}{\delta T} \exp \left[-2 (\ln T - 0.2)^2 \right] \quad (10)$$

بستر نرم (رابطه ۱۱):

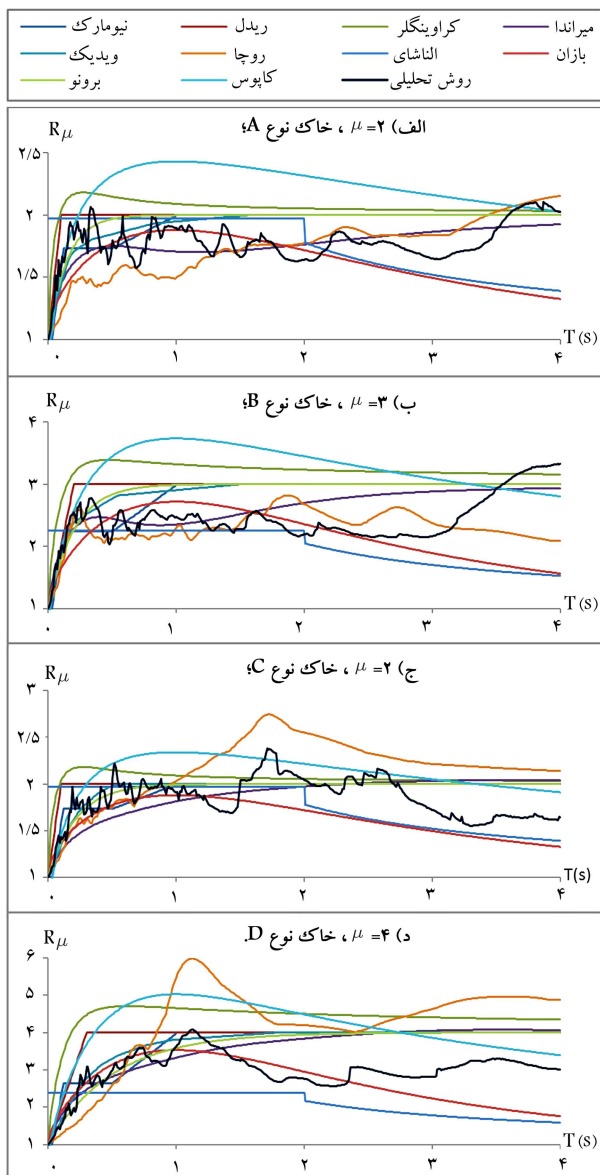
$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{3T_g} - 0.25 \right)^2 \right] \quad (11)$$

که در آن ها، T_g دوره تناوب متناظر با بیشینه سرعت زمین در طول زلزله (PGV) است.

۴. کروینکلر و همکاران (روابط ۱۲ و ۱۳): [۱۷]

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (12)$$

$$c = \frac{T^{0.8}}{1 + T^{0.8}} + \frac{0.29}{T} \quad (13)$$



شکل ۴. مقادیر R_{μ} .

جدول ۳. مقادیر انحراف معیار روش‌ها در خاک نوع A.

روش	$T \leq 0,4$	$T > 0,4$	کلیدی دوره‌های تناوب
نیومارک	0,20	0,69	0,64
ریدل	0,22	0,76	0,71
کراوینگر	0,53	1,05	1,00
میراندا	0,16	0,34	0,32
ویدیک	0,18	0,69	0,64
روچا	0,39	0,46	0,46
بازان	0,25	0,46	0,44
برونو	0,19	0,74	0,68
کاپوس	0,30	1,47	1,36

جدول ۲. رکوردهای مورد استفاده در ارزیابی روش‌ها.

خاک	ایستگاه	زلزله	
A	۱۲۷ Lake Hughes	Northridge	۱
A	۲۴ Lucerne	Landers	۲
A	Gebze	Kocaeli	۳
A	۸۹۰۰۵ Cape Mend	Cape Mendocino	۴
A	۱۲۷ Lake Hughes	San Fernando	۵
A	۴۷۳۷۹ Gilroy	Morgan Hill	۶
A	۱۰۶۰ Lamont	Duzce	۷
B	۴۷۱۸۹ SAGO South	Hollister	۸
B	۱۲۱۶۸ Puerta	Landers	۹
B	Mecidiyekoy	Kocaeli	۱۰
B	۸۹۵۳۰ Shelter Cove	Cape Mendocino	۱۱
B	۲۴۲۷۸ Castaic	San Fernando	۱۲
B	۵۷۳۸۳ Gilroy	Morgan Hill	۱۳
B	Arcelik	Duzce	۱۴
C	۹۰۰۶۳ Glendale	Northridge	۱۵
C	۹۰۰۶۳ Glendale	Landers	۱۶
C	۱۰۱۴ Cholame	Parkfield	۱۷
C	۶۶۱۹ SAHOP	Imperial Valley	۱۸
C	۹۹۴ Gormon	San Fernando	۱۹
C	۵۷۱۹۱ Halls Valley	Morgan Hill	۲۰
C	۵۷۱۹۱ Halls Valley	Loma Prieta	۲۱
D	۵۰۶۲ Salton Sea	Westmorland	۲۲
D	۹۰۰۱۱ Montebello	Northridge	۲۳
D	۱۱۸ TCU	Chi-Chi	۲۴
D	۱۰۰۲ APEEL ۲	Loma Prieta	۲۵
D	۵۰۵۷ El Centro	Imperial Valley	۲۶
D	۵۰۶۲ Salton Sea	Superstintn Hills	۲۷
D	۵۸۱۱۷ Treasure	Loma Prieta	۲۸

سپس ضرایب شکل‌پذیری با استفاده از روش‌های مشروح در بخش ۱.۴.

به‌دست آمده و میزان خطای هر یک از آن روش‌ها، از طریق مقایسه با R_{μ} حاصل از روش تحلیلی محاسبه شده است. در این مطالعه، برای محاسبه‌ی خطا از فرمول انحراف معیار (رابطه‌ی ۲۲) استفاده شده است: [۱۱]

$$Error = \frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{R_{\mu}^i(approximate) - R_{\mu}^i(analytical)}{R_{\mu}^i(analytical)} \right)^2} \quad (22)$$

که در آن، $R_{\mu}^i(approximate)$ ضریب شکل‌پذیری تقریبی و $R_{\mu}^i(analytical)$ مقدار دقیق این ضریب است. برای نمونه در نمودارهای شکل ۴، ضرایب شکل‌پذیری به‌دست‌آمده از روش‌های مختلف برای ۴ نوع خاک و مقادیر مختلف شکل‌پذیری نشان داده شده است. در جداول ۳ الی ۶ نیز مقادیر انحراف معیار در تخمین این ضریب برای هر نوع خاک در دوره‌های تناوب مختلف ارائه شده است. مبنای تقسیم‌بندی دوره‌های تناوب، مرز بین دوری تناوب سازه‌های نرم و صلب در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ است.

جدول ۴. مقادیر انحراف معیار روش‌ها در خاک نوع B.

روش	$T \leq 0.5$	$T > 0.5$	کلیه‌ی دوره‌های تناوب
نیومارک	0.19	0.77	0.72
ریندل	0.38	0.88	0.83
کراوینکلر	0.72	1.16	1.11
میراندا	0.20	0.64	0.60
ویدیک	0.21	0.83	0.77
روچا	0.17	0.36	0.34
بازان	0.25	0.41	0.40
برونو	0.22	0.85	0.79
کاپوس	0.41	1.13	1.06

جدول ۵. مقادیر انحراف معیار روش‌ها در خاک نوع C.

روش	$T \leq 0.7$	$T > 0.7$	کلیه‌ی دوره‌های تناوب
نیومارک	0.25	0.55	0.52
ریندل	0.46	0.56	0.55
کراوینکلر	0.88	0.76	0.78
میراندا	0.41	0.61	0.59
ویدیک	0.23	0.56	0.53
روچا	0.20	1.13	1.03
بازان	0.20	0.50	0.47
برونو	0.17	0.37	0.35
کاپوس	0.45	0.75	0.72

جدول ۶. مقادیر انحراف معیار روش‌ها در خاک نوع D.

روش	$T \leq 1.0$	$T > 1.0$	کلیه‌ی دوره‌های تناوب
نیومارک	0.38	0.60	0.57
ریندل	0.68	0.60	0.60
کراوینکلر	1.18	0.80	0.84
میراندا	0.29	0.56	0.53
ویدیک	0.21	0.59	0.55
روچا	0.49	0.95	0.90
بازان	0.23	0.59	0.58
برونو	0.18	0.58	0.54
کاپوس	0.40	1.04	0.97

• خاک نوع B: روش روچا و همکاران (رابطه‌ی ۲۴):

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left(\frac{D(T)}{PGD} \right)^{0.388(\mu-1)^{1.72}} \quad (24)$$

• خاک نوع C: روش برونو و همکاران برای خاک نوع C (رابطه‌ی ۲۵):

$$R_{\mu} = \mu \left(1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) e^{-\lambda T \mu^{-1/\lambda}} \right) \quad (25)$$

• خاک نوع D: روش برونو و همکاران برای خاک نوع D (رابطه‌ی ۲۶):

$$R_{\mu} = \mu \left(1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) e^{-\epsilon T \mu^{-1/\epsilon}} \right) \quad (26)$$

۶. ارزیابی روش پیشنهادی در تخمین جابجایی هدف

به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، میزان دقت آن در تخمین جابجایی هدف سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل سه مدل ۳، ۹ و ۲۰ طبقه‌ی بتن‌آرمه برای ۱۲ رکورد از ۴ نوع خاک (جدول ۷) در مقایسه با روش ضرایب جابجایی آیین‌نامه‌ی FEMA۴۴۰ و بر مبنای نتایج روش تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. رکوردهای مورد استفاده با روش FEMA۴۴۰ به‌گونه‌ی مقیاس شده‌اند، که مقادیر طیف کشسان شتاب آنها در دوره‌ی تناوب حاکم سازه‌ی مورد بررسی، با مقدار طیف آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ با لرزه‌خیزی زیاد ($A = 0.30$) برابر شود. برای نمونه در شکل ۵، نحوه‌ی مقیاس‌کردن رکوردهای خاک نوع A برای مدل ۹ طبقه ارائه شده‌اند.

در این مطالعه از مدل‌های سازه‌ی ارائه‌شده در نوشتار عباس‌نیا و همکاران،^[۲۲] استفاده شده است، که جزئیات آن در جدول ۸ و شکل ۶ ارائه شده است. در سازه‌های مذکور، بارگذاری لرزه‌ی طبق آیین‌نامه‌ی ASCE 7-05^[۲۳] برای خاک نوع C، قاب خمشی بتنی ویژه با ضریب رفتار $R = 8$ و ضریب اهمیت ۱ انجام شده و طراحی و جزئیات آرماتورگذاری بر مبنای آیین‌نامه‌ی ACI 318-05^[۲۴] با

جدول ۷. رکوردهای مورد استفاده در بررسی جابجایی هدف.

خاک	ایستگاه	زلزله	
A	۸۹۰۰۵ CDMG Station	Cape Mendocino	۱
A	Pacoima Dam	Northridge	۲
A	Lucerne	Landers	۳
B	TCU۰۸۴	Chi-Chi	۴
B	۲۰۴۶, KJM	Kobe	۵
B	Castlic Old Ridge	Northridge	۶
C	۸۹۵۳۰ Petrolia	Cape Mendocino	۷
C	Erzinkan	Erzinkan	۸
C	Elcentro Array#۹	Imperial Valley	۹
D	Takzrazu	Kobe	۱۰
D	Ambarli	Kocaeli	۱۱
D	Apee۱۲ Redwood City	Loma Prieta	۱۲

۵. ارائه‌ی روش ترکیبی

بر اساس نتایج جداول ۳ الی ۶ و از مقایسه‌ی مقادیر انحراف معیار روش‌های مختلف، روشی ترکیبی به صورت تابعی از نوع خاک، دوره‌ی تناوب و شکل‌پذیری سازه به‌منظور تعیین ضریب شکل‌پذیری، پیشنهاد شده است، و در روش N۲ برای تعیین جابجایی هدف سازه‌ی یک درجه آزادی معادل مورد استفاده قرار گرفته است:

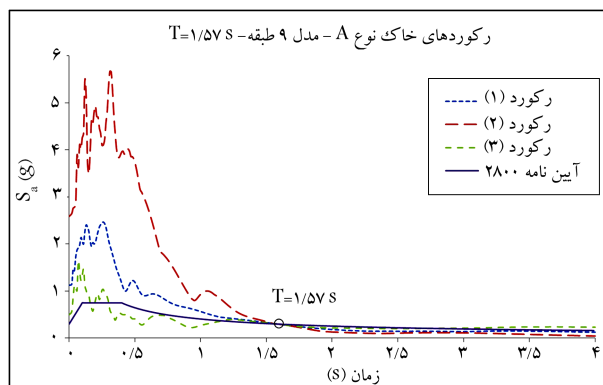
• خاک نوع A: روش میراندا و همکاران برای بستر سنگی (رابطه‌ی ۲۳):

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{1 + \frac{1}{T(1-\mu)} - \frac{1}{T} \exp[-1.75(\ln T - 0.6)^2]} + 1 \quad (23)$$

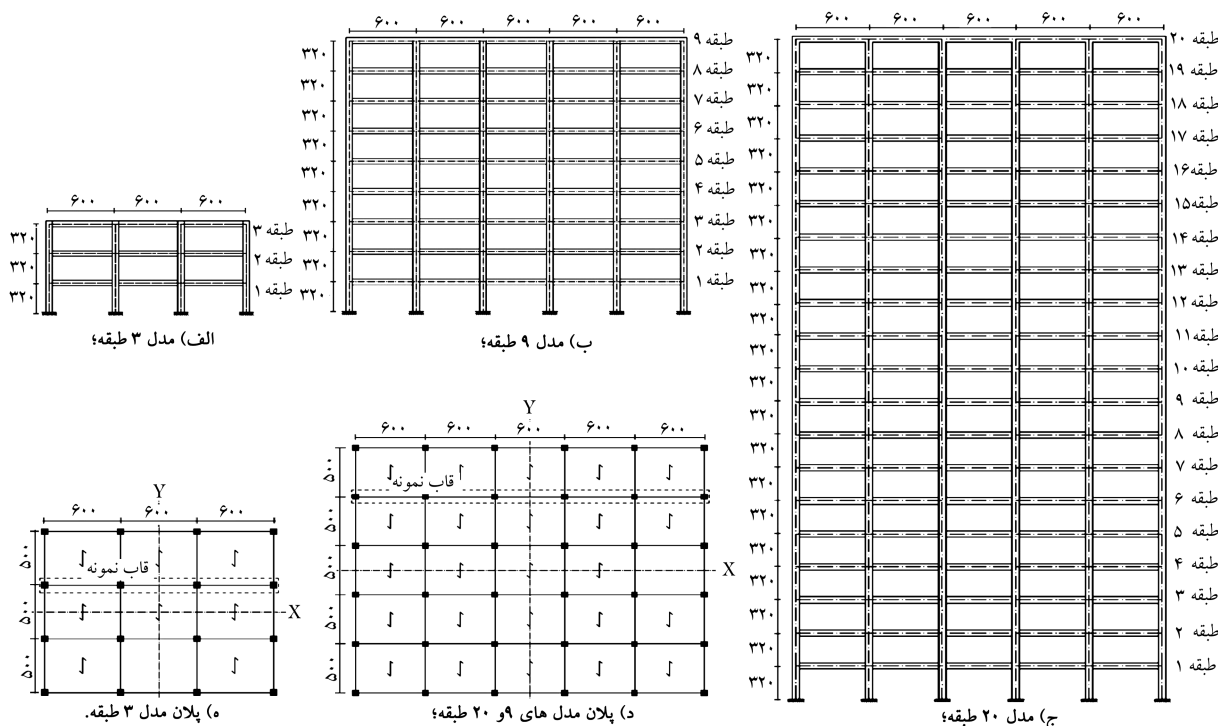
فرض ۲۵ Mpa و ۴۰۰ Mpa برای مقاومت مشخصه ی بتن و فولاد و بار مرده و زنده ی ۶ kN/m^۲ و ۲ kN/m^۲ برای تمامی طبقات صورت گرفته است.

۱.۶. ارزیابی لرزه‌یی و تهیه ی طیف ظرفیت سازه‌ها

با توجه به منظم بودن این سازه‌ها در پلان و ارتفاع، یک قاب نمونه در جهت X انتخاب و در نرم افزار Opensees [۲۵] مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. در نرم افزار ذکر شده، تیرها و ستون‌ها توسط المان Displacement- Beam-Column Element Based OpenSees و مقاطع چندلایه ی Fiber Section مدل شده‌اند. مدل سازی فولاد و بتن توسط مصالح ۱ Steel و ۱ Concrete موجود در کتابخانه ی OpenSees انجام (شکل ۷) و اثر محصورشدگی آرماتورها ی برشی با استفاده از روابط Mander منظور شده است. [۲۶] در وزن مؤثر لرزه‌یی نیز فقط اثرات بار مرده لحاظ شده است.



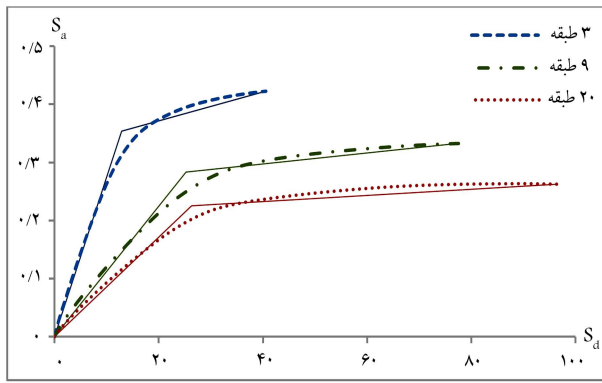
شکل ۵. نمونه‌یی از روش همپایه‌کردن رکوردها.



شکل ۶. مدل‌های مورد استفاده. [۲۲]

جدول ۸. جزئیات مدل‌ها.

مدل	تراز طبقه	تیر		ستون	
		R ⁺	R ⁻	R	ابعاد
۳ طبقه	۱-۳	۳Φ۲۲	۵Φ۲۲	۱۶Φ۲۲	۴۵ × ۴۵
۹ طبقه	۱-۳	۵Φ۲۵	۷Φ۲۵	۲۴Φ۲۵	۶۵ × ۶۵
	۴-۶	۵Φ۲۵	۷Φ۲۵	۱۶Φ۲۵	۶۰ × ۶۰
	۷-۹	۵Φ۲۰	۷Φ۲۰	۱۶Φ۲۰	۵۵ × ۵۵
۲۰ طبقه	۱-۳	۷Φ۳۰	۹Φ۳۰	۲۸Φ۳۰	۸۰ × ۸۰
	۴-۱۰	۷Φ۳۰	۹Φ۳۰	۲۴Φ۳۰	۷۰ × ۷۰
	۱۱-۱۵	۷Φ۲۵	۹Φ۲۵	۲۴Φ۲۵	۶۰ × ۶۰
	۱۶-۲۰	۷Φ۲۰	۹Φ۲۰	۲۰Φ۲۰	۵۰ × ۵۰



شکل ۸. طیف ظرفیت مدل‌های مورد مطالعه برای رکورد ۵.

۲.۶. محاسبه‌ی جابجایی هدف مدل‌ها

جابجایی هدف سازه‌های یک درجه آزادی معادل مدل‌های مورد بررسی تحت هر یک از رکوردهای جدول ۷، با روش‌های NTHA، FEMA۴۴۰ و روش ترکیبی پیشنهادی به دست آمده‌اند. در روش NTHA، که مقادیر دقیق جابجایی هدف را به دست می‌دهد و مبنای مقایسه‌ی روش‌هاست، طیف‌های ظرفیت دو خطی حاصل از بخش ۲.۶، به عنوان نمودارهای تنش- کرنش مصالح سازه‌های یک درجه آزادی غیرکشسان، معادل مدل‌های مورد بررسی در نظر گرفته شده‌اند. در گام بعد این سازه‌های یک درجه آزادی تحت رکوردهای زلزله قرار گرفته‌اند و بیشینه‌ی جابجایی آنها به دست آمده است [۲۷]. در روش FEMA۴۴۰، برای محاسبه‌ی جابجایی هدف سازه‌ی یک درجه آزادی معادل از رابطه‌ی ۳۱ استفاده شده است: [۲]

$$\Delta_{tSDOF} = C_1 C_r C_r S_d = C_1 C_r C_r S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (31)$$

که در آن، S_a شتاب طیفی و S_d جابجایی طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. C_1 نسبت بیشینه‌ی جابجایی غیرکشسان بام به جابجایی کشسان آن است، که از رابطه‌ی ۳۲ به دست می‌آید:

$$C_1 = \begin{cases} 1 + \frac{R-1}{\alpha T_e^2}, & C_1 \geq 1 \\ 1, & C_1 < 1 \end{cases} \quad (32)$$

که در آن، مقدار R از رابطه‌ی ۳۳ به دست می‌آید:

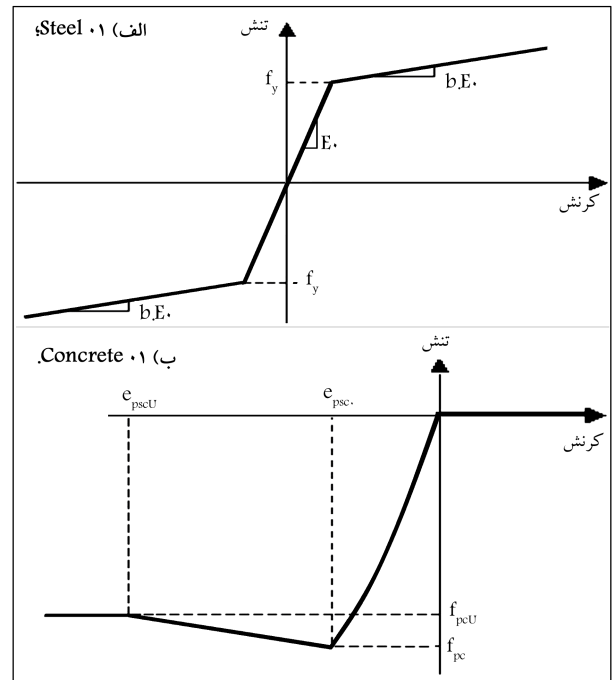
$$R = 1 + \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (33)$$

که در آن، R نسبت مقاومت ارتجاعی موردنیاز به مقاومت تسلیم، W وزن کل ساختمان، V_y مقاومت تسلیم ساختمان و C_m ضریب جرم مؤثر مود اول است، که مقدار آن برای سازه‌های بالای ۳ طبقه، ۰/۹ است. مقدار ضریب α نیز به ترتیب برابر ۱۳۰، ۹۰ و ۶۰ برای بسترهای نوع C، B و D است.

همچنین C_r نشان‌دهنده‌ی اثرات شکل چرخه‌های هیستریزس بر روی جابجایی هدف است، که از رابطه‌ی ۳۴ محاسبه می‌شود:

$$C_r = 1 + \frac{1}{\lambda} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (34)$$

ضریب C_r نیز به منظور در نظر گرفتن اثرات تحلیل‌های درجه‌ی دوم دینامیکی (P-Delta) است. این ضریب در سازه‌هایی که سختی مثبتی پس از تسلیم دارند، برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود، که این حالت در مدل‌های مورد بررسی در این



شکل ۷. نمودار تنش کرنش مصالح [۲۵]

ارزیابی لرزه‌ی مدل‌های فوق به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA انجام و برای تخمین طیف ظرفیت سیستم یک درجه آزادی معادل سازه از رویکرد مبتنی بر انرژی براساس کار انجام‌شده‌ی ناشی از حاصل ضرب توزیع بار جانبی در جابجایی انتقالی هر طبقه استفاده شده است [۲۲]. بنابراین، افزایش جابجایی سیستم یک درجه آزادی معادل ΔD_e ، در هرگام تحلیل IDA مطابق رابطه‌ی ۲۷ قابل محاسبه است:

$$\Delta D_e^{(i)} = \Delta E^{(i)} / V_b^{(i)} \quad (27)$$

که در آن $\Delta E^{(i)}$ از رابطه‌ی ۲۸ به دست می‌آید:

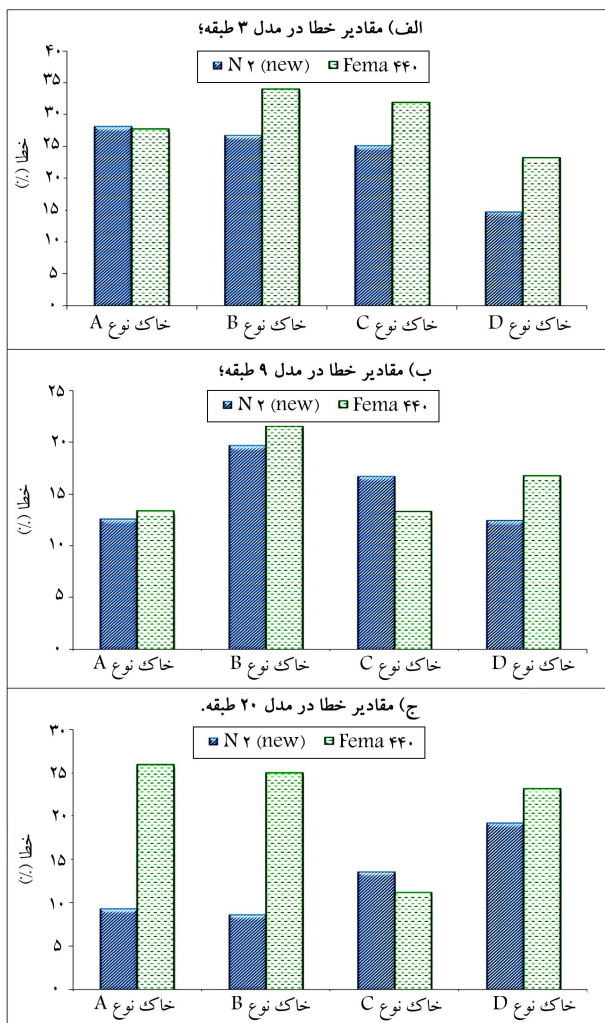
$$\Delta E^{(i)} = \Delta E_F^{(i)} = \sum_{j=1}^K F_j^{(i)} \cdot \Delta d_j^{(i)} \quad (28)$$

همچنین مقادیر جابجایی طیفی $S_d^{(i)}$ و شتاب طیفی $S_a^{(i)}$ (محورهای منحنی ظرفیت سیستم یک درجه‌ی آزادی معادل در فرمت ADRS) در هرگام با استفاده از روابط ۲۹ و ۳۰ محاسبه می‌شوند:

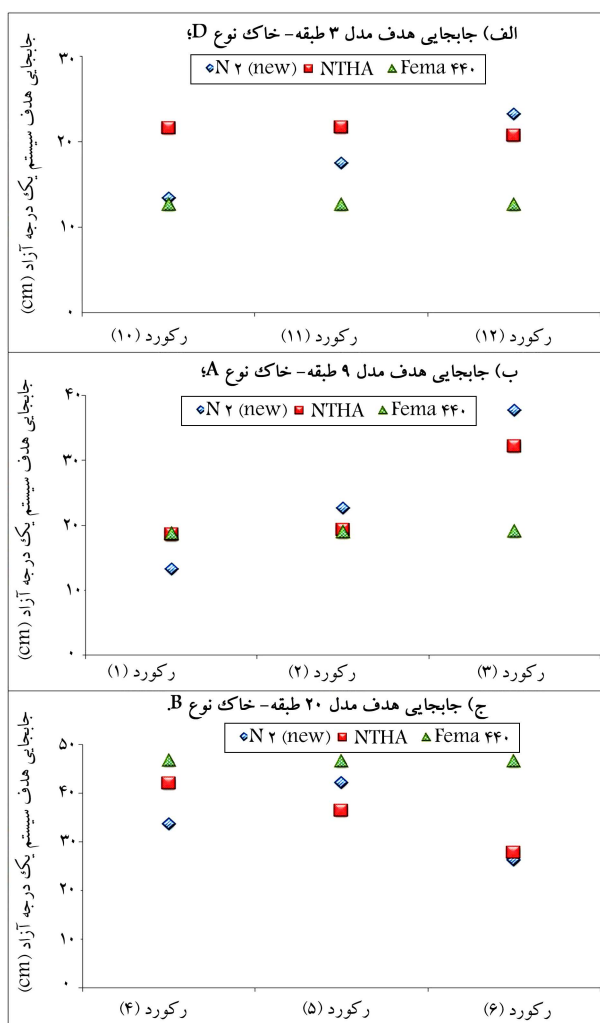
$$S_d^{(i)} = \sum \Delta D_e = \sum \left[\frac{\sum_{j=1}^K (F_j^{(i)} \cdot \Delta d_j^{(i)})}{\sum_{j=1}^K F_j^{(i)}} \right] \quad (29)$$

$$S_a^{(i)} = \frac{V_b}{W} \quad (30)$$

که در آن‌ها، V_b برش پایه درگام i ام و $\Delta E^{(i)}$ تغییرات انرژی حاصل از کار انجام‌شده توسط نیروهای جانبی طبقات، $F_j^{(i)}$ بیشینه‌ی نیروی جانبی متناظر طبقه‌ی j ام در گام i ام، $\Delta d_j^{(i)}$ بیشینه‌ی جابجایی انتقالی طبقه‌ی j ام درگام i ام و K تعداد طبقات سازه هستند. در گام بعد، طیف‌های ظرفیت حاصل به روش FEMA۴۴۰ و خطی می‌شوند. برای نمونه در شکل ۸، طیف ظرفیت مدل‌ها برای رکورد Erzinkan (رکورد ۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی مقادیر خطا در روش پیشنهادی و Fema 440.



شکل ۹. مقادیر جابجایی هدف.

۷. نتیجه‌گیری

در این نوشتار با ارزیابی دقت روش‌های تولید طیف غیرکشسان، روشی ترکیبی ارائه شده است که با استفاده از آن می‌توان براساس نوع خاک، دوره‌ی تناوب و شکل پذیری، طیف غیرکشسان را از روی طیف کشسان آیین‌نامه یا طیف طراحی به‌دست آورد و در تعیین جابجایی هدف سازه‌های منظم با ارتفاع متعارف به روش N2 مورد استفاده قرار داد.

نتایج این مطالعه نشان می‌دهند که با در نظر گرفتن نوع خاک ساخت‌گاه در انتخاب روش تخمین طیف غیرکشسان، روش N2 تخمین مناسبی از مقدار جابجایی هدف دست می‌دهد.

نوشتار نیز صادق می‌کند. جابجایی هدف به روش پیشنهادی نیز از روش N2 و با استفاده از روش‌های تخمین طیف غیرکشسان ارائه شده در بخش ۵ محاسبه شده‌اند.

در شکل ۹، چند نمونه از نتایج به‌دست‌آمده برای جابجایی هدف سازه‌ی یک درجه آزادی معادل به روش‌های مذکور ارائه شده است. نمودارهای شکل ۱۰ نیز میزان خطای هر یک از روش N2 و Fema 440 را براساس نوع خاک ساخت‌گاه نشان می‌دهند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روش پیشنهادی دقت خوبی در تخمین جابجایی هدف مدل‌های منظم ۳، ۹ و ۲۰ طبقه مورد بررسی دارد. این امر نشان می‌دهد که روش ترکیبی پیشنهادی در این نوشتار برای تهیه‌ی طیف غیرکشسان، دقت مناسبی دارد.

پانویس‌ها

1. Pushover
2. Capacity Spectrum Method

منابع (References)

1. ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, I, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City (1996).

2. FEMA, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *FEMA 273, and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (1997).
3. FEMA, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
4. FEMA, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, (ATC-55 Project) FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2005).
5. Fajfar, P. and Gaspersic, P. "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, pp. 31-46 (1998).
6. Miranda, E. "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structure Engineering, ASCE*, **119**(12), pp. 3503-3519 (1993).
7. Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. "Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **23**, pp. 507-521 (1994).
8. Ordaz, M. and Pe'rez-Rocha, L.E. "Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: New approach", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**, pp. 889-901 (1998).
9. Jarenprasert, S., Bazan, E. and Bielak, J. "Inelastic spectrum-based approach for seismic design spectra", *Journal of Structure Engineering, ASCE*, **132**(8), pp. 1284-92 (2006).
10. Mollaioli, F. and Bruno, S. "Influence of site effects on inelastic displacement ratios for SDOF and MDOF systems", *Computers and Mathematics with Applications Journal*, **55**, pp. 184-207 (2008).
11. Riddell, R., Hidalgo, P. and Cruz, E. "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structures", *Journal of Earthquake Spectra*, **5**(3), pp. 571-590 (1989).
12. Maddah, M.M. "Investigation of methods for preparation of inelastic response spectra", MSc Seminar, Science and Technology University of Iran (2011).
13. Zahedifar, S. "Adaptive modal pushover with considering the modal interaction", MSc thesis, Science and Technology University of Iran (2010).
14. Tabeshpour, M.R. and Ibrahimian, H., *Application Earthquake Engineering in Design and Retrofitting*, Fadak Isatis, p. 320 (2009).
15. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", Building Practices for Disaster Mitigation, Rep. No. 46, Nat. Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp. 209-236 (1973).
16. Azhari, M. and Mirghaderi, R. "Structural steel design (seismic desing issues)", **4**, Tehran, p. 100 (2011).
17. Nassar, A.A. and Krawinkler, H. "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 95, Department of Civil Engineering, Stanford University (1991).
18. Athanassiadou, C.J., Karakostas, C.Z., Margaris, B.N. and Kappos, A.J. "Displacement spectra and displacement modification factors, based on records from Greece", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **31**(12), pp. 1640-1653 (2011).
19. U.S. Geological Survey, Available from URL: (<http://www.seissoft.com>).
20. Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No.2800)*, 3rd edition, Building and Housing Research Center, Tehran (2005).
21. SeismoSoft, SeismoSignal, A Computer Program for Signal Processing of Strong-Motion Data, Available from URL: (<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/>) (2010).
22. Abbasnia, R., Tajik Davoudi, A. and Maddah, M.M. "An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule", *Journal of Engineering Structures*, **52**, pp. 654-666 (July 2013).
23. American Society of Civil Engineers (ASCE), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard No. ASCE/SEI 7-05 (2006).
24. ACI, *Building Code Requirements for Structural Concrete with Commentary*, ACI 318, American Concrete Institute (2008).
25. OpenSees, *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Available from URL: (<http://opensees.berkeley.edu>) (2009).
26. Kent, D.C. and Park, R. "Flexural members with confined concrete", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **97**(7) pp. 1969-1990 (July 1971).
27. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismicdemands for buildings", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).