

رفع ابهامات، همراه با مثال های کاربردی بارگذاری لرزه ای  
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله  
(استاندارد ۲۸۰۰)

مترجمین:

علیرضا صالحین

حمیده سلطانیه

## فهرست مطالب:

۳	مقدمه مترجمین
۵	پیشگفتار
۷	مثال ۱: طبقه بندی خطر
۱۱	مثال ۲: ضریب اهمیت و طبقه بندی طرح لرزه‌ای
۱۴	مثال ۳: دستورالعمل طبقه بندی سایت برای طراحی لرزه‌ای
۲۱	مثال ۴: تعیین پارامترهای زمین لرزه
۲۵	مثال ۵: توسعه یک طیف پاسخ الاستیک
۲۸	مثال ۶: مقیاس سازی زمین لرزه برای تحلیل تاریخچه پاسخ
۳۵	مثال ۷: انتخاب سیستم‌های سازه‌ای
۴۲	مثال ۸: ترکیب سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی
۴۷	مثال ۹: نامنظمی‌های سازه‌ای افقی
۵۶	مثال ۱۰: نامنظمی‌های سازه‌ای قائم
۶۵	مثال ۱۱: انعطاف پذیری دیافراگم
۷۰	مثال ۱۲: مقررات تحلیل سازه‌ای
۷۳	مثال ۱۳: استفاده از ضریب نامعینی
۷۹	مثال ۱۴: پیش‌تصادفی و تشدید پیش‌تصادفی
۸۷	مثال ۱۵: ترکیبات بار
۹۵	مثال ۱۶: وزن (جرم) لرزه‌ای مؤثر
۱۰۴	مثال ۱۷: پرپود ارتعاش
۱۱۱	مثال ۱۸: تحلیل نیروی جانبی معادل
۱۲۳	مثال ۱۹: تغییر مکان نسبی و اثرات پی دلتا
۱۳۳	مثال ۲۰: تحلیل طیف پاسخ
۱۵۰	مثال ۲۱: تحلیل تاریخچه پاسخ مودال
۱۶۴	مثال ۲۲: نیروهای دیافراگم
۱۶۷	پرسش‌های متداول (FAQ)
۱۸۱	ضمیمه A
۱۸۲	ضمیمه B
۱۸۷	ضمیمه C: استفاده از پایگاه اطلاعاتی زمین لرزه PEER NGA
۱۹۱	مراجع
۱۹۴	بخش‌هایی از آیین نامه ۲۸۰۰
۲۷۴	لغت نامه تخصصی

## مقدمه مترجمین

در عصر حاضر همزمان با افزایش جمعیت و پیشرفت روزافزون فن‌آوری، صنعت ساختمان با سرعتی چشم‌گیر در حال توسعه است. در نتیجه نیاز به بازنگری در آیین‌نامه‌ها و ضوابط و معیارهای فنی ساختمان، اصلاح و تکامل آن‌ها بیش از پیش احساس می‌شود. از جمله پدیده‌های طبیعی که در طول تاریخ حیات بشر و در رابطه با صنعت ساختمان همواره در زمره حوادث مخرب قرار داشته و انسان را به مقابله اساسی واداشته‌است، زلزله می‌باشد. کشور ما نیز از جمله کشورهای زلزله‌خیز جهان محسوب می‌شود. در این راستا و در جهت کاهش خسارات وارده ناشی از این پدیده، تدوین "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله" (استاندارد ۲۸۰۰) در ترویج ساخت و ساز ایمن، نقش به‌سزایی بر عهده داشته‌است. با توجه به این واقعیت که مقررات و استانداردهای تدوین شده در کشور، تا حدود زیادی برگرفته از سایر آیین‌نامه‌های مشابه موجود در خارج از کشور می‌باشند، لزوم بررسی موشکافانه، ابهام‌زدایی و تطبیق هرچه واقع‌گرایانه‌تر آیین‌نامه‌های مرجع با شرایط کشور از اهمیت به‌سزایی برخوردار است. در کتاب حاضر سعی شده‌است تا با ترجمه راهنمای بار زلزله منطبق بر *ASCE 7-10* که شامل مثال‌های متنوع و جامعی بوده و با استفاده از تحلیل و بررسی دقیق و بدون هیچ‌گونه غرض‌ورزی، ضوابط لرزه‌ای مقرر شده را تأیید یا رد می‌نماید، کمک کوچکی به جامعه مهندسين عمران کشور عزیزمان در فهم عمیق‌تر بخش‌هایی از استاندارد ۲۸۰۰ نمایم.

متأسفانه آیین‌نامه‌ها در ایران تفسیر به‌رای می‌شود و در انتهای آن آیین‌نامه‌ها حتی مراجع نیز وجود ندارد! متولی ارائه تفسیر هر آیین‌نامه‌ای در جهان همان انجمن یا انستیتو تحقیقاتی می‌باشد که همزمان با انتشار خود آیین‌نامه منتشر می‌گردد، مانند آیین‌نامه‌های آمریکایی، ژاپنی، کانادایی و غیره. امید است که در سال‌های آتی این مشکل در ایران نیز ریشه‌کن گردد. پس از انتشار آیین‌نامه، نظرات جمع‌آوری می‌گردد و سوالات متداول به همراه مسائلی که در آن ابهام، ابهام یا سوء تفاهم پیش می‌آید باز از طرف خود ناشر به صورت کتبی در دست طراحان قرار می‌گیرد. پروفیسور *Charney, Finley Allan* نویسنده کتاب حاضر (*ASCE 7-10 Seismic Loads Guide to the Seismic Load Provisions*) نیز در همان کمیته تدوین استاندارد بارگذاری آمریکا می‌باشند و این کتاب را پس از هر سری از نشر آیین‌نامه تالیف و در دسترس مهندسين عمران و معماری قرار می‌دهند. متأسفانه به واسطه تحریم‌ها، این کتاب به صورت چاپ شده فیزیکی موجود نمی‌باشد و یا تعداد خیلی وجود دارد. بنابراین بر آن شدیم که جهت رفع ابهامات، بواسطه نزدیکی ۹۵ درصدی آیین‌نامه ۲۸۰۰ به *ASCE 7* این کتاب را ترجمه نموده تا مهندسين کشور ما نیز از آن استفاده ببرند.

این کتاب به صورت ۲۲ مثال منفرد سازمان‌دهی شده‌است. در مثال ۱ انتخاب طبقه بندی خطر برای تعدادی از ساختمان‌ها و دیگر سازه‌ها نشان داده شده‌است. در مثال ۲ چگونگی تعیین ضریب اهمیت لرزه‌ای و طبقه بندی طرح لرزه‌ای مشخص شده‌است. مثال ۳ به تعیین تیپ لرزه‌ای خاک برای یک سایت مفروض می‌پردازد. در مثال ۴ چگونگی تعیین پارامترهای زمین‌لرزه مشخص شده‌است. در مثال ۵ یک طیف پاسخ الاستیک برای سایتی مفروض تولید شده‌است. مثال ۶ نحوه مقیاس‌سازی زمین‌لرزه برای تحلیل تاریخیچه پاسخ را نشان می‌دهد. در مثال ۷ انتخاب سیستم‌های سازه‌ای نشان داده شده‌است. در مثال ۸ ترکیب سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی نشان داده شده‌است. یک مسئله مهم در سیستم ترکیبی، محدودیت ارتفاع و مقادیر مناسب  $C_d$  و  $R_o$  برای به‌کارگیری در این سیستم‌ها می‌باشد. مثال ۹ به تعریف انواع نامنظمی‌های سازه‌ای افقی می‌پردازد. در این مثال ۵ نوع نامنظمی اساسی بررسی شده، اما تمرکز آن در درجه اول بر نامنظمی سازه‌ای افقی نوع  $1a$  و  $1b$  (پیچش و پیچش شدید) می‌باشد. در مثال ۱۰ انواع نامنظمی‌های سازه‌ای قائم تعریف شده‌است. این مثال ۵ نوع نامنظمی اساسی را بررسی کرده ولیکن تمرکز آن در درجه اول بر روی نامنظمی نوع  $1a$  و  $1b$  (طبقه نرم) و نوع  $5a$  و  $5b$  (طبقه ضعیف) می‌باشد. مثال ۱۱ به تعریف انواع دیافراگم به صورت انعطاف‌پذیر، نیمه صلب یا صلب می‌پردازد. مثال ۱۲ پوشش دهنده انتخاب روش تحلیل

سازه‌ای و مقررات مدل‌سازی سازه می‌باشد. مثال ۱۳ روش تعیین ضریب نامعینی  $\rho$  را توصیف می‌کند. استفاده از ضریب نامعینی در زمینه ترکیبات بار در مثال ۱۸ از این راهنما نشان داده شده‌است. مثال ۱۴ مسائل متعددی را در رابطه با بارگذاری پیچشی از جمله نامنظمی‌های پیچشی، پیچش تصادفی، تشدید پیچشی و به کارگیری پیچش تصادفی در سازه‌های تحلیل شده با استفاده از رویکردهای نیروی جانبی معادل یا طیف پاسخ مودال در نظر می‌گیرد. مثال ۱۵ به بررسی استفاده از ترکیبات بار طراحی مقاومت شامل اثرات بار زلزله می‌پردازد. در مثال ۱۶ چگونگی محاسبه وزن لرزه‌ای مؤثر برای یک ساختمان مفروض نشان داده شده‌است. مثال ۱۷ به بررسی چگونگی محاسبه پریود ارتعاش سازه‌های ساختمانی می‌پردازد. در این مثال مروری بر روش‌های تجربی که  $ASCE 7$  برای محاسبه پریودها بیان کرده، صورت گرفته و پریودها برای تعداد کمی از ساختمان‌های ساده محاسبه شده و یک تحلیل دقیق‌تر آورده شده‌است که در آن مقایسه‌ای میان پریودهای تجربی با پریود به دست آمده بر اساس تحلیل منطقی انجام شده‌است. در مثال ۱۸ یک تحلیل نیروی جانبی معادل ( $ELF$ ) برای یک سازه بتنی مسلح با قاب‌های خمشی متوسط در یک جهت و دیوارهای برشی در جهت دیگر، انجام شده‌است. همچنین در مثالی جداگانه، یک روش  $ELF$  دو مرحله‌ای آورده شده‌است که می‌تواند هنگامی به کار رود که بخش تحتانی سازه به طرز قابل ملاحظه‌ای سخت‌تر از بخش فوقانی می‌باشد. در مثال ۱۹ تغییر مکان نسبی برای یک ساختمان مفروض محاسبه شده و سپس اثرات پی دلتا مورد بررسی قرار گرفته‌است. در مثال ۲۰ روش تحلیل طیف پاسخ مودال ( $MRS$ ) جهت تحلیل یک قاب خمشی شش طبقه به کار رفته و نتایج تحلیل  $MRS$  با نتایج به دست آمده از تحلیل نیروی جانبی معادل ( $ELF$ ) برای همان قاب، مورد مقایسه قرار گرفته‌است. در مثال ۲۱، روش تحلیل تاریخچه پاسخ مودال ( $MRH$ ) به منظور تحلیل همان قاب خمشی شش طبقه‌ای به کار رفته‌است که در مثال ۲۰ با روش طیف پاسخ مودال و روش نیروی جانبی معادل مورد تحلیل قرار گرفت. تحلیل‌ها با استفاده از رکوردهای مقیاس شده بر حسب شدت با پریود منفرد صورت گرفته و با رکوردهای تطبیق داده شده با طیف تکرار شده است. نتایج تحلیل‌ها با نتایج به دست آمده از روش طیف پاسخ مودال و روش نیروی جانبی معادل، مقایسه شده‌است. و در نهایت مثال ۲۲ به بحث در رابطه با بخش ۱۲.۱۰ از  $ASCE 7$  می‌پردازد که محاسبه نیروهای درون صفحه‌ای دیافراگم کف شامل المان‌های جمع کننده بار و المان قطری را پوشش می‌دهد.

در ادامه این ۲۲ مثال، بخشی تحت عنوان پرسش‌های متداول آمده‌است. همچنین سه ضمیمه شامل ضمیمه  $A$  (توابع درون‌یابی)، ضمیمه  $B$  (استفاده از نقشه‌های خطرپذیری لرزه‌ای آنلاین  $USGS$ ) و ضمیمه  $C$  (استفاده از پایگاه اطلاعاتی زمین‌لرزه  $PEER NGA$ ) آمده‌است. در نهایت بخش‌هایی از استاندارد ۲۸۰۰ آورده شده‌است. در انتهای کتاب دیکشنری تخصصی لغات معادلسازی شده و ترجمه شده موجود می‌باشد که خوانندگان محترم می‌توانند بدان مراجعه نمایند. این دیکشنری حاوی بیش از ۲۵۰ لغت تخصصی در رابطه با این کتاب می‌باشد. ترجمه این کتاب با همکاری سرکار خانم مهندس حمیده سلطانیه میسر گردید، از صبر، بردباری و همکاری مثال زدن ایشان کمال تشکر را دارم. از انتشارات فرهنگ به خصوص جناب علیرضا فرهنگد که همیشه در چاپ کتب اینچینی و خط شکن ما را یاری می‌نمایند، نیز از صمیم قلب تشکر خویش را ابراز می‌نمایم.

با وجود تلاش‌های فراوان، مطمئناً هیچ اثری خالی از اشکالات نگارشی نخواهد بود، بنابراین پیشاپیش از حضور تک تک خوانندگان کتاب عذرخواهی می‌نمایم. لطفاً برای ارائه نظرات و انتقادات با ما، و همچنین خرید سایر آثار منتشر شده در وب سایت [www.Farbook.ir](http://www.Farbook.ir) و شماره تماس ۰۲۱-۶۶۹۵۳۷۷۴ (نشر دانشگاهی فرهنگد) تماس حاصل فرمایید.

علیرضا صالحین و حمیده سلطانیه

تابستان ۱۳۹۵

## پیش‌گفتار

هدف از این راهنما، فراهم نمودن مثال‌هایی در رابطه با استفاده از استاندارد ۷-۱۰ *ASCE/SEI* یعنی بارهای طراحی *حداقل برای ساختمان‌ها و دیگر سازه‌ها* (که اغلب تحت عنوان *ASCE 7* از آن یاد می‌شود) می‌باشد. این راهنما هم‌چنین برای کاربران *آیین‌نامه ساختمانی آمریکا (IBC, ۲۰۱۲)* نیز مناسب است، زیرا *IBC* به طور مستقیم به *ASCE 7* ارجاع می‌دهد.

بخش‌هایی از *ASCE 7* مربوط به این راهنما

بارهای لرزه‌ای: راهنمای ضوابط بارگذاری لرزه‌ای *ASCE 7-10* (این راهنما) دارای مثال‌هایی مربوط به فصول زیر از *ASCE 7* می‌باشد:

فصل ۱: کلیات

فصل ۲: ترکیبات بارها

فصل ۱۱: ضوابط طراحی لرزه‌ای

فصل ۱۲: مقررات طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های ساختمانی

فصل ۱۶: روندهای تاریخچه پاسخ لرزه‌ای

فصل ۲۰: روش طبقه بندی سایت برای طراحی لرزه‌ای

فصل ۲۲: نقشه‌های پریود طولانی و حرکات لرزه‌ای زمین

اطلاعات لرزه‌ای حذف شده از این راهنما عبارتند از فصل ۱۳ (اعضای غیرسازه‌ای)، فصل ۱۴ (طراحی مختص مصالح و مقررات تعیین جزئیات)، فصل ۱۵ (سازه‌های غیر ساختمانی)، فصل ۱۷ (مقررات طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های جداسازی شده به صورت لرزه‌ای)، فصل ۱۸ (مقررات طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های دارای سیستم‌های میراگر)، فصل ۱۹ (اندرکنش خاک-سازه برای طراحی لرزه‌ای) و فصل ۲۱ (روندهای مختص سایت برای طراحی لرزه‌ای). بخش عمده مثال‌ها در این راهنما مربوط به فصل ۱، ۲، ۴، ۱۱، ۱۲ و ۱۶ از *ASCE 7* با ساختمان‌ها به عنوان موضوع اصلی می‌باشد. مصالح مربوط به اعضای غیرسازه‌ای و سازه‌های غیر ساختمانی در ویرایش بعدی این راهنما و یا در جلدی مجزا، به تفصیل شرح داده خواهند شد. اطلاعات ارائه شده در فصل ۱۶ مربوط به انتخاب و مقیاس‌سازی زمین‌لرزه‌ها برای تحلیل تاریخچه پاسخ و استفاده از تحلیل تاریخچه پاسخ خطی می‌باشد.

این راهنما، فصل ۱۴ از *ASCE 7* را شامل نمی‌شود زیرا تمرکز اصلی این راهنما بر تحلیل بار لرزه‌ای به جای طراحی لرزه‌ای می‌باشد. جهت دستیابی به منابعی شامل مثال‌های طراحی، خواننده به قسمت منابع راهنما ارجاع داده شده‌است. اطلاعات موجود در فصل ۱۷ تا ۱۹ به عنوان "موضوعات پیشرفته" در نظر گرفته شده و می‌تواند در جلد بعدی مثال‌ها آورده شود.

هدف اصلی این راهنما این نیست که پیش‌زمینه‌ای در مورد اصول نظری ضوابط *ASCE 7* فراهم آورد؛ بلکه هدف اصلی آن توضیح دادن ضوابط *ASCE 7* از طریق مثال‌ها می‌باشد. بنابراین بحث نظری در کمترین میزان ممکن قرار گرفته‌است. با این حال، تعاریف در قالب چندین جمله آورده شده‌است. بخش مراجع شامل تعدادی منابع برای فهم اصول نظری ضوابط بارگذاری لرزه‌ای *ASCE 7* می‌باشد. خواننده به خصوص به تفسیر مبسوط ضوابط لرزه‌ای *ASCE* ارجاع داده شده‌است. توجه نمایید که این تفسیر، نخست در سومین چاپ *ASCE 7* در دسترس قرار گرفت. اسناد سودمند دیگری که توسط *FEMA* (بدون پرداخت هزینه) تهیه شده به قرار زیر است:

*FEMA P-۷۴۹*، "مفاهیم طراحی مقاوم در برابر زلزله" (*FEMA*, ۲۰۱۰).

*FEMA P-۷۵۰*، "ضوابط لرزه‌ای پیشنهادی *NEHRP* برای ساختمان‌های جدید و دیگر سازه‌ها" (*FEMA*, ۲۰۰۹a) و

*FEMA P-۷۵۱*، "ضوابط پیشنهادی *NEHRP*: مثال‌های طراحی" (*FEMA*, ۲۰۱۲).

*FEMA P-۷۵۱* شامل تعداد زیادی مثال‌های طراحی دقیق است که بسیاری از مقررات *ASCE ۷-۰۵* و *ASCE ۷-۱۰* را با هم ترکیب می‌کند. این مثال‌ها در مقایسه با مثال‌های مطرح شده در این راهنما بسیار دقیق‌تر بوده و به جای تمرکز تنها بر بارها و جنبه‌های تحلیلی، بر جنبه‌های طراحی سازه‌ای مهندسی زلزله که تأکید این راهنما بر روی آن نیست، تمرکز دارد.

مؤسسه ملی استانداردهای ساختمانی (*NIST*) مجموعه عالی دیگری شامل منابع تحلیل و طراحی لرزه‌ای را در اختیار قرار می‌دهد. این "گزارش‌های فنی" موضوعات مختلفی از جمله رفتار دیافراگم، طراحی قاب‌های خمشی، طراحی قاب‌های مهاربندی شده و تحلیل سازه‌ای غیرخطی را پوشش می‌دهند. این گزارش‌ها می‌تواند بدون پرداخت هزینه‌ای از وبسایت [www.nehrp-consultants.org](http://www.nehrp-consultants.org) دریافت شود.

### نحوه استفاده از این راهنما

این راهنما به صورت مجموعه‌ای از مثال‌های منفرد سازماندهی شده است. به غیر از استثناءهای معدودی، هر مثال به صورت مجزا بوده و به اطلاعات داده شده در دیگر مثال‌ها وابسته نمی‌باشد. این بدان معناست که در مواردی، اطلاعاتی در ابتدای مثال آورده شده که به محاسبات اساسی نیاز دارد، با این حال این محاسبات نشان داده نشده است. به عنوان مثال، در مثال تغییر مکان نسبی و اثرات پی‌دلنا (مثال ۱۹)، جزئیات برای محاسبه نیروهای جانبی مورد استفاده در تحلیل آورده نشده است و اطلاعات آورده شده برای خواننده ناکافی است تا بتواند این نیروها را از روی جواب نهایی پیدا کند. با این حال در چنین مواردی به مثال‌های دیگر موجود در این راهنما که در آن‌ها محاسبات مشابهی (مثلاً یافتن نیروهای جانبی) آمده است، ارجاع داده شده است. خواننده می‌بایست همواره قادر به دنبال کردن و بازتولید تمامی اعداد جدید (نه بخشی از اطلاعات داده شده) که در مثال تولید می‌شود، باشد.

### شماره‌گذاری جداول و اشکال

مثال‌های ارائه شده در این راهنما اغلب به بخش‌ها، معادلات، جداول و اشکال در *ASCE ۷* ارجاع می‌دهند. تمامی این موارد به صورت مستقیم و بدون اشاره مشخصی به *ASCE ۷*، ارجاع داده شده‌اند. به عنوان مثال، ممکن است مثال مشخصی دربردارنده چنین عبارتی باشد، "ضریب اصلاح پاسخ *R* برای سیستم توسط جدول ۱۲،۲-۱ داده شده است."

ارجاعات به بخش‌ها، معادلات، جداول و اشکال که منحصر به این راهنما باشد، همواره با حرف *G* در ابتدای آن و استفاده از متن با فونت ضخیم، نشان داده می‌شود. مثلاً ممکن است در متن عنوان شود که توزیع نیروها در طول ارتفاع سازه در **جدول ۳-۱۲** ذکر شده و در **شکل ۵-۱۲** نمایش داده شده است. در این نقل قول، شماره ۱۲، شماره مثال و شماره پس از خط تیره شماره توالی مورد (یعنی سومین جدول یا پنجمین شکل) می‌باشد.

### علامت‌گذاری و تعاریف

علامت‌گذاری وابسته به ریاضی در این راهنما مطابق با شیوه علامت‌گذاری در فصل ۱۱ از *ASCE ۷* می‌باشد. با این حال به دلیل آنکه این راهنما از تمامی نمادهای موجود در *ASCE ۷* استفاده نمی‌کند، لیست مجزایی از نمادهای به

کار رفته در این راهنما در بخش مجزایی تحت عنوان "نمادهای منحصر به راهنما" آمده است. این لیست همچنین تعاریفی برای نمادهایی که در این راهنما معرفی شده اند، در اختیار قرار می دهد.

### ضمائم و سؤالات متداول

این راهنما علاوه بر ۲۲ مثال مجزا، شامل ۳ پیوست نیز می باشد. پیوست اول شامل جداول درونیایی است که فرآیند محاسبه بعضی مقادیر (مانند ضرائب سایت  $F_a$  و  $F_v$ ) مورد نیاز  $ASCE 7$  را تسهیل می کند. پیوست های دوم و سوم، کاربرد تجهیزات تحت وب را برای تعیین پارامترهای زمین لرزه و انتخاب رکوردهای زلزله جهت تحلیل تاریخچه پاسخ، شرح می دهد. این راهنما همچنین شامل بخشی تحت عنوان "سؤالات متداول" می باشد که در آن تعدادی از سؤالات متداول به همراه پاسخ های نویسنده ذکر شده است. در بعضی موارد مخصوصاً هنگامی که آیین نامه مبهم است، نیاز به تفسیری از  $ASCE 7$  می باشد.

### سلب مسئولیت

تفسیرهای مقررات  $ASCE 7$  و هرگونه نظرات دیگری که در این راهنما ارائه شده، منحصر به نویسنده بوده و الزاماً بیان کننده دیدگاه های کمیته استاندارد  $ASCE 7$  یا انجمن مهندسين عمران آمریکا نمی باشد.

### مثال ۱: طبقه بندی خطر

این مثال انتخاب طبقه بندی خطر برای تعدادی از ساختمان ها و دیگر سازه ها را نشان می دهد.

طبقه بندی خطر در بخش های مختلفی در  $ASCE 7$  به کار رفته است که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- تعیین ضریب اهمیت (بخش ۱۱,۵,۱ و جدول ۲-۱,۵)،
- مقررات دسترسی حفاظت شده به سازه های دارای طبقه بندی خطر  $IV$  (بخش ۱۱,۵,۲)،
- تعیین طبقه بندی طرح لرزه ای (بخش ۱۱,۶ و جداول ۱-۱۱,۶ و ۲-۱۱,۶) و
- تعیین محدوده های تغییر مکان نسبی (بخش ۱۲,۱۲,۱ و جدول ۱-۱۲,۱۲).

جدول ۱-۱,۵-۱ توصیفات کلی از تمامی طبقه بندی های خطر را فراهم می کند. طبقه بندی های خطر در محدوده  $I$  (ساختمان ها و دیگر سازه هایی که در صورت گسیختگی، خطر کمی برای زندگی انسان در پی دارند) تا  $IV$  (ساختمان ها و دیگر سازه هایی که به صورت تجهیزات اساسی گماشته شده و/یا در صورت خرابی، خطر اساسی بر جامعه وارد می آورند) قرار دارند.

گسترده گی توصیفات طبقه بندی خطر در جدول ۱-۱,۵، این جدول را برای طبقه بندی خطر در بسیاری از موارد ناکافی می سازد. توصیفات دقیق تری از طبقه بندی های خطر در جدول ۱۶۰۴,۵ از آیین نامه ساختمانی آمریکا ( $IBC$ , ۲۰۱۲) آمده است. در بعضی موارد، توصیفات طبقه بندی خطر  $IBC$  به گروه های کاربری، به خصوص گروه کاربری  $I$ ، که برای تجهیزات نهادی مورد استفاده قرار می گیرد، اشاره دارد. این گروه ها که در بخش ۳۰۸ از  $IBC$  تعریف شده اند، همانطور که در زیر آمده است به ۴ زیرگروه مجزا دسته بندی شده اند:

$I-1$ : سازه ها یا بخش هایی از آن که دارای تعداد ساکنین بیش از ۱۶ نفر به صورت ۲۴ ساعته در محیطی تحت نظارت بوده و از مراقبت نگهدارنده برخوردار باشند. مثال هایی از این گروه شامل مراکز بستری ۲۴ ساعته و نقاهت گاه های موقت می باشد.

I-۲: ساختمان‌ها و دیگر سازه‌هایی که به صورت ۲۴ ساعته برای مراقبت پزشکی از بیش از پنج نفر که قادر به نگهداری از خود نیستند، مورد استفاده قرار می‌گیرند. مثال‌هایی از این گروه شامل بیمارستان‌ها و آسایشگاه‌های سالمندان می‌باشد.

I-۳: ساختمان‌ها و دیگر سازه‌هایی که دارای تعداد ساکنین بیش از پنج نفر می‌باشند که تحت مراقبت امنیتی هستند. مثال‌هایی از این دسته شامل زندان‌ها و ندامت‌گاه‌ها می‌باشد.

I-۴: ساختمان‌ها و دیگر سازه‌هایی که جهت مراقبت روزانه مورد استفاده قرار گرفته و در آن از بیش از پنج نفر در هر شرایط سنی به مدت کمتر از ۲۴ ساعت در روز، نگهداری می‌شوند.

علاوه بر این‌ها، تعدادی از تعاریف طبقه بندی خطر در جدول ۱۶۰۴.۵ از IBC به بار وابسته به نوع کاربری ساختمان بستگی دارد. فصل ۲ از IBC بار وابسته به نوع کاربری را به صورت "تعداد افرادی که برای آن‌ها وسیله خروج از یک ساختمان یا بخشی از آن، طراحی شده‌است" تعریف می‌کند. بار وابسته به نوع کاربری مطابق با فصل ۱۰ از IBC تعیین می‌شود.

در تمرین‌های زیر، استفاده از جدول ۱-۱، ۱.۵ از ASCE ۷ همراه جدول ۱۶۰۴.۵ از IBC از طریق سناریوهای مختلفی نشان داده شده‌است. در هر تمرین، سازه به صورت مختصر توصیف شده، طبقه بندی خطر بیان شده و در ادامه آن بررسی صورت گرفته است. در حالی که هر تمرین موقعیت جغرافیایی برای ساختمان و یا سازه تحت بررسی را نشان می‌دهد، این موقعیت مرتبط با انتخاب طبقه بندی خطر نمی‌باشد. این مکان‌ها بدین منظور بیان شده‌اند تا به سناریوها حالت واقع‌گرایانه بیفزایند.

**تمرین ۱:** دفتر دانشگاه و ساختمان کلاس درس سه طبقه در *Virginia, Blacksburg*. بار کاربری برابر ۳۷۵ می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر II.

**توضیح:** طبقه بندی خطر II به این دلیل انتخاب شده‌است که بار کاربری کمتر از ۵۰۰ می‌باشد. مقدار ۵۰۰ برابر با مقدار آستانه جهت دسته‌بندی ساختمان به عنوان طبقه بندی خطر III می‌باشد. لازم به ذکر است که ساختمان یک دبیرستان با پیکربندی یکسان، دارای طبقه بندی خطر III می‌باشد، زیرا بار کاربری بیش از ۲۵۰ است.

**تمرین ۲:** ساختمان اداری پزشکی با امکانات جراحی سرپایی واقع در *Texas, Austin*. بار کاربری برای ساختمان برابر ۴۰۰ می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر II.

**توضیح:** طبقه بندی خطر II به این دلیل انتخاب شده‌است که ساختمان روزانه به صورت ۲۴ ساعته باز نبوده و بنابراین یک ساختمان با دسته کاربری I-۲ بر اساس IBC محسوب نمی‌شود. علاوه بر این به طور کلی امکانات جراحی برای موارد اضطراری استفاده نمی‌شود.

**تمرین ۳:** یک مرکز یک طبقه مراقبت از سالمندان (مرکز مراقبتی آلزایمر و آسایشگاه سالمندان) با بار کاربری به میزان ۱۲۰، واقع در *Georgia, Savannah*.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر III =

**توضیح:** طبقه بندی خطر III از آن جهت به کار رفته‌است که این تأسیسات در گروه کاربری I-۲ بر اساس IBC قرار گرفته، دارای بار کاربری بیش از ۵۰ بوده و فاقد امکانات جراحی یا مراقبت‌های اضطراری می‌باشد.



**تمرین ۴:** یک هتل ۴۰ طبقه در *Nevada, Reno*. اتاق‌های تجمع افراد، سالن‌های سخنرانی و تئاترهایی که هریک به اندازه ۸۰۰ نفر ظرفیت دارند. بار کاربری کل هتل برابر ۶۵۰۰ می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر = *III*.

**توضیح:** طبقه بندی خطر *III* از آن جهت به کار رفته‌است که بار کاربری بیش از ۵۰۰۰ نفر می‌باشد.

**تمرین ۵:** کاخ دادگستری شهرداری و ساختمان اداری شامل دو سلول نگهداری زندانی (هریک دارای حداکثر ۱۵ زندانی) و یک شعبه کلانتری دارای ایستگاه‌های ارسال ارتباطات رادیویی، واقع در *California, Richmond*. اتاق‌های دادگاه دارای ظرفیت حداکثر ۱۲۰ نفر می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر = *III*.

**توضیح:** در این مورد انتخاب طبقه بندی خطر *III* به جهت سلول‌های نگهداری زندانی است که در *IBC* به عنوان گروه کاربری ۳-*I* تعریف شده‌اند. چنانچه ایستگاه‌های ارسال ارتباطات رادیویی به عنوان مرکز ارتباطی اضطراری در نظر گرفته‌شود، طبقه بندی خطر به طبقه *IV* افزایش خواهد یافت.

**تمرین ۶:** ساختمان خرده فروشی مواد آتش بازی در *Tennessee, Chattanooga*. حدود  $10,000 \text{ ft}^2$  (۹۲۹  $m^2$ ). مقدار بار کاربری برابر ۱۲۵ می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *II*.

**توضیح:** اگرچه مواد آتش بازی منفجره هستند، با این حال انرژی آزاد شده توسط مواد منفجره (مثلاً در مقایسه با تجهیزات ذخیره مهمات نظامی) نسبتاً کم است. به همین دلیل طبقه بندی خطر *II* انتخاب شده‌است. این مورد از جمله مواردی است که مذاکره یا مشاوره با مراکز نظامی یا ایستگاه‌های بازرسی پلیس می‌تواند سودمند واقع شود، زیرا امکان بالقوه‌ای در طبقه بندی به صورت طبقه بندی خطر *III* وجود دارد.

**تمرین ۷:** ساختمان اداری وابسته به اخبار *CBS* در *Florida, Tallahassee* که دارای ۲ استودیو برای پخش اخبار محلی می‌باشد. این ساختمان، یک مرکز ارتباطی اضطراری نمی‌باشد. بار کاربری برابر ۲۳۵ است.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *II*.

**توضیح:** طبقه بندی خطر *II* به این دلیل انتخاب شده‌است که ساختمان به عنوان یک مرکز ارتباطات اضطراری اختصاص نیافته‌است.

**تمرین ۸:** یک ساختمان چند منظوره ۹۵ طبقه در *Illinois, Chicago* که شامل دو طبقه تجهیزات خرده فروشی (مغازه‌ها و رستوران‌هایی با ظرفیت حداکثر ۶۰ نفر)، ۵۰ طبقه فضای ساختمان اداری و ۴۳ طبقه آپارتمان می‌باشد. پلان ساختمان مستطیلی با ابعاد ۱۵۰ فوت (۴۵٫۷۲ متر) در ۱۷۵ فوت (۵۳٫۳۴ متر) می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر = *III*.

**توضیح:** ساختمانی با این ابعاد دارای بار کاربری بزرگتر از ۵۰۰۰ خواهد بود. کاربری‌ها برای این ساختمان می‌تواند از طریق جدول ۱٫۲، ۱۰۰۴ از *IBC* ۲۰۱۲ تخمین زده شود.

**تمرین ۹:** ایستگاه اتوبوس یک طبقه در *New Mexico, Santa Fe*. اتوبوس‌ها جهت سوار و پیاده نمودن مسافران به این محل وارد می‌شوند. بار کاربری محاسبه شده برابر ۳۵۰ می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر = *III*.

**توضیح**

طبقه بندی خطر *III* به این جهت انتخاب شده است که بار کاربری بزرگ تر از ۳۰۰ بوده و نیز بخش ۳۰۳،۴ از *IBC* مراکز حمل و نقل عمومی (مانند تعاونی های اتوبوس رانی ها، متروهای بین شهری و غیره) را به عنوان مناطق عمومی دسته بندی می کند.

**تمرین ۱۰:** انبار تولید نوشابه و مرکز توزیع در *Colorado, Golden*. بار کاربری برای این ساختمان برابر ۱۲۵ می باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *II*.

**توضیح:** طبقه بندی خطر *II* به این دلیل انتخاب شده است که دسته های بالاتر مناسب نیستند. این مرکز نمی تواند به عنوان طبقه بندی خطر *I* تعیین شود، زیرا مرکز ذخیره جزئی نمی باشد.

**تمرین ۱۱:** جایگاه برای یک استادیوم فوتبال کالج با محل نشستن برای ۱۵۰۰۰ نفر در *Texas Lubbock*.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *III*.

**توضیح:** بار کاربری برای این سازه بیش از ۵۰۰۰ بوده و بنابراین لازم است که طبقه بندی خطر *III* انتخاب شود.

**تمرین ۱۲:** انبار ذخیره بار کشتی در نزدیک لنگرگاه که مجاور کانال کشتی *Houston* می باشد. ساختمان یک طبقه بوده و مساحت خالص کف آن برابر  $30,000 \text{ ft}^2$  ( $2787 \text{ m}^2$ ) می باشد. محموله ها از طریق لیفتراک ها و جرتقیل های سقفی انتقال داده شده و روزانه به درون و بیرون جابجا می شوند. محموله ها ممکن است حاوی موادی (مایعات خاصی در بشکه های فلزی) باشند که برای انسان سمی باشد. میزان بار کاربری برابر ۶۰ می باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *III*.

**توضیح:** اگرچه کاربری اصلی این مرکز غیرضروری، ذخیره سازی است، با این حال فعالیت انسانی قابل توجهی در این سازه اتفاق می افتد. لذا طبقه بندی خطر *I* مناسب نمی باشد. ذخیره سازی مواد سمی عموماً نیاز به طبقه بندی خطر *III* دارد. با این حال بر اساس بخش ۱،۵،۳ از *ASCE 7* (و به گونه ای مشابه در پاورقی *b* جدول ۱۶۰۴،۵ در *IBC*) چنانچه برنامه ارزیابی خطر و مدیریت خطر بتواند نشان دهد که انتشار مواد سمی تهدیدی برای عموم محسوب نمی شود، این سازه می تواند دارای طبقه بندی خطر *II* در نظر گرفته شود.

**تمرین ۱۳:** سیلوی ذخیره سازی غلات در *Kansas, Hays*.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *I*.

**توضیح:** در اینجا طبقه بندی خطر *I* بر اساس طبقه بندی این سازه غیر ساختمانی به عنوان یک مرکز کشاورزی صورت گرفته است.

**تمرین ۱۴:** پل عابر پیاده بین استادیوم فوتبال *NFL* و یک پارکینگ مجاور. تکیه گاه یک سر پل، روبروی استادیوم می باشد. طرف دیگر این پل بر روی شمع قرار دارد که از روی روگذر یک اتوبان بین ایالتی می گذرد. حداکثر تعداد نفرات برآورد شده بر روی پل در هر زمانی برابر ۲۲۰ می باشد. این پل در *Texas, San Antonio* واقع شده است.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *III*.

**توضیح:** استادیوم به دلیل بار کاربری استادیوم که به طرز قابل ملاحظه ای بزرگ تر از ۵۰۰۰ می باشد، در طبقه بندی خطر *III* قرار می گیرد. به پل طبقه بندی خطر *III* تعلق می گیرد، زیرا این پل وسیله برای خروج از استادیوم بوده و

بنابراین به عنوان بخشی از استادیوم در نظر گرفته می‌شود. (یک ملاحظه اضافی این مسئله است که فروپاشی کامل یا جزئی پل بر روی بزرگراه می‌تواند مانع از حرکت وسایل نقلیه اورژانسی شود.)

**تمرین ۱۵:** ورودی اصلی یک بیمارستان منطقه‌ای در *Missouri, St. Louis* این سازه محصور شده در شیشه با مساحت  $1,800 \text{ ft}^2$  ( $167 \text{ m}^2$ ) به صورت مجزا ولیکن در مجاور بیمارستان واقع شده‌است. هدف اصلی ورودی برای ملاقات‌کنندگان بیمارستان، دسترسی به ساختمان اصلی بیمارستان می‌باشد. یک میز پذیرش و تعدادی کیوسک اطلاعاتی هوشمند (فاقد پرسنل) نیز در ورودی قرار دارند. یک راهرو سرپوشیده بین بیمارستان اصلی و ورودی قرار دارد. دسترسی کارکنان بیمارستان و پرسنل اورژانس از طریق دیگر درگاه‌ها می‌باشد.

**پاسخ:** طبقه بندی خطر *II* تا *IV*

**توضیح:** مشخص است که بیمارستان در طبقه بندی خطر *IV* قرار دارد. چنانچه ورودی، به شکل یک ورودی کاربردی برای بیمارستان باشد، بخش ۱۱,۵,۲ از *ASCE 7* مقرر می‌دارد که این ورودی نیز به صورت طبقه بندی خطر *IV* طبقه بندی شود. با این حال از آنجایی که کارکنان بیمارستان و پرسنل اورژانس از طریق این ورودی امکان دسترسی ندارند، ورودی غیرمؤثر بوده و بنابراین به صورت سازه‌ای با طبقه بندی خطر *II* در نظر گرفته می‌شود. رایزنی با مراکز نظامی یا ایستگاه‌های پلیس پیش از اتخاذ تصمیم نهایی می‌تواند مؤثر باشد.

**مثال ۲: ضریب اهمیت و طبقه بندی طرح لرزه‌ای**

**این مثال چگونگی تعیین ضریب اهمیت لرزه‌ای و طبقه بندی طرح لرزه‌ای را نشان می‌دهد.**

**ضریب اهمیت:** ضرایب اهمیت تابعی از طبقه بندی خطر بوده و در جدول ۲-۱۵ آورده شده‌اند. این مقادیر در محدوده ۱ برای طبقه بندی‌های خطر *I* و *II*، تا ۱,۵ برای طبقه بندی خطر *IV* قرار دارند. کاربرد اولیه ضریب اهمیت ( $I_e$ ) در تعیین نیروهای جانبی لرزه‌ای می‌باشد. به عنوان مثال معادله ۲-۱۲,۸، ضریب پاسخ  $C_s$  را برای سیستم‌های دارای پریود کم نشان می‌دهد:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

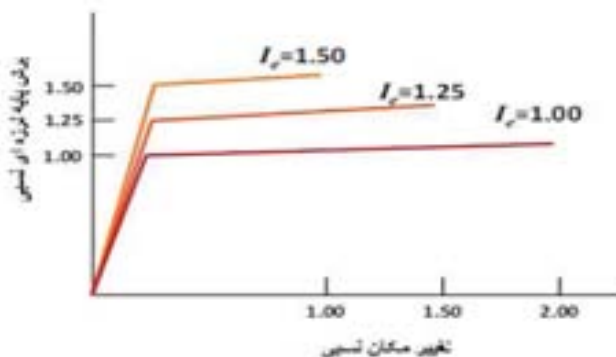
**معادله ۲-۱۲,۸**

در معادله ۲-۱۲,۸، به نظر می‌رسد که  $I_e$  تعدیل‌کننده‌ای برای  $R$  باشد، که تفسیر نادرستی است؛ زیرا  $R$  پارامتری وابسته به سیستم بوده که مستقل از خطر است. تفسیر دیگری از  $I_e$  هنگامی به دست می‌آید که

معادله ۲-۱۲,۸ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$C_s = \frac{S_{DS} I_e}{R}$$

**معادله ۱-۶۲**



شکل ۱-۲۲ تأثیر ضریب اهمیت بر عملکرد سیستم برای سیستم‌هایی که به صورت "تمامی سازه‌های دیگر" طبقه بندی شده‌اند.

در معادله تصحیح شده، به نظر می‌رسد که  $I_e$  به صورت ضریب افزایشدهنده‌ای برای شتاب طیفی طراحی عمل می‌کند. این نیز تفسیر نادرستی است، زیرا سطحی از زمین‌لرزه که توسط ساختمان احساس می‌شود، تابعی از خطر نمی‌باشد. هدف واقعی ضریب اهمیت فراهم نمودن مقاومت اضافی برای تجهیزات بحرانی در برابر خطر می‌باشد. برای سطح یکسانی از زمین‌لرزه و نوع جزئیات، یک ساختمان قوی‌تر، تقاضای انعطاف پذیری کمتر و خرابی کمتری نسبت به یک سیستم ضعیف‌تر دارد.

تقاضای انعطاف‌پذیری هم‌چنین از طریق محدود نمودن تغییر مکان نسبی، کاهش داده شده و  $I_e$  (به صورت غیر مستقیم) این مهم را به خوبی عملی می‌سازد. این مسئله می‌تواند از طریق تغییر مکان‌های نسبی مجاز که تابعی از طبقه بندی خطر بوده و در جدول ۱-۱۲،۱۲ آمده و هم‌چنین جدول ۱-۱۱،۵ که به صورت مستقیم به ضریب اهمیت مرتبط است، نشان داده شود. لذا هنگامی که هم مقاومت و هم تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود، ساختمانی با طبقه بندی خطر  $IV$  با یک مقدار  $R$  مفروض و  $I_e = 1.5$ ، به گونه‌ای طراحی می‌شود که  $1.5$  برابر قوی‌تر از اکثر سازه‌ها (مراجعه شود به "تمامی دیگر سازه‌ها" در جدول ۱-۱۲،۱۲) بوده و دارای تغییر مکان نسبی مجازی معادل با نصف مقدار متناظر در ساختمانی یکسان با طبقه بندی خطر  $I$  یا  $II$  باشد.

مقایسه رفتار سیستم‌ها با ضرایب اهمیت مختلف از طریق دسته‌ای از نمودارهای نیرو-تغییر شکل ایده‌آل سازی شده در شکل ۱-۲۲ به تصویر کشیده شده‌است. ساختمانی با طبقه بندی خطر  $IV$  و  $I_e = 1.5$  دارای تقاضای انعطاف‌پذیری به مراتب کمتری بوده و احتمالاً متحمل خرابی کمتری نسبت به سیستمی با  $I_e = 1.0$  می‌گردد. در سیستم‌های دارای طبقه بندی خطر  $IV$ ، خرابی کاهش یافته ولی از بین نمی‌رود.

### طبقه بندی طرح لرزه‌ای

طبقه بندی طرح لرزه‌ای ( $SDC$ ) در بخش ۱-۱۱،۶ و جداول ۱-۱۱،۶ و ۲-۱۱،۶ تعریف شده‌است. پارامترهایی که بر روی  $SDC$  اثرگذار هستند، عبارتند از طبقه بندی خطر و شتاب طیفی در سطح طراحی  $SDS$  و  $SD1$  و یا برای سطوح لرزه‌ای بسیار زیاد، شتاب طیفی بزرگ‌ترین زلزله در نظر گرفته شده ( $MCE R$ ) (بخش ۱-۱۱،۴)  $SDC$ ،  $SD1$  و  $SDS$  به تیپ خاک بستگی دارد زیرا  $SD1$  و  $SDS$  به طور مستقیم به واسطه معادلات ۱-۱۱،۴ و ۲-۱۱،۴ به تیپ خاک مرتبط می‌باشند.

در مثال پیش رو، دو سایت، یکی در *East Tennessee* و دیگری در نزدیکی *California, Concord* در نظر گرفته شده است.

### جدول ۱-۲۲ تعیین طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای سایت‌های واقع در *East Tennessee*

تیپ خاک	پارامترهای زمین لرزه (g)				طبقه بندی طرح لرزه‌ای	
	$S_5$	$S_1$	$S_{DS}$	$S_{D1}$	II	IV
B	0.42	0.13	0.280	0.087	B	C
D	0.42	0.13	0.409	0.198	C	D

برای هر سایت، توجه بر روی سازه یکسانی واقع بر خاک‌های نوع *B* یا *D* متمرکز شده است. همچنین برای هر سایت، دو طبقه بندی خطر گوناگون در نظر گرفته شده است: *II* و *IV*. نتایج محاسبات در جداول ۱-۲۲ و ۲-۲۲ به ترتیب برای *East Tennessee* و *Concord* ارائه شده است. برای سایت واقع در *East Tennessee* که دارای لرزه‌خیزی نسبتاً کمی می‌باشد، طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای تیپ خاک *B* برای ساختمان‌های با طبقه بندی خطر *II* برابر *B* و برای ساختمان‌های با طبقه بندی خطر *IV*، برابر *C* می‌باشد. طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای تیپ خاک *D*، برای ساختمان‌های با طبقه بندی خطر *II* برابر *C* و برای ساختمان‌های با طبقه بندی خطر *IV*، برابر *D* می‌باشد. افزایش طبقه بندی طرح لرزه‌ای بر روی خاک‌های قرار گرفته در تیپ خاک *D* به دلیل ضرایب تشدید تیپ خاک *F a* و *F v* اتفاق می‌افتد (مراجعه شود به محاسباتی که پس از این آورده شده است).

لذا در *East Tennessee*، طبقه بندی طرح لرزه‌ای بسته به کاربرد و سایت، از *B* تا *D* متغیر است. تغییر از *SDC* برابر *B* به *D* در بردارنده مفاهیم مهمی برای طراحی و جزئیات سیستم سازه‌ای می‌باشد. در *Concord*، در تمامی حالات *SDC* برابر با *D* می‌باشد. در صورتی که زمین لرزه تا حدودی قوی تر با *S 1* بزرگ‌تر از ۰٫۷۵g باشد، طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای سازه‌های با طبقه بندی خطر *I*، *II* و *III* تا *E* و برای سازه‌های با طبقه بندی خطر *IV* تا *F* افزایش خواهد یافت.

### محاسبات اجمالی برای *East Tennessee*

با توجه به شکل‌های ۱-۲۲ و ۲-۲۲ (یا با به کارگیری وب *USGS*)  $S = 0.42 g$  و  $S 1 = 0.13 g$  می‌باشد.

### جدول ۲-۲۲ تعیین طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای *California, Concord*

تیپ خاک	پارامترهای زمین لرزه (g)				طبقه بندی طرح لرزه‌ای	
	$S_5$	$S_1$	$S_{DS}$	$S_{D1}$	II	IV
B	1.74	0.60	1.16	0.40	D	D
D	1.74	0.60	1.16	0.60	D	D

## برای تپ خاک B

$$F_a = ۱.۰, F_v = ۱.۰ \quad (\text{جدول ۱-۱۱,۴ و ۲-۱۱,۴})$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} (1.0)(0.42) = 0.280 \text{ g} \quad (\text{معادلات ۱-۱۱,۴ و ۳-۱,۴})$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} F_v S_i = \frac{2}{3} (1.0)(0.13) = 0.087 \text{ g} \quad (\text{معادلات ۲-۱۱,۴ و ۴-۱۱,۴})$$

(جدول ۱-۱۱,۶ و ۲-۱۱,۶) برای طبقه بندی خطر II، B = طبقه بندی طرح لرزه‌ای

(جدول ۱-۱۱,۶ و ۲-۱۱,۶) برای طبقه بندی خطر IV، C = طبقه بندی طرح لرزه‌ای برای تپ خاک D

$$F_a = ۱,۴۶, F_v = ۲,۲ \quad (\text{جدول ۱-۱۱,۴ و ۲-۱۱,۴})$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = \frac{2}{3} (1.46)(0.42) = 0.409 \text{ g} \quad (\text{معادلات ۱-۱۱,۴ و ۳-۱۱,۴})$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} F_v S_i = \frac{2}{3} (2.29)(0.13) = 0.198 \text{ g} \quad (\text{معادلات ۲-۱۱,۴ و ۴-۱۱,۴})$$

(جدول ۱-۱۱,۶ و ۲-۱۱,۶) برای طبقه بندی خطر III، C = طبقه بندی طرح لرزه‌ای

(جدول ۱-۱۱,۶ و ۲-۱۱,۶) برای طبقه بندی خطر IV، D = طبقه بندی طرح لرزه‌ای

## استثناء طبقه بندی طراحی برای ساختمان‌هایی با پریردهای کوتاه

تحت شرایط مشخصی، تعیین طبقه بندی طرح لرزه‌ای تنها بر اساس  $S_{DS}$  مجاز می‌باشد. مقررات مشخص به صورت مواردی ۴ گانه در بخش ۱۱,۶ آمده‌است. این ضوابط تنها برای سیستم‌هایی با پریرود ارتعاش بسیار کم (حدوداً پریرود  $T_a$  کمتر از  $T_s$  ۰,۸) به کار می‌رود. در مواقعی که این استثناء به کار می‌رود، می‌تواند منجر به کاهش  $S_{DC}$  به عنوان مثال از C به B گردد. در حالی که اگر این استثناء بررسی نشده بود،  $S_{DC}$  مورد نیاز بود.

## مثال ۳: دستورالعمل طبقه بندی سایت برای طراحی لرزه‌ای

در این مثال، تپ لرزه‌ای خاک برای یک سایت مفروض، تعیین می‌گردد.

تپ خاک به منظور توصیف نمودن نوع و مشخصات خاک‌ها در یک سایت مفروض به کار رفته و اثر آن‌ها را بر روی ضرایب سایت یعنی  $F_a$  و  $F_v$  که در توسعه طیف پاسخ طراحی (تحلیل لرزه‌ای ساده شده تعمیم‌یافته) به کار می‌رود، لحاظ می‌کند. هم‌چنین ممکن است این روند مطابق با بخش ۲۱,۱، بسته به تعیین تپ خاک به تحلیل پاسخ سایت نیاز داشته‌باشد. با این حال دستورالعمل طبقه بندی سایت، ارزیابی مخاطرات بالقوه زمین شناختی و لرزه‌ای (بخش ۱۱,۸) را دربرنمی‌گیرد. مثال زیر برای روند طبقه بندی سایت که در فصل ۲۰ از ۷  $ASCE$  آمده‌است، عملی می‌باشد. آیین‌نامه‌های دیگر به نظر مشابه بوده اما دربردارنده اختلافات مهمی هستند. برای تعریفات مربوط به دستورالعمل طبقه بندی سایت به فصل ۱۱ رجوع نمایید.

یک سایت بر اساس دسته‌بندی و کفایت باربری مصالح خاک و سنگ، به صورت تپ خاک A، B، C، D، E یا F طبقه بندی می‌شود. تپ‌های خاک همانطور که در جدول ۱-۳  $G$  آمده‌است، از سنگ سخت تا خاک نرم تغییر می‌کند. این جدول در ۷  $ASCE$  تحت عنوان جدول ۱-۳، ۲۰ آمده است.

برای این مثال، معیار سرعت موج برشی با جزئیات تشریح نشده‌است. سرعت موج برشی، همبستگی‌ها و اندازه‌گیری مستقیم، نیازمند تجربه قابل ملاحظه و قضاوت می‌باشد که فراتر از بحث این مثال است. به کارگیری صحیح داده‌های سرعت موج برشی نیاز به مشاوره با اشخاص مجرب و حرفه‌ای دارد.

جدول ۱-۳ G۳ طبقه بندی سایت (جدول ۱-۳، ۲۰ از ۷-۱۰ ASCE)

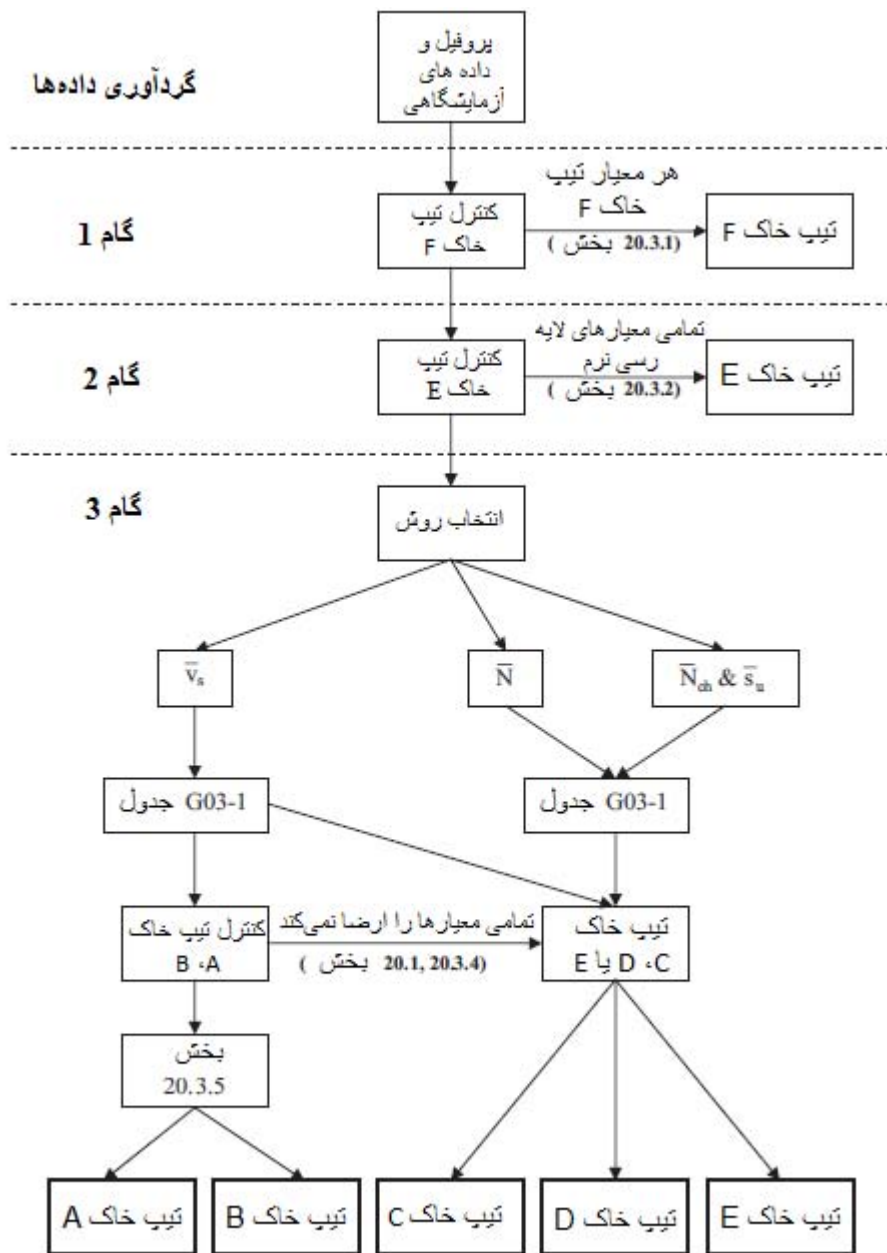
تیپ خاک	$v_s$	$N_{ch}$ یا $N$	
A. سنگ سخت	$> ۵۰,۰۰۰ \text{ ft/s}$	NA	NA
B. سنگ	۵,۰۰۰ $\text{ft/s}$ تا ۲۵,۵۰۰	NA	NA
C. خاک خیلی متراکم و سنگ نرم	۲,۵۰۰ $\text{ft/s}$ تا ۱۶,۲۰۰	$> ۵۰$	$> ۲,۰۰۰ \text{ lb/ft}^۲$
D. خاک سخت	۱,۲۰۰ $\text{ft/s}$ تا ۶۰۰	۵۰ تا ۱۵	۲,۰۰۰ $\text{lb/ft}^۲$ تا ۱۰,۰۰۰
E. خاک رسی نرم	$< ۶۰۰ \text{ ft/s}$	$< ۱۵$	$< ۱,۰۰۰ \text{ lb/ft}^۲$
	هر پروفیلی با بیش از ۱۰ فوت (۳ متر) خاک که دارای مشخصات زیر باشد: - شاخص پلاستیسیته $PI > ۲۰$ - درصد رطوبت $w \geq ۴۰\%$ و - مقاومت برشی زهکشی نشده $\overline{S_u} < ۵۰۰ \text{ lb/ft}^۲$ (۲۵ kPa)		
خاکهایی که مطابق با بخش ۲۱,۱ نیاز به تحلیل پاسخ سایت دارند F.	رجوع شود به بخش ۲۰,۳,۱		

**جمع آوری داده :** به منظور طبقه بندی یک سایت، لازم است پروفیل زیرسطحی مناسب و داده‌های ضروری به دست آید. بر اساس بخش ۲۰,۱:

- خاک سایت می‌بایست بر اساس ۱۰۰ فوت (۳۰ متر) بالاتر پروفیل خاک، طبقه بندی شود.
- در غیاب داده‌ها تا عمق ۱۰۰ فوت (۳۰ متر)، خواص خاک می‌تواند از طریق بررسی خاک توسط تیم آماده سازی حرفه‌ای طراحی، تخمین زده شود.
- هنگامیکه مشخصات خاک با جریات کافی معلوم نیست، می‌بایست تیپ خاک D مورد استفاده قرار گیرد؛ مگر آن که معلوم شود که تیپ خاک E یا F وجود دارد.

چنانچه معیار تیپ خاک بر اساس مشخصات خاک ( $P_I, w, s_u$ ) قرار داشته باشد، این مقادیر می‌بایست از طریق آزمایش‌های آزمایشگاهی مشخص یعنی حدود آتربرگ ( $ASTM, D4318, ۲۰۰۵b$ )، درصد رطوبت ( $ASTM, D2216, ۲۰۰۵a$ ) و مقاومت برشی زهکشی نشده ( $ASTM, D2166, ۲۰۰۶$  یا  $ASTM, D2850, ۲۰۰۷$ ) تعیین شود.

تعیین تیپ خاک: همانطور که در ادامه آمده است، این دستورالعمل در حاکت کلی می‌تواند به سه مرحله تقسیم شود. در شکل G3-1 خلاصه این مراحل نشان داده شده است.



شکل G3-1 فلوجارت تعیین تیپ خاک



**گام اول: تیپ خاک F چک شود (بخش ۲۰,۳,۱)**

اگر هریک از شرایط زیر ارضاء شود، سایت می‌بایست به صورت تیپ خاک F طبقه بندی شود:

۱. خاک‌های آسیب‌پذیر در برابر گسیختگی یا فروریزش بالقوه تحت بارگذاری لرزه‌ای، مانند:

- خاک‌های گداز‌پذیر،
- رس‌های روان یا بسیار حساس و
- خاک‌های مستعد فروریزش یا خاک‌هایی که به شکل ضعیفی به هم چسبیده‌اند.

استثناء:  $T \leq 0,5 S$  (بخش ۲۰,۳,۱) یا

۲. رس‌های توربی و/یا بسیار آلی  $[H > 10 \text{ ft } (3 \text{ m})]$  .

۳. رس‌های دارای پلاستیسیته بسیار زیاد  $[H > 25 \text{ ft } (7,6 \text{ m}) \text{ with } PI > 75]$  یا

۴. رس‌های نرم تا رس‌های دارای سختی متوسط دارای ضخامت زیاد  $[H > 120 \text{ ft } (37 \text{ m})]$  با  $s_u < 1,000$  یا  $lb/ft^2$  (۵۰ kPa)

برای سایت‌هایی که تیپ خاک آن‌ها F تعیین شود، می‌بایست یک تحلیل پاسخ سایت انجام گیرد.

**گام دوم: تیپ خاک E چک شود (بخش ۲۰,۳,۲)**

چنانچه پروفیلی شامل یک لایه رس نرم با تمامی مشخصات زیر باشد، این سایت می‌بایست به صورت تیپ خاک E

طبقه بندی شود:

۱.  $H_{\text{layer}} > 10 \text{ ft } (3 \text{ m})$

۲.  $PI > 20$

۳.  $w \geq 40\%$  و

۴.  $s_u < 500 \text{ lb/ft}^2$  (۲۵ kPa)

**گام سوم: تیپ خاک A ، B (بخش ۲۰,۳,۴ و ۲۰,۳,۵) یا تیپ خاک C ، D ، E (بخش ۲۰,۳,۳)**

**چک شود.**

با به کارگیری یکی از سه روش زیر، سایت را با استفاده از جدول  $G^3-1$  طبقه بندی نمایید. تمامی محاسبات  $\overline{VS}$ ،  $\overline{Nch}$ ،  $\overline{N}$  و  $\overline{su}$  می‌بایست مطابق با بخش ۲۰,۴ صورت گیرد.

**روش  $\overline{VS}$** 

از جمله مزایای استفاده از داده‌های سرعت موج برشی آن است که رفتار اندازه‌گیری شده در مقایسه با داده‌های جمع‌آوری شده از محل‌های نقطه‌ای (گمانه زنی)، پروفیل زیرسطحی را بهتر توصیف می‌نماید. از جمله معایب این روش نیز هزینه نسبتاً بالا و نیاز به تجربه برای انجام این روش و تفسیر داده‌ها می‌باشد.

در صورتی که داده‌های مناسبی از سرعت موج برشی موجود باشد،  $\overline{VS}$  می‌بایست برای ۱۰۰ فوت (۳۰ متر) بالا با استفاده از معادله  $G^3-1$  محاسبه شده و تیپ خاک مناسب با استفاده از جدول  $G^3-1$  تعیین گردد.

اگر طبقه بندی در دسته معیارهای تیپ خاک A یا B از جدول  $G^3-1$  قرارگیرد، معیارهای اضافی زیر می‌بایست مد نظر گیرد:

- تیپ خاک A یا B نمی‌بایست به سائیتی تخصیص داده‌شود که در آن بیش از ۱۰ فوت (۳ متر) خاک بین سطح سنگ و کف شالوده گسترده و پی یکپارچه قرار گرفته است (بخش ۲۰,۱).

- معیار سرعت موج برشی که برای تیپ خاک  $B$  در بخش ۲۰,۳,۴ و برای تیپ خاک  $A$  در بخش ۲۰,۳,۵ مشخص شده است، می بایست در نظر گرفته شود. تیپ خاک قابل کاربرد به این بستگی دارد که کدام یک از معیارهای فوق الذکر ارضاء شده است.

### روش $\overline{N}$

با استفاده از مقادیر نفوذ استاندارد میدانی برای تمامی لایه‌های خاک و سنگ، می بایست  $\overline{N}$  برای ۱۰۰ فوت (۳۰ متر) بالایی با استفاده از معادله ۲-۲۰,۴ محاسبه شود. در رابطه با مقادیر استاندارد نفوذ، موارد زیر می بایست در نظر گرفته شود (بخش ۲,۴,۲):

- $ASCE$  ۷ بیان می‌دارد که مقادیر استاندارد مقاومت در برابر نفوذ می بایست به صورت "اندازه‌گیری شده به صورت مستقیم در محل و بدون تصحیحات" مورد استفاده قرارگیرد. نویسندگان معتقد است که اصلاحات انرژی بر اساس نوع چکش مورد استفاده می بایست اعمال گردد؛ زیرا این تفاوت، در مقادیر اندازه‌گیری شده بنیادی می باشد. به عنوان مثال، مقادیر استاندارد نفوذ از یک چکش اتوماتیک می بایست به درستی به مقادیر چکش ایمن ( $N_{60}$ ) کاهش داده شود تا بازتاب دهنده کارآمدی بالای چکش اتوماتیک باشد.
- معادله ۲-۲۰,۴ نیاز به یک مقدار منفرد  $N$  برای هر لایه مجزا در پروفیل دارد. مقادیر میانگین و یا انتخاب شده به صورت محافظه کارانه از گمانه‌های متعدد برای توصیف هر لایه مجزا لازم است.
- از حداکثر  $100 \text{ blows/ft}$  ( $328 \text{ blows/m}$ ) استفاده کنید. برای بحث بیشتر به بخش ۲,۴,۲ مراجعه نمایید.
- چنانچه دستگاه نمونه بردار برای یک لایه سنگی از ادامه کار متوقف گردد،  $N$  می بایست برابر  $100 \text{ blows/ft}$  ( $328 \text{ blows/m}$ ) در نظر گرفته شود.

### روش $\overline{Nch}$ و $\overline{su}$

پروفیل ۱۰۰ فوتی (۳۰ متری) را مطابق با تعاریف ارائه شده در بخش ۲۰,۳,۳ به لایه‌های چسبیده و فاقد چسبندگی تقسیم کنید.

با استفاده از مقادیر نفوذ استاندارد میدانی برای لایه‌های فاقد چسبندگی،  $\overline{Nch}$  می بایست با استفاده از معادله ۳-۲۰,۴ محاسبه شود. نظرات در مورد مقادیر نفوذ استاندارد میدانی که در بخش پیش تحت عنوان "روش  $\overline{N}$ " آمده بود، در مورد  $\overline{Nch}$  نیز صادق است.

با استفاده از مقادیر مقاومت برشی زهکشی نشده برای لایه‌های چسبیده،  $\overline{su}$  می بایست با استفاده از معادله ۴-۲۰,۴ محاسبه شود. همانطور که در بخش ۳-۲۰,۴ بیان شد، مقادیر مقاومت برشی زهکشی نشده می بایست مطابق با  $ASTM D2166$  یا  $ASTM D21850$  تعیین گردد.

تعیین یک تیپ خاک به دو مرحله نیازمند است، نخست استفاده از  $\overline{Nch}$  به عنوان یک معیار طبقه بندی و دوم استفاده از  $\overline{su}$  به عنوان یک معیار طبقه بندی، با استفاده از جدول ۱- $G^3$ . چنانچه تیپ‌های خاک متفاوت باشند، می بایست تیپ خاکی متناظر با خاک نرم تر به آن سایت اختصاص داده شود (بخش ۳,۳,۲).

## مثال طبقه بندی سایت

پروفیل سایت ارائه شده در این مثال نشان دهنده شرایط زیرسطحی بسیار ایده آل سازی شده می باشد. تفسیر داده های زیرسطحی واقعی و مشخصات خاک، نیازمند قضاوت اساسی توسط متخصصان ژئوتکنیکی است. پروفیل سایت مورد استفاده در این مثال در شکل ۲-۳  $G^3$  نشان داده شده است.

شمارش ضربات در این مثال بیانگر مقادیر  $N_{60}$  می باشد که از چکش ایمنی به دست آمده است. همانطور که در بخش روش  $\bar{N}$  بیان شد، نویسنده معتقد است که اینها مقادیر مناسب برای به کارگیری در تعیین تپ خاک لرزه ای می باشند. گام هایی که پیش از این مطرح شد، در مورد مثال زیر به کار گرفته شده است.

گام ۱: تپ خاک  $F$  را بررسی نمایید

چنانچه پروفیل هر یک از معیارها در بخش ۱، ۳، ۲۰ را ارضاء نماید، سایت می بایست به عنوان تپ خاک  $F$  طبقه بندی شود. این پروفیل به گونه ای انتخاب شده تا اطمینان دهد که شرایط تپ خاک  $F$  برقرار نمی باشد. با این حال نباید این کنترل در عمل نادیده گرفته شود.

گام ۲: تپ خاک  $E$  را بررسی نمایید

چنانچه پروفیل شامل لایه ای باشد که تمامی معیارهای گفته شده در بخش ۲، ۳، ۲۰ را ارضاء کند، این سایت می بایست به عنوان تپ خاک  $E$  طبقه بندی شود. در زیر معیار لایه رسی نرم کنترل شده است (متن با فونت برجسته نشان می دهد که معیاری ارضاء نشده است):

مقادیر نفوذ استاندارد (نوعی)	B-1	B-2	B-3	#	ملاحظات
۱۷' ماسه رسی (FLL)	17	16 ماسه رسی (FLL)	19	1	
۱۸' رین سنگ (CL)	18	8 رین سنگ (CL)	9	2	$P_t = 27, w = 16\%$ $\bar{q}_s = 1200 \text{ psf}$
۱۴' ماسه رسی (SC)	14	13 ماسه رسی (SC)	14	3	
۳' رین سنگ (CL)	3	3 رین سنگ (CL)	4	4	$P_t = 23, w = 34\%$ $\bar{q}_s = 400 \text{ psf}$
۱۵' ماسه سبکی (SM)	15	15 ماسه سبکی (SM)	5	5	
۲۶' ماسه بد دانه بلندی شده (SP-SM)	26	26 ماسه بد دانه بلندی شده (SP-SM)	6	6	
سنگ	82	82 سنگ	7	7	
۱۰۰' (ترتیب سنگدانه نمره ۱۰)	100	100 (ترتیب سنگدانه نمره ۱۰)	8	8	

شکل ۲-۳ پروفیل زیرسطحی: مقادیر نفوذ استاندارد به صورت مقادیر  $N_{60}$  (ASTM N ۶۰) (۱۵۸۶). نام گذاری های خاک بر اساس طبقه بندی  $USCS$  (ASTM ۲۴۸۷) صورت گرفته است.

رس نرم	$H > ۱۰ \text{ ft } (۳ \text{ m})$	$PI > ۲۰$	$w \geq ۴\%$	$\bar{S}_u < ۵۰۰ \text{ lb/ft}^2 (۲۴ \text{ KPa})$
لایه ۲	$H = ۱۱ \text{ ft } (۳,۳۵ \text{ m})$	$PI = ۲۷$	$w = ۱۶\%$	$\bar{S}_u = ۱,۲۰۰ \text{ lb/ft}^2 (۵۷,۵ \text{ KPa})$
لایه ۴	$H = ۱۲ \text{ ft } (۳,۶۵ \text{ m})$	$PI = ۲۳$	$w = ۳۴\%$	$\bar{S}_u = ۴۰۰ \text{ lb/ft}^2 (۱۹ \text{ KPa})$

لایه ۲ بر اساس درصد رطوبت و مقاومت برشی زهکشی نشده آن و لایه ۴ بر اساس درصد رطوبت آن، واجد شرایط نمی‌باشد.

به دلیل آن که هیچ یک از لایه‌ها، تمامی معیارهای لایه رسی نرم را ارضاء نمی‌کنند، این سایت به صورت خودکار در تیپ خاک E قرار نمی‌گیرد.

### گام ۳: تیپ خاک A، B یا تیپ خاک C، D، E را بررسی نمایید

برای این مرحله، روش  $\bar{N}$  تیپ خاک را تعیین می‌کند. استفاده از این روش به صورت خودکار تیپ خاک A یا B را مستثنی می‌کند. زیرا آن‌ها بر پایه سرعت موج برشی می‌باشند.

با استفاده از علائم موجود در معادله ۲-۴۰ و پروفیل مثال در جدول ۲-G۳، سایت می‌تواند به صورت زیر طبقه بندی شود: با استفاده از معادله ۲-۴۰ مقدار  $\bar{N} = ۱۰۰/۸,۶۵ = ۱۲$  به دست آمده و لذا سایت به عنوان تیپ خاک E ( $\bar{N} < ۱۵$ ) طبقه بندی می‌شود.

نکاتی که بر اساس مقادیر موجود در جدول ۲-G۳ قابل مشاهده است، در زیر آورده شده‌است:

- مقدار نفوذ استاندارد برابر با  $۵۰ \text{ blows/in}$  ( $۱۶۴ \text{ blows/m}$ ) است. در محل توقف نمونه گیر ( $۸۵ \text{ ft}$ ) (۲۶ m) مقدار ماکزیمم  $۱۰۰ \text{ blows/ft}$  ( $۳۲۸ \text{ blows/m}$ ) (بخش ۲-۴۰,۲) در نظر گرفته شده‌است.
- بر اساس اطلاعات زمین شناسی، این شمارش ضربات از محل توقف نمونه‌گیر تا عمق ۱۰۰ فوت ( $۳۰ \text{ m}$ ) به کار رفته تا پروفیل سایت را تکمیل نماید. لذا لایه‌ای ۱۵ فوتی ( $۴,۵ \text{ متری}$ ) با تعداد ضربات  $۱۰۰ \text{ blows/ft}$  ( $۳۲۸ \text{ blows/m}$ ) موجود است.

### جدول ۲-G۳ خلاصه روش $\bar{N}$

شماره لایه	نام گذاری خاک یا سنگ	فایده چسبندگی *	چسبیده	$N_i$ (blows/ft)	$d_i$ (ft)	$d_i/N_i$
۱	SC (FILL)	X		۱۷	۷	۰,۴۱
۲	CL		X	۹	۱۱	۱,۲۲
۳	SC	X		۱۳	۱۳	۱,۰۰
۴	CL		X	۳	۱۲	۴,۰۰
۵	SM	X		۱۵	۱۷	۱,۱۳
۶	SP-SM	X		۲۶	۱۵	۰,۵۸

۷	سنگ	X		۶۲	۱۰	۰,۱۶
۸	سنگ	X		۱۰۰	۱۵	۰,۱۵
					مجموع ۱۰۰	مجموع ۸,۶۵
					$\bar{N} = 100 / 8,65 = 12$	

### نظرات در مورد طبقه بندی سایت

با وجود آن که پروفیل سایت مورد استفاده در این مثال بسیار ایده آل سازی شده می باشد، نشان داده شده که با این حال نیاز به بررسی کافی سایت وجود دارد. اگر فقط داده‌ها از گمانه های کم عمق (B-۱) موجود می بود، طراح از وجود لایه رسی نرم قرار گرفته در B-۲ و B-۳ مطلع نمی شد.

دیگر ملاحظات مهمی که صراحتاً توسط ASCE ۷ پوشش داده نشده است، شامل موارد زیر می باشد:

- محل شروع پروفیل سایت برای سازه های زیر سطح زمین؛
- چگونگی ترکیب برنامه تسطیح سایت (خاک برداری و خاکریزی) در محل سایت؛
- چگونگی به کارگیری روش طیف پاسخ طراحی (تحلیل لرزه ای ساده شده تعمیم یافته) در مورد سازه های واقع بر پی های عمیق و
- چگونگی توصیف پروفیل های سایت بسیار متغیر (به عنوان مثال از نظر ضخامت لایه و/یا مشخصات) در یک سایت مفروض.

### مثال ۴: تعیین پارامترهای زمین لرزه

در این مثال، شتاب های طیفی پایه طراحی  $S_{DS}$  و  $S_{D1}$  برای یک سایت در *Georgia, Savannah* به دست می آید. این مقادیر ابتدا به صورت دستی با استفاده از نقشه ها و جداول موجود در ASCE ۷ به صورت تقریبی تعیین شده و سپس با نرم افزاری که توسط سازمان زمین شناسی ایالات متحده توسعه یافته، چک شده است.

پارامترهای اساسی زمین لرزه در ASCE ۷ عبارتند از  $S_1$  و  $S_0$ .  $S_1$  شتاب طیفی "با پریود کوتاه" ( $T = 0,2 s$ ) و  $S_0$  شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه ( $T = 1,0 s$ ) برای سازه های واقع بر سنگ سفت (تیپ خاک B) می باشد. این شتابها بر پایه بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده بر اساس خطر ( $MCE R$ ) استوارند که احتمال فراگذشت در ۵۰ سال برای آنها تقریباً برابر با ۲٪ می باشد.

$S_1$  و  $S_0$  به صورت های مختلفی در ASCE ۷ مورد استفاده قرار گرفته اند که مهم ترین آن در تعیین پارامترهای شتاب در سطح طراحی  $S_{DS}$  و  $S_{D1}$  می باشد. شتاب های طراحی شامل یک فاکتور ضریب سایت ( $F_a$  یا  $F_v$ ) که مشخصات متفاوت خاک در قیاس با سنگ سفت را به حساب آورده، و نیز یک ضریب  $2/3$  که به طرز مؤثری پایه  $MCE R$  را به سطح نسبتاً پایین تر لرزش به نام زلزله پایه طراحی ( $DBE$ ) تبدیل می کند، می باشند. ضرایب سایت از طریق درون یابی مقادیر داده شده در جداول ۱۱,۴-۱ و ۱۱,۴-۲ به دست می آیند.

$S_1$  و  $S_0$  از طریق نقشه ها (شکل های ۲۲-۱ و ۲۲-۲) در فصل ۲۲ به دست می آیند. به دلیل وضوح پایین نقشه ها، مقادیر  $S_1$  و  $S_0$  که از نقشه ها به دست آمده اند، ممکن است بسیار تقریبی باشند. لذا تعیین مقادیر  $S_1$  و  $S_0$  با استفاده از یک برنامه کامپیوتری مبتنی بر وب که توسط سازمان زمین شناسی ایالات متحده (*USGS*) تهیه شده،

متداول تر می‌باشد. این برنامه همچنین می‌تواند مقادیری برای ضرایب سایت  $F a$  و  $F v$  به دست دهد. این مثال استفاده از نقشه‌ها و جداول را نشان داده و سپس با استفاده از برنامه *USGS* بازنگری شده‌است.

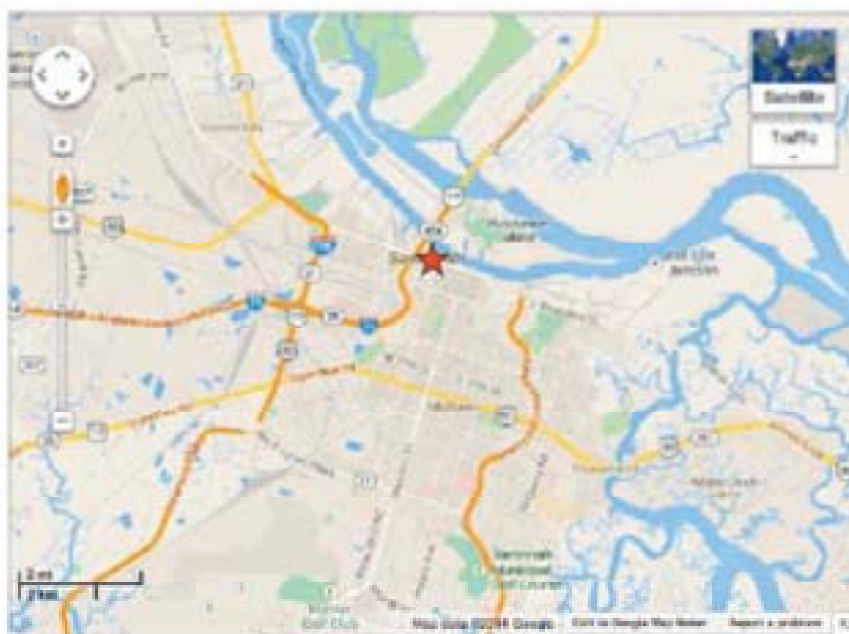
### مثال: یافتن مقادیر زمین‌لرزه برای سایتی در *Georgia, Savannah*

این مثال سایتی از نوع خاک *D* در قسمت مرکزی شهر *Georgia, Savannah* را در نظر می‌گیرد. ساوانا در اقیانوس اطلس، درست در جنوب مرز میان *Georgia* و *South Carolina* واقع شده است. شکل *G۴-۱* موقعیت مکانی ساختمان را با ستاره‌ای کوچک نشان می‌دهد. خط شکسته در نقشه‌های کانتور *ASCE ۷* معرف مرز میان ایالت‌ها می‌باشد. علامت به اضافه کوچک در شکل *G۴-۲ (a)* و شکل *G۴-۲ (b)* که به طور مستقیم از اشکال ۱-۲۲ گرفته شده است، موقعیت سایت را بر روی نقشه‌های کانتور *ASCE ۷* نشان می‌دهد.

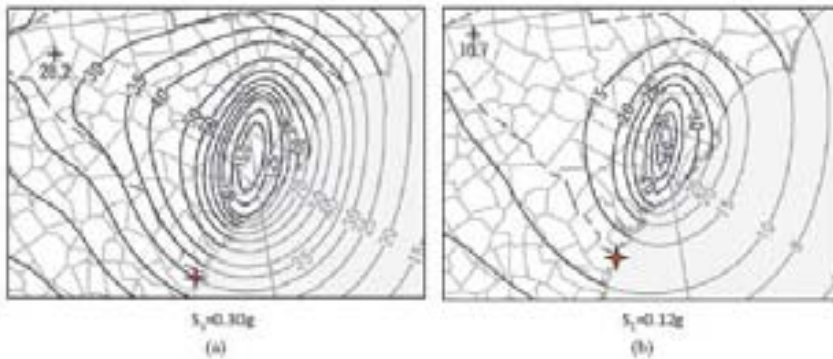
شکل *G۴-۲ (a)* نشان می‌دهد که ساوانا نزدیک به کانتور جاذبه ۳۰٪ ( $g = ۰,۳$ ) قرار گرفته، لذا شتابی برابر با ۰,۳ *g* برای *S S* به کار رفته‌است. شکل *G۴-۲ (b)* نشان‌دهنده آن است که ساوانا تا حدودی نزدیک‌تر به کانتور جاذبه ۱۰٪ ( $g = ۰,۱$ ) نسبت به کانتور جاذبه ۱۵٪ ( $g = ۰,۱۵$ ) بوده و از این رو برای *S ۱* مقدار  $g = ۰,۱۲$  به کار خواهد رفت. به صورت خلاصه، مقادیر زیر برای ساوانا مورد استفاده قرار گرفته است:

$$S_S = ۰,۳۰ g$$

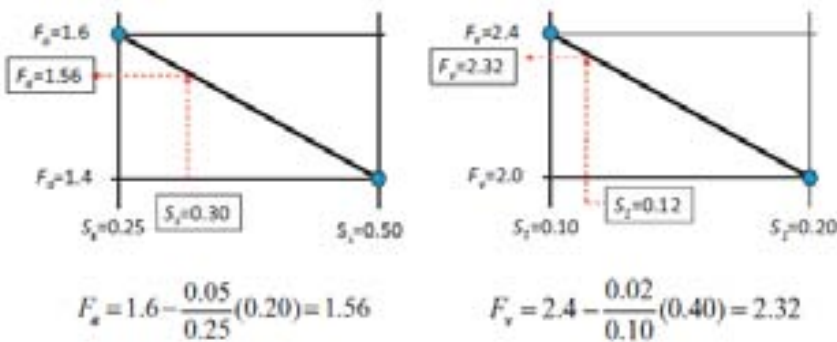
$$S_1 = ۰,۱۲ g$$



شکل *G۴-۱* سایت ساختمانی در *Georgia, Savannah*



شکل ۲-GE کانتورهای شتاب طیفی برای  $S_s$  و  $S_1$  در Savannah، Georgia



شکل ۳-GE درون‌یابی برای ضرایب سایت  $F_a$  و  $F_v$

ضرایب سایت  $F_a$  و  $F_v$  به ترتیب از جداول ۱۱،۴-۲ و ۱۱،۴-۱ گرفته شده‌اند. جدول ۱۱،۴-۱ نشان می‌دهد که برای تیپ خاک  $D$ ، لازم است تا میان مقادیر  $F_a = ۱.۶$  برای  $S_s = ۰.۲۵ g$  و  $F_a = ۱.۴$  برای  $S_s = ۰.۵۰ g$  درون‌یابی صورت گیرد. شکل ۳-GE نشان می‌دهد که  $F_a = ۱.۵۶$  برای دست آوردن  $F_v$  نیز نیاز به انجام درون‌یابی می‌باشد. شکل ۳-GE(b) نشان می‌دهد که  $F_v = ۲.۳۲$  می‌باشد. با استفاده از این ضرایب سایت، پارامترهای لرزه‌ای تشدید یافته سایت به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$S_{MS} = F_a S_s = ۱.۵۶(۰.۳۰) = ۰.۴۶۸ g \quad \text{معادله ۱-۱۱،۴}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = ۲.۳۲(۰.۱۲) = ۰.۲۷۸ g \quad \text{معادله ۲-۱۱،۴}$$

اگرچه درون‌یابی از جداول ۱۱،۴-۲ و ۱۱،۴-۱ مشکل نمی‌باشد، اما تا حدودی راحت به نظر نمی‌رسد. به همین دلیل، نوع دیگری از این جداول در ضمیمه ۱ از این کتاب در جداول GA-۱ و GA-۲ که در آن‌ها ضرایب در جداول اصلی با رابطه‌های درون‌یابی جایگزین شده‌اند، آورده شده‌است. این مثال به صورت زیر بازنگری شده‌است: با استفاده از شکل GA-۱ و جدول GA-۱:

$$F_a = ۱.۸ - ۰.۸ S_s = ۱.۸ - ۰.۸(۰.۳) = ۱.۵۶$$

و با استفاده از شکل GA-۲ و جدول GA-۲:

$$F_v = ۲.۸ - ۰.۴ S_1 = ۲.۸ - ۰.۴(۰.۱۲) = ۲.۳۲$$

این‌ها برابر همان مقادیری هستند که با استفاده از درون‌یابی تعیین شده بودند.

با فرض مقادیر لرزه‌ای تشدید یافته سایت، مقادیر لرزه‌ای طراحی به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$S_{DS} = (2/3)S_{MS} = (2/3)(0,468) = 0,312 \text{ g} \quad \text{معادله ۳-۱۱}$$

$$S_{D1} = (2/3)S_{M1} = (2/3)(0,278) = 0,185 \text{ g} \quad \text{معادله ۴-۱۱}$$

به یاد داشتن این نکته ضروری است که در این معادلات،  $S_{D1}$  و  $S_{DS}$  بر حسب واحد  $g$  بیان می‌شوند. بنابراین اگر  $g = 386 \text{ in./s}^2$  باشد، لذا  $2 \text{ in./s} = 0,312 \times 386 = 120,4$  می‌گردد. این مسئله با این مفهوم که این عبارات معرف شتاب طیفی می‌باشند، سازگار است. وقتی  $S_{D1}$  و  $S_{DS}$  برای تعیین ضریب برش پایه طراحی  $C_s$  در معادله ۲-۱۲،۸ (به عنوان مثال) به کار روند، از آن‌ها به صورت "پارامترهای شتاب" یاد شده و در این زمینه، نمی‌بایست هیچ واحدی به عبارات تخصیص یابد. این استفاده ناسازگار واحدها برای یک عبارت یکسان، می‌بایست در نسخه‌های بعدی  $ASCE 7$  مورد ملاحظه قرار گیرد.

### استفاده از محاسب لرزه‌ای USGS

به دلیل فقدان نقشه‌های کانتور دقیق در  $ASCE 7-10$ ، به دست آوردن مقادیر طیفی  $S_s$  و  $S_1$  با استفاده از برنامه تحت وب "نقشه‌های طراحی" تهیه شده توسط  $USGS$  معمولاً ساده‌تر می‌باشد. صفحه وب حاوی محاسب دارای آدرس زیر است: <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>. ضمیمه  $B$  این راهنما اطلاعات دقیقی در رابطه با برنامه  $USGS$  در اختیار قرار می‌دهد.

صفحه اصلی برای برنامه نقشه‌های طراحی در **شکل ۴-۴** نشان داده شده‌است. داده‌های وارد شده به برنامه شامل سند مرجع آیین‌نامه طراحی ( $ASCE 7-10$ )، عنوان گزارش، تیپ خاک، طبقه بندی خطر و طول و عرض جغرافیایی سایت می‌باشد. هنگام استفاده از طول و عرض جغرافیایی، به یاد داشتن این نکته ضروری است که مقادیر طول جغرافیایی می‌بایست به صورت عددی منفی وارد شود (زیرا سایت در غرب نصف النهار مبدأ قرار دارد). برنامه  $USGS$  همچنین قابلیت محاسبه فاکتورهای تیپ خاک  $F_a$  و  $F_v$  و در نتیجه آن مقادیر شتاب طراحی  $S_{DS}$  و  $S_{D1}$  را دارا می‌باشد. نمودار طیف پاسخ طراحی (شکل ۴-۱۱،۴) همچنین با فرمت‌های گوناگونی در این برنامه قابل دسترس است.

استفاده از محاسب لرزه‌ای  $USGS$  برای مثال فوق‌الذکر در مرکز شهر *Georgia Savannah* به تصویر کشیده شده‌است. مقدار طول و عرض جغرافیایی برای تیپ خاک  $D$  نزدیک تقاطع خیابان *Anderson* و خیابان *East Broad* به صورت زیر است:

$$\text{درجه } 32,06 = \text{عرض جغرافیایی، درجه } 81,09 - \text{طول جغرافیایی}$$





شکل ۴-۶ صفحه اصلی از محاسب لرزه‌های USGS شکل ۵-۶ پارامترهای لرزه ای به دست آمده با استفاده از محاسب لرزه‌های USGS

این مقادیر نزدیک به مقادیری است که به صورت دستی به دست آمد. این نتیجه قابل پیش بینی می‌باشد. به کارگیری محاسب بسیار ساده‌تر از روش دستی بوده و کمتر در معرض خطا می‌باشد، لذا به صورت کلی ترجیح داده می‌شود.

مثال ۵: توسعه یک طیف پاسخ الاستیک

در این مثال، یک طیف پاسخ الاستیک برای سایتی واقع در *Georgia, Savannah* تولید شده‌است. یک طیف پاسخ الاستیک به صورت مستقیم در روش تحلیل طیف پاسخ مودال (بخش ۱۲،۹) و به عنوان پایه‌ای برای مقیاس نمودن زمین لرزه در تحلیل تاریخچه پاسخ (فصل ۱۶)، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

این مثال از همان محل *Georgia, Savannah* که در مثال ۴ عنوان شده‌بود، استفاده می‌کند. این سایت واقع در مرکز شهر *Savannah* بوده و دارای تپ خاک  $D$  می‌باشد. پارامترهای اولیه زمین لرزه که با استفاده از محاسب لرزه‌های USGS به دست آمده‌اند، عبارتند از:

$$\begin{aligned} S_S &= 0,313 \text{ g} & S_1 &= 0,120 \text{ g} \\ F_a &= 1,55 & F_v &= 2,32 \\ S_{MS} &= 0,484 \text{ g} & S_{M1} &= 0,279 \text{ g} \\ S_{DS} &= 0,323 \text{ g} & S_{D1} &= 0,186 \text{ g} \end{aligned}$$

شکل اولیه طیف پاسخ طراحی در شکل ۱-۱۱،۴ از  $ASCE$  ۷ نشان داده شده‌است. این طیف دارای ۴ شاخه می‌باشد:

۱. بخشی به صورت خط مستقیم و صعودی بین  $T = 0$  و  $T = T$ . (معادله ۵-۱۱،۴)،

۲. بخشی با شتاب ثابت بین  $T = T$  و  $T = T_S$  ( $S_a = S_{DS}$ ).

۳. ناحیه‌ای با "سرعت ثابت" و نزولی بین  $T = T_S$  و  $T = T_L$  (معادله ۶-۱۱،۴)، و

۴. ناحیه‌ای با "تغییر مکان ثابت" بعد از  $T_L$  (معادله ۷-۱۱،۴).

این ۴ شاخه از طیف توسط شتاب‌های طیفی سطح طراحی  $S_{DS}$  و  $S_{D1}$  از طریق معادله ۵-۱۱،۴ که اولین شاخه طیف را توصیف می‌کند و توسط "پریود انتقال پریود طولانی"  $T_L$  که از نقشه‌های کاتنور شکل ۱۲-۲۲ تا ۱۶-۲۲ به دست می‌آید، کنترل می‌شود. انتقال پریود طولانی برای *Savannah* که از شکل ۱۲-۲۲ به دست می‌آید، برابر  $8s$  است. چنان پریود طولانی و بزرگی تنها برای ساختمان‌های بلند یا بسیار انعطاف‌پذیر و یا برای حرکت مایعات در مخازن به کار می‌رود.

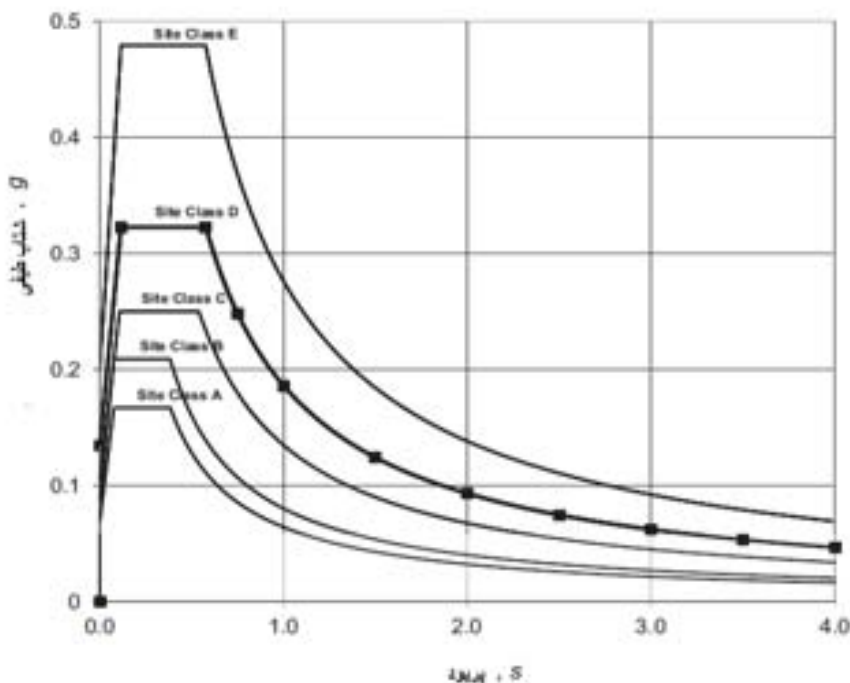
پریودهای انتقالی دیگر  $T$  و  $T_S$  طبق بخش ۵، ۱۱،۴،۵ به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$T_S = S_{D1}/S_{DS} = 0,186/0,323 = 0,576 s$$

$$T = 0,2T_S = 0,115 s$$

شتاب طیفی در  $T = 0$  توسط معادله ۵-۱۱،۴ به دست می‌آید. هنگامیکه  $T = 0$  باشد، این معادله شتابی برابر  $0,4(S)$  تولید می‌کند. این نتیجه، تقریبی از شتاب بیشینه زمین در سطح طراحی می‌باشد. مقادیر دقیق‌تر شتاب بیشینه زمین می‌تواند در اشکال ۷-۲۲ تا ۱۱-۲۲ ملاحظه شود.

طیف پاسخ کامل برای تیپ خاک  $D$  در *Savannah* با خطی ضخیم در شکل ۱- $G5$  رسم شده است. این طیف برای حداکثر پریود  $0,4s$  ترسیم شده و در نتیجه شاخه با "تغییر مکان ثابت" بر روی نمودار نشان داده نشده است. طیف پاسخ برای به‌کارگیری در یک برنامه کامپیوتری معمولاً در جدولی به صورت مقادیر پریود-شتاب، نشان داده می‌شود. در بعضی موارد، این طیف به صورت خودکار با استفاده مقادیر  $S_{DS}$  و  $S_{D1}$  تولید می‌شود.



شکل ۱- $G5$  طیف پاسخ طراحی الاستیک ( $R = 1, I_e = 1$ ) برای تیپ‌های خاک مختلف که در آن  $S_S = 0,313 g$  و  $S_1 = 0,120 g$  می‌باشد.

جدول G5-1 مقادیر شتاب طیفی ( $R = 1, I_e = 1$ ) برای مکانی با تیپ خاک *D* در *Savannah Georgia* ،

امداد $T, s$	شتاب طیفی $S_a (g)$
0	0.134
0.115 ( $T_0$ )	0.323
0.576 ( $T_1$ )	0.323
0.65	0.286
0.75	0.248
1.00	0.186
1.50	0.124
2.00	0.093
2.50	0.074
3.00	0.062
3.50	0.053
4.00	0.047

جدول G5-2 پارامترهای طیف پاسخ طراحی الاستیک ( $R = 1, I_e = 1$ ) برای دسته‌های گوناگون سایت که در آن  $S_s = 0.313 g$ ،  $S_1 = 0.12 g$  می‌باشد

تیپ خاک	$F_a$	$F_v$	$S_{DS} (g)$	$S_{D1} (g)$
A	0.80	0.80	0.167	0.064
B	1.00	1.00	0.209	0.080
C	1.20	1.68	0.251	0.135
D	1.55	2.32	0.323	0.186
E	2.30	3.44	0.479	0.276

مهم است که هنگام تهیه جدول از روی مقادیر طیفی، وضوح کافی در بخش‌های منحنی فراهم شود. مقادیر طیفی مجزا برای سایت *Savannah* در جدول G5-1 آورده شده‌است. این نقاط هم چنین توسط نمادهای مربعی بر روی طیف تیپ خاک *D* در شکل G5-1 نشان داده شده‌اند. تشخیص این نکته ضروری است که طیف پاسخ الاستیک توسعه یافته در این مثال، توسط ضریب اهمیت  $I_e$  و یا ضریب اصلاح پاسخ  $R$  تعدیل نشده‌است. استفاده از این پارامترها و پارامتر تشدید خیز  $C_d$  در بخش ۱۲.۹.۲ از *ASCE 7* توصیه شده‌است. طیف پاسخ تنها به منظور گویا بودن، در شکل G5-1 برای تیپ‌های خاک *A, B, C* و *E* هم نشان داده شده‌است. پارامترهای مورد استفاده برای رسم این منحنی در جدول G5-2 نشان داده شده‌است. شکل G5-1 نشان می‌دهد که تیپ خاک می‌تواند اثر عمیقی بر سطحی از شتاب زمین که سازه می‌بایست برای آن طراحی شود، داشته‌باشد. در مورد مثال داده شده،  $S_{DS}$  برای تیپ خاک *D*، ۱.۵۵ برابر مقدار متناظر برای حالتی است که تیپ خاک برابر *B* باشد. هنگامی که تیپ خاک از *B* به *D* تغییر می‌کند،  $S_{D1}$  به اندازه ۲.۳۲ برابر افزایش می‌یابد.

مثال ۶: مقیاس سازی زمین لرزه برای تحلیل تاریخچه پاسخ

فصل ۱۶ از ASCE ۷ مقررات لازم را برای انجام یک تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی در اختیار قرار می‌دهد. از جمله اجزای اصلی در چنین تحلیلی، انتخاب مجموعه‌ای مناسب از زمین لرزه‌ها و مقیاس سازی آن‌ها می‌باشد. تمرکز این مثال بر روش مقیاس سازی بوده و تنها پیش‌زمینه حداقلی از فرآیند انتخاب زمین لرزه را دربرمی‌گیرد. روش‌های مقیاس سازی برای تحلیل دوبعدی (۲D) و سه بعدی (۳D) نشان داده شده‌است. مقیاس سازی برای تحلیل دوبعدی در مثال ۲۱ که در آن یک تحلیل تاریخچه پاسخ مودال برای یک قاب خمشی ساده انجام شده، به کار رفته‌است.

روش مقیاس سازی در مورد ساختمانی در *Georgia, Savannah* به کار رفته‌است. این ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای C قرار داشته و بر روی خاک تیپ D واقع است. این سایت در محدوده ۱۰ کیلومتری هیچ گسل شناخته شده‌ای قرار ندارد. لذا تنها زلزله‌های دور از گسل در نظر گرفته شده‌اند.

شتاب‌های طیفی سطح طراحی (مراجعه شود به بخش ۱۱،۴،۴) به صورت زیر می‌باشند:

$$S_{DS} = 0,323 g$$

$$S_{D1} = 0,186 g$$

روش مقیاس سازی برای تحلیل ۲D و ۳D نشان داده شده‌است.

### انتخاب زمین لرزه‌ها

بخش‌های ۱۶،۱،۳،۲ و ۱۶،۱،۳،۱ به ترتیب انتخاب زمین لرزه و مقیاس سازی برای تحلیل ۲D و ۳D را پوشش می‌دهند. در هر دو مورد، زمین لرزه‌ها می‌بایست از رکوردهای واقعی انتخاب شده و باید دارای بزرگا، فاصله تا گسل و مکانیزم گسلی سازگار با مواردی باشند که بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده را کنترل می‌کنند.

منابع مختلفی از زمین لرزه‌های ثبت شده وجود دارد. برای این مثال، مجموعه رکورد *NGA* که توسط *PEER* تهیه شده، به کار رفته‌است. این مجموعه رکورد، نسخه به روزرسانی شده پایگاه داده‌های زمین لرزه قوی *PEER* می‌باشد. رکوردهای *NGA* در وبسایت <http://peer.berkeley.edu/nga> موجود می‌باشند. این وبسایت دارای موتور جستجویی است که این امکان را برای کاربر فراهم می‌آورد تا زمین لرزه‌ها را بر اساس نام (مثلاً *Northridge*) محدوده بزرگا، و فاصله جستجو کند. هر مجموعه رکورد زمین لرزه شامل دو رکورد افقی و یک رکورد شتاب قائم می‌باشد. رکورد قائم عموماً برای تحلیل مورد استفاده قرار نمی‌گیرد. هنگام آماده سازی این مثال، پایگاه داده‌های *PEER NGA* حاوی بیش از ۳۵۰۰ مجموعه رکورد بود. ضمیمه C از این راهنما، اطلاعات اضافی در مورد استفاده از وبسایت و پایگاه داده‌های *PEER NGA* در اختیار قرار می‌دهد.

بخش ۱۶،۱،۴ از ASCE ۷ مقرر می‌دارد که نیاز به به کارگیری حداقل ۳ مجموعه رکورد در هر تحلیل می‌باشد. در صورتی که کمتر از هفت مجموعه رکورد مورد استفاده قرار گیرد، پارامترهای پاسخ که برای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند، مقادیر پیشینه‌ای هستند که از تمامی تحلیل‌ها به دست آمده‌اند. در صورتی که هفت یا بیش از هفت رکورد مورد استفاده قرار گرفته‌باشد، طراحی می‌تواند بر اساس مقادیر میانگین به دست آمده از تحلیل انجام شود. به دلیل وجود این بند، احتمالاً استفاده از هفت یا بیش از هفت زمین لرزه تا حدود زیادی مفید باشد. با این حال برای حفظ سادگی در این مثال تنها سه دسته زمین لرزه به کار رفته است.

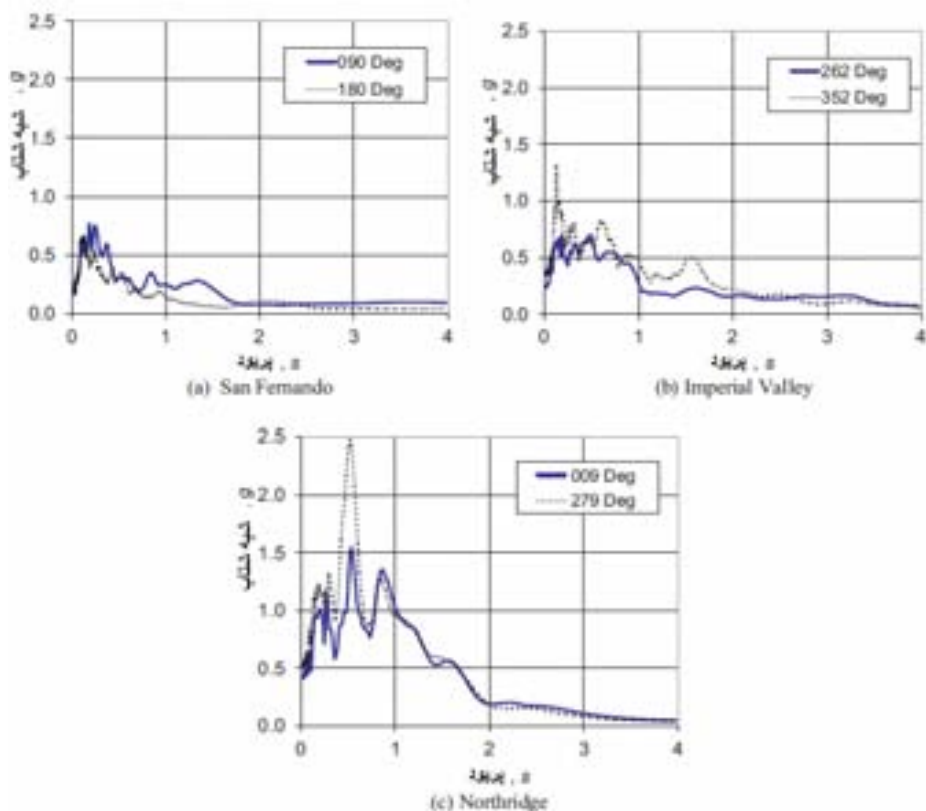
زمین لرزه‌های انتخاب شده برای این تحلیل در جدول ۱-G۶ و پارامترهای زمین‌لرزه در جدول ۲-G۶ نشان داده شده‌اند. به دلیل آن که فاصله مرکز کانونی زلزله تا سطح زمین بیش از  $10\text{ km}$  است، هریک از این زمین‌لرزه‌ها به صورت رکورد دور از گسل لحاظ شده‌اند.

جدول ۱-G۶ مجموعه رکوردهای مورد استفاده برای تحلیل

زلزله	شماره PEER NGA	سال	بزرگی	بند خاک ۷ ASCE	نوع گسل	فاصله مرکز کانونی زلزله
San Fernando	68	1971	6.6	D	Thrust	39.5
Imperial Valley	169	1979	6.5	D	Strike-slip	33.7
Northridge	953	1994	6.7	D	Thrust	13.3

جدول ۲-G۶ بیشینه مجموعه رکورد

زلزله	مزانفه ۱			مزانفه ۲		
	جهت (deg)	PGA (g)	PGV (in./s)	جهت (deg)	PGA (g)	PGV (in./s)
San Fernando	090	0.210	7.45	180	0.174	5.85
Imperial Valley	262	0.238	10.23	352	0.351	13.00
Northridge	009	0.416	23.2	279	0.516	24.71



شکل ۱-۶ طیف شبه شتاب برای زلزله‌های انتخاب شده

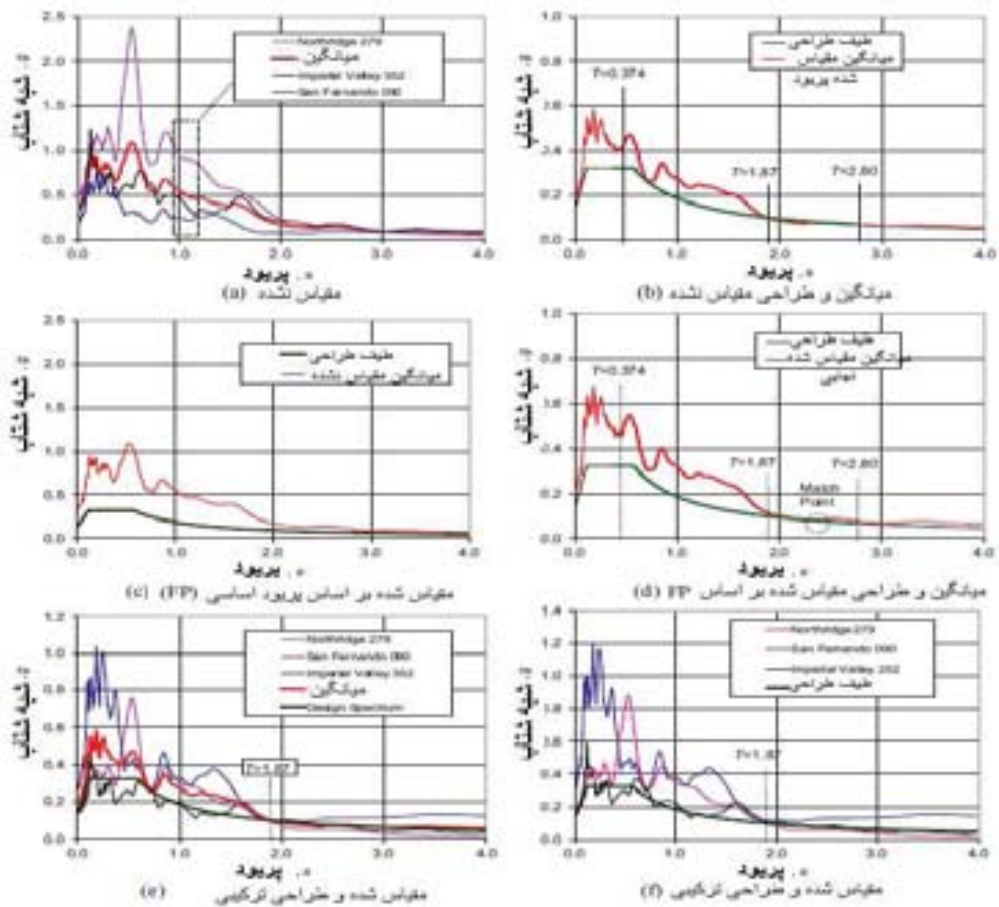
هریک از زمین‌لرزه‌ها بر روی خاک تیپ  $D$  ثبت شده و مکانیزم‌های منبع (نوع گسل) به صورتی هستند که در جدول ۱-۶ نشان داده شده‌است. بزرگای زلزله‌ها در محدوده ۶٫۵ تا ۶٫۷ تا حدودی کمتر از آن چیزی است که می‌توان برای بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده ( $MCE$ )، لحاظ نمود. با این حال تعداد کمی رکورد در سطح  $MCE$  موجود است که این‌ها باید کفایت کند.

طیف پاسخ شبه شتاب با میرائی ۵ درصد برای دو مؤلفه افقی هر زمین‌لرزه در اشکال ۱-۶(a) تا ۱-۶(c) نشان داده شده‌است. این طیف با استفاده از برنامه  $NONLIN$  تولید شده‌است.  $NONLIN$  قادر است فایل‌های پایگاه داده‌های  $PEER$  را در صورتی که به صورت یک فایل متنی با پسوند "nga" (مثلاً  $Northridge.nga$ ) ذخیره شوند، بخواند. بر اساس این طیف‌ها واضح است که رکورد زلزله  $Northridge$  غالب است.

### مقیاس‌سازی برای تحلیل ۲D

برای تحلیل ۲D، قوی‌ترین مؤلفه‌های هر جفت زمین‌لرزه بر حسب شتاب بیشینه زمین، مورد استفاده قرار می‌گیرند. این مؤلفه‌ها به صورت زیر می‌باشند:

- $San\ Fernando$  ۰٫۹۰،
- $Imperial\ Valley$  ۳۵۲، و
- $Northridge$  ۲۷۹.



### شکل ۲-۶-۲ طیف‌های مختلف در نتیجه فرآیند مقیاس‌سازی ۲D زمین لرزه

برای انتخاب مؤلفه مورد استفاده، گزینه‌های دیگری از جمله بیشینه سرعت زمین، شبه شتاب در پیوند اساسی سازه، شکل طیفی یا قضاوت و تجربه تحلیل‌گر قابل استفاده است.

طیف پاسخ شبه شتاب و میانگین طیف برای قوی‌ترین مؤلفه‌ها در شکل (a) ۲-۶-۲ نشان داده شده‌است. بخش ۱۶،۱،۳،۱ مقرر می‌دارد که زمین‌لرزه‌ها "به گونه‌ای مقیاس شود که میانگین مقدار طیف پاسخ با میرایی ۵٪ برای مجموعه‌ای از رکوردها کمتر از طیف پاسخ طراحی برای سایت برای پیوندهایی در محدوده  $T = 0.2$  تا  $T = 1.5$  نباشد".

عموماً پیوند از همان مدل تحلیلی تعیین می‌شود که در نهایت تحت تحلیل تاریخچه پاسخ قرار خواهد گرفت. با فرض آن که هر زمین‌لرزه دارای ضریب مقیاس مختص به خود می‌باشد، تعداد نامحدودی روش برای مقیاس نمودن مجموعه‌ای از زمین‌لرزه‌ها وجود دارد، به گونه‌ای که ضوابط مقیاس‌سازی ۷ ASCE ارضاء شود. در این مثال، یک رویکرد دو مرحله‌ای برای مقیاس‌سازی به کار رفته‌است که مزیت آن تولید مجموعه‌ای منحصر به فرد از ضرایب مقیاس‌سازی برای مجموعه مشخصی از رکوردهای زلزله‌هاست.

## گام ۱:

هر زمین لرزه را به گونه‌ای مقیاس نمایید که دارای شتاب طیفی یکسانی با طیف طراحی در پرپود اساسی ارتعاش سازه گردد. در نتیجه این گام، ضریب مقیاس سازی  $FP_i$  مختلفی برای هر زمین لرزه  $i$  به دست خواهد آمد.  $FP$  نشان‌دهنده زمین لرزه‌های مقیاس شده بر اساس پرپود اساسی می‌باشد.

## گام ۲:

ضریب مقیاس‌سازی دیگری به نام  $S$  برای ضریب مقیاس‌سازی مجموعه، به هر زمین لرزه  $FP$  به گونه‌ای اعمال می‌شود که ضوابط مقیاس‌سازی  $ASCE 7$  ارضاء گردد. ضریب مقیاس ترکیبی  $C_i$  برای هر زمین لرزه  $i$  برابر  $FP_i$  می‌باشد. این رویکرد در مورد سازه قاب خمشی مثال‌های ۲۰ و ۲۱ که پرپود ارتعاشی برابر  $S = 1.87$  دارند، اعمال شده‌است.

**شکل (a) ۲-۶G** طیف مقیاس نشده برای هر زمین لرزه و طیف میانگین را نشان می‌دهد. شماره نشان داده شده بعد از زمین لرزه در قسمت توضیح علائم (مثلاً ۲۷۹ بعد از *Northridge*) جهت قطب نمای زمین لرزه می‌باشد. مستطیل خط چین در  $S = 1.0$ ، طیف زمین نشان داده شده در نمودار را با شناسه زمین لرزه در قسمت توضیح علائم، همبسته می‌سازد. برای مثال، زلزله *Northridge* در قسمت فوقانی بخش توضیح علائم بوده و همچنین بالاترین منحنی در مستطیل خط چین می‌باشد. طیف میانگین مقیاس نشده و طیف طراحی (بخش ۱۱،۴،۵ از  $ASCE 7$ ) در **شکل (b) ۲-۶G** نشان داده شده است. از این منحنی مشخص است که در تمامی پرپودها، طیف زمین لرزه میانگین در بالای طیف طراحی قرار می‌گیرد.

مقدار طیفی در  $S = 1.87$  برای طیف طراحی و برای هریک از طیف‌های زمین لرزه در زیر نشان داده شده است. ضریب  $FP$  برای هر زمین لرزه نیز نشان داده شده‌است. با اعمال این ضرایب مقیاس‌سازی به زمین لرزه ها، طیف به دست آمده دارای مقدار مشترک  $g = 0.994$  در  $S = 1.87$  خواهد بود. این نتیجه در **شکل (c) ۲-۶G** نشان داده شده‌است. میانگین طیف  $FP$  به همراه طیف طراحی در **شکل (d) ۲-۶G** نشان داده شده‌است.

طیف طراحی:  $0.994 g$

$$FP_1 = 0.994 / 0.745 = 1.333 \quad \text{San Fernando}$$

$$FP_2 = 0.994 / 0.249 = 0.399 \quad \text{Imperial Valley}$$

$$FP_3 = 0.994 / 0.326 = 0.305 \quad \text{Northridge}$$

ضریب مقیاس  $S$  که در آن  $S$  به طیف اشاره دارد، به گونه ای تعیین می‌شود که در محدوده  $T = 0.2$  تا  $T = 1.5$  هیچ مقدار طیفی در طیف زمین لرزه مقیاس شده ترکیبی، پایین تر از طیف طراحی قرار نگیرد. این محدوده با  $S = 1.87$  برابر  $0.374$  تا  $S = 2.81$  می‌باشد. ضریب مقیاس  $S$  مورد نیاز برابر  $1.181$  می‌باشد. همانطور که در **شکل ۲-۶G (d)** ملاحظه می‌شود، نقطه تلاقی (در درون دایره خط چین کوچک) در پرپود تقریبی  $S = 2.3$  اتفاق افتاده‌است. ضرایب مقیاس‌سازی نهایی برای هر زمین لرزه به صورت زیر می‌باشد:

$$C_1 = 1.333 \times 1.181 = 1.575, \quad \text{San Fernando}$$

$$C_2 = 0.399 \times 1.181 = 0.471, \quad \text{Imperial Valley}$$

$$C_3 = 0.305 \times 1.181 = 0.360 \quad \text{Northridge}$$



**شکل (f) ۲-۶G** زمین لرزه‌های مقیاس شده با  $C$  را به همراه طیف طراحی نشان می‌دهد. مقادیر شبه شتاب در پریود اساسی ارتعاش سازه  $S$  ۱,۸۷، کمی بیش از مقادیر متناظر در طیف هدف می‌باشد. اما مقادیر شبه شتاب در پریودهای کوچکتر در طیف مقیاس شده، به طرز قابل ملاحظه ای بزرگتر از مقادیر متناظر در طیف هدف است. بنابراین به نظر می‌رسد که روش مقیاس‌سازی منجر به زمین‌لرزه‌های منفردی شده‌است که نسبت به آن چه توسط طیف طراحی دلالت دارد، در موده‌های بالاتر بسیار قوی‌تر می‌باشند.

### مقیاس‌سازی برای تحلیل ۳D

مقررات مقیاس‌سازی زمین‌لرزه برای تحلیل ۳D در بخش ۱۶,۱,۳,۲ آمده‌است. روش مقیاس‌سازی به جز استثنائات زیر، مشابه با چیزی می‌باشد که در تحلیل ۲D بیان شد:

۱. برای هر زلزله موجود در مجموعه، جذر مجموع مربعات ( $SRSS$ ) طیف برای هر جفت مؤلفه افقی محاسبه می‌شود. هنگام محاسبه  $SRSS$ ، زمین‌لرزه ثبت شده بدون ضریب مقیاس‌سازی مورد استفاده قرار می‌گیرد.
  ۲. ضرایب مقیاس‌سازی منفرد به گونه‌ای به طیف  $SRSS$  اعمال می‌شوند که میانگین طیف  $SRSS$  مقیاس شده، پایین‌تر از ۱,۰ برابر طیف طراحی برای هیچ پریودی بین  $T$  ۰,۲ و  $T$  ۱,۵ قرار نگیرد.
- با توجه به نکته ۲ عموماً پریود  $T$  در دو جهت متعامد، متفاوت بوده و بنابراین ضرایب مقیاس در دو جهت، مختلف خواهند بود.<sup>۱</sup> انتخاب دو پریود برای تحلیل ۳D برای ساختمان‌هایی که در آن‌ها پاسخ جانبی و پیچشی به شدت کوپل شده‌اند، ممکن است چندان ساده نباشد.

روش مقیاس‌سازی برای ساختمانی با پریود ارتعاش  $S$  ۱,۵ به صورتی که در ادامه آمده‌است، به تصویر کشیده شده‌است. مانند روش ۲D برای هر زلزله دو ضریب مقیاس‌سازی تعیین شده‌است: یک ضریب مقیاس پریود اساسی  $F_{Pi}$ ، که برای هر زلزله منحصر به فرد است و یک ضریب مقیاس مجموعه  $S$ ، که برای تمامی زلزله‌ها مشترک است. ضرب این دو ضریب مقیاس، ضریب مقیاس ترکیبی  $S_i$  را به دست می‌دهد.

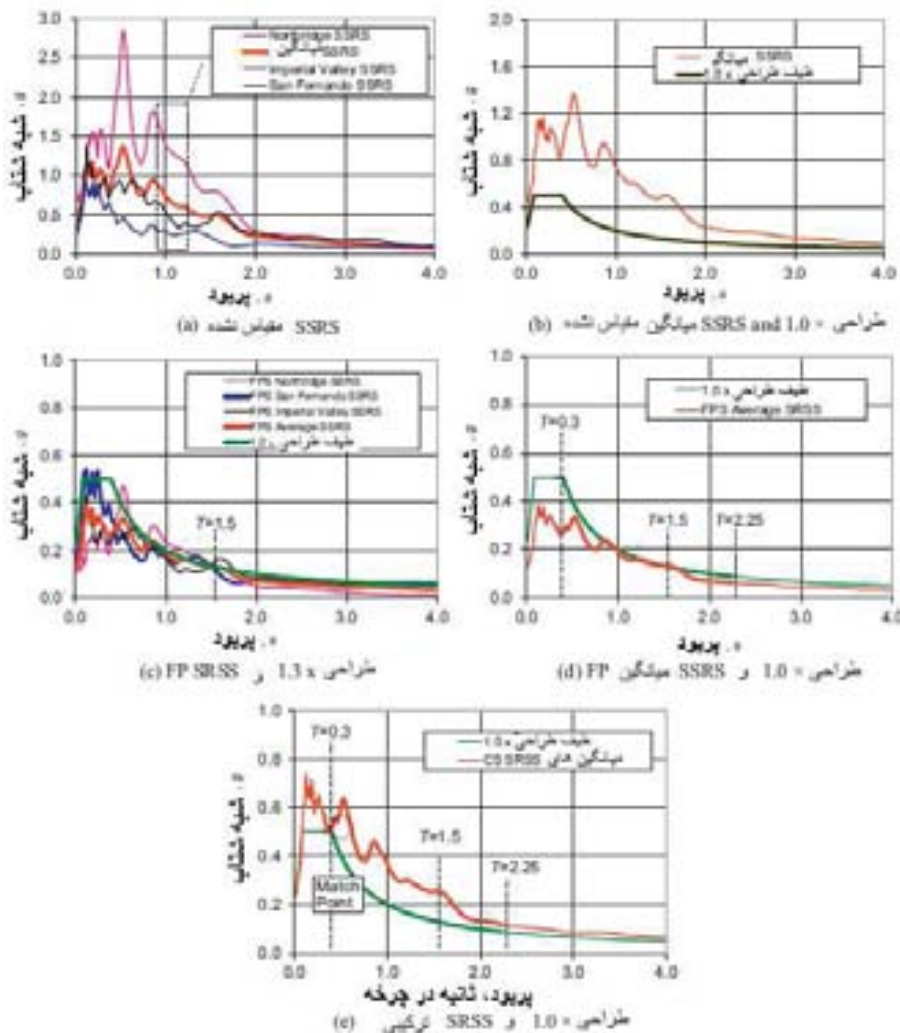
سازه در این مثال در کالیفرنیا جنوبی بر روی خاک نوع  $D$  قرار گرفته‌است. پریود ارتعاش برابر ۱,۵ ثانیه در هر جهت در نظر گرفته شده‌است. شتاب‌های طیفی سطح طراحی (بخش ۱۱,۴,۴) به صورت زیر می‌باشند:

$$S_{DS} = 0,323 g \text{ و}$$

$$S_{D1} = 0,186 g.$$

$SRSS$  جفت‌های زمین‌لرزه و میانگین  $SRSS$  در **شکل (a) ۳-۶G** نشان داده شده‌است. میانگین طیف  $SRSS$  به همراه ۱,۰ برابر طیف طراحی در **شکل (b) ۳-۶G** نشان داده شده است. اولین گام در فرآیند طراحی، مقیاس نمودن هر  $SRSS$  به گونه‌ای است که شتاب طیفی در پریود اساسی سازه منطبق بر ۱,۰ برابر طیف طراحی در همان پریود گردد.

<sup>۱</sup> داشتن ضرایب مقیاس مختلف در دو جهت مختلف منطقی نبوده و تفسیر متفاوتی از مقررات ASCE ۷ ضروری است. یک رویکرد برای بررسی پریودهای مختلف در جهات گوناگون، انتخاب محدوده مقیاس‌سازی به صورت  $T_{small}$  ۰,۲ تا  $T_{large}$  ۱,۵ می‌باشد که در آن  $T_{small}$  و  $T_{large}$  کوچکترین و بزرگترین دو پریود اساسی اولیه ارتعاش می‌باشند. رویکرد دیگر می‌تواند انتخاب محدوده مقیاس‌سازی به صورت  $T_{avg}$  ۰,۲ تا  $T_{avg}$  ۱,۵ باشد که در آن  $T_{avg}$  میانگین دو پریود است.



شکل ۳-۶ طیف‌های مختلف ناشی از فرآیند مقیاس‌سازی ۳D زمین‌لرزه

مقدار طیفی در  $T = 1.87$  ثانیه برابر  $g = 0.134$  می‌باشد. ضرایب مقیاس مناسب به صورت زیر تعیین شده‌اند:

$g = 0.134$ : طیف طراحی  $\times 1.0$

$San\ Fernando\ SRSS$ :  $g = 0.223$   $F_{P1} = 0.134/0.223 = 0.600$

$Imperial\ Valley\ SRSS$ :  $g = 0.428$   $F_{P2} = 0.134/0.428 = 0.313$  و

$Northridge\ SRSS$ :  $g = 0.797$   $F_{P3} = 0.134/0.797 = 0.168$

طیف  $FS$  به همراه  $1.0$  برابر طیف طراحی در شکل (c) ۳-۶ و میانگین طیف  $FS$  به همراه طیف طراحی در شکل (d) ۳-۶ نشان داده شده‌است. شکل (d) ۳-۶ هم چنین محدوده پرورد را که ضریب مقیاس  $S$  می‌بایست در آن تعیین شود، نشان می‌دهد.

ضریب مقیاس  $S$  به گونه‌ای محاسبه می‌شود که هیچ مقدار طیفی در طیف زلزله  $SRSS$  مقیاس شده میانگین ترکیبی، پایین‌تر از  $1.0$  برابر طیف طراحی در محدوده پریود  $T = 0.2$  تا  $T = 1.5$  قرار نگیرد. ضریب مقیاس  $S$  مورد نیاز برابر  $1.896$  می‌باشد. همانطور که در شکل  $(e)$   $3-6G$  دیده می‌شود، نقطه تلاقی کنترل کننده در پریودی تقریباً برابر با  $S = 0.36$  اتفاق می‌افتد. ضرایب مقیاس نهایی برای هر زمین‌لرزه به صورت زیر می‌باشند:

$$\text{San Fernando SRSS: } C_1 = 0.600 \times 1.896 = 1.138,$$

$$\text{Imperial Valley SRSS: } C_2 = 0.313 \times 1.896 = 0.593, \text{ and}$$

$$\text{Northridge SRSS: } C_3 = 0.168 \times 1.896 = 0.318.$$

ضریب مقیاس یکسانی (یعنی  $1.138$  برای *San Fernando*) به هر مؤلفه زمین‌لرزه اعمال شده و دو مؤلفه مقیاس شده به صورت هم زمان در تحلیل به کار گرفته می‌شوند. مقیاس سازی  $3D$  نیز مانند مقیاس سازی  $2D$  منجر به مقادیر طیفی بسیار تشدید یافته در محدوده پریود اساسی سازه  $1.5s$  می‌گردد.

### نظرات در مورد مقیاس سازی زمین لرزه

این مثال تنها یک تفسیر (تفسیر نویسنده) از مقررات  $ASCE 7$  در مورد مقیاس سازی زمین لرزه را نشان داده‌است. هر تحلیل‌گری که از روش گفته شده استفاده کند، همان مجموعه ضرایب مقیاس سازی را برای آن مجموعه زمین لرزه به دست می‌آورد. این نتیجه به دلیل گام میانی که در آن ضرایب مقیاس  $F_p$  به کار رفته، اتفاق می‌افتد.  $ASCE 7$  این ضابطه را قرار نداده و به همین دلیل ممکن است هنگام استفاده از روش  $ASCE 7$  بدون مقیاس سازی  $FP$ ، تحلیل گران مختلف ضرایب مقیاس زمین لرزه مختلفی به دست آورند.

مقیاس سازی  $2D$  و  $3D$  برای سازه‌ای با پریود  $S = 1.5$ ، ضرایب مقیاس نهایی را با مقادیر شبه شتاب بسیار تشدید یافته در پریود اساسی سازه تولید کرد. این نتیجه به این دلیل اتفاق می‌افتد که مقیاس سازی  $S$  توسط بخشی از طیف در محدوده  $0.3$  تا  $0.4$  کنترل شده‌بود. ضرایب تشدید احتمالاً در صورت به کارگیری بیش از سه زمین لرزه در تحلیل، تا حدودی کمتر به دست می‌آمدند. زیرا در این صورت با افزایش تعداد زمین لرزه‌ها، طیف زمین لرزه میانگین هموارتر می‌شد. البته می‌توان با انتخاب زمین لرزه‌های دیگری، ضرایب مقیاس مطلوب‌تری به دست آورد. پیدا کردن سه تا هفت زمین لرزه که طیف میانگین برای آن‌ها شبیه طیف طراحی در محدوده پریود  $0.2$  تا  $1.5$  برابر پریود اساسی باشد، با مقداری تلاش ممکن است. به عنوان نکته آخر، انتخاب زمین لرزه و مقیاس سازی بخشی از فرآیندی پیچیده بوده و نمی‌بایست بدون کمک از مهندس زلزله شناس مجرب انجام شود.

### مثال ۷: انتخاب سیستم‌های سازه‌ای

این مثال به بررسی تمامی سیستم‌های فولادی سازه‌ای دوام پذیر برای دو ساختمان در مجموعه‌ای اداری می‌پردازد. این ساختمان‌ها دارای طرح پلان یکسانی بوده اما ارتفاع‌های مختلفی دارند. یک ساختمان،  $10$  طبقه و ساختمان دیگر  $4$  طبقه می‌باشد. در انتهای این مثال نظراتی در مورد سیستم‌های دیوار باربر آورده شده‌است.

بهترین سیستم سازه‌ای برای یک ساختمان مشخص به فاکتورهای زیادی از جمله الزامات معماری و عملکردی، نیروی کار، ساخت و هزینه‌های ساخت و ساز بستگی دارد. این مسائل به اندازه‌ای متغیر هستند که قابل بررسی در این راهنما نمی‌باشند. ملاحظه دیگری در انتخاب سیستم آن است که  $ASCE 7$  محدودیت‌های سختگیرانه‌ای بر روی

نوع و ارتفاع سیستم سازه‌ای که می‌تواند برای طراحی مقاوم لرزه‌ای به کار رود، قرار داده‌است. در این مثال به بررسی این محدودیت‌ها پرداخته می‌شود.

بخش ۱۲،۲،۱ به همراه جدول ۱-۱۲،۲ قوانین اصلی برای انتخاب سیستم‌های مقاوم در برابر بار لرزه‌ای را در اختیار قرار می‌دهد. جدول ۱-۱۲،۲ به دسته‌های گسترده‌ای از جمله سیستم‌های دیوار باربر، سیستم‌های قاب ساختمانی و سیستم‌های دوگانه تقسیم شده و انواع سیستم در هر طبقه آمده است. محدودیت‌هایی در مورد استفاده از هر سیستم بر حسب طبقه بندی طرح لرزه‌ای ( $SDC$ ) و ارتفاع مقرر شده‌است. به عنوان مثال، قاب‌های مهاربندی شده هم محور فولادی معمولی (سیستم ۳ در دسته سیستم‌های قاب ساختمانی) در  $SDC F$  مجاز نیستند ( $NP$ ) و تنها تا ارتفاع‌های  $35 \text{ ft}$  در  $SDC D$  و  $E$  مجاز بوده و بدون هیچ محدودیت ارتفاع ( $NL$ ) در  $SDC B$  و  $C$  مجاز هستند. برای هر سیستم، سه پارامتر طراحی مشخص شده‌است:

- ضریب اصلاح پاسخ  $R$
- ضریب اضافه مقاومت سیستم  $\Omega_o$  و
- ضریب تشدید خیز  $C_d$ .

در حالیکه هر یک از این پارامترها شرایط اقتصادی سیستم را تحت تأثیر قرار می‌دهد، با این حال تأثیرگذارترین فاکتور،  $R$  می‌باشد؛ زیرا برش پایه طراحی از طریق ضریب پاسخ لرزه‌ای  $C_s$ ، به صورت معکوس با این پارامتر متناسب می‌باشد. این ضریب در بخش ۱۲،۸ مشخص شده‌است. اساساً دو مجموعه از معادلات  $C_s$  وجود دارد. اولین مجموعه از این معادلات که توسط روابط ۲-۱۲،۸، ۳-۱۲،۸ و ۴-۱۲،۸ داده می‌شود، معرف سه شاخه از طیف پاسخ طراحی غیر الاستیک می‌باشد. هر معادله شامل  $R$  در مخرج کسر می‌باشد، لذا به نظر می‌رسد که مقادیر بزرگ‌تر  $R$  منجر به مقادیر کوچک‌تر برش پایه طراحی می‌گردند.

دومین دسته از معادلات، مقادیر حداقل را برای  $C_s$  به دست می‌دهند. اولین این‌ها یعنی معادله ۵-۱۲،۸ هنگامی به کار می‌رود که شتاب طیف در نقطه تلاقی  $S_1$  کمتر از  $g$  ۰٫۶ باشد. این معادله  $C_s = 0,44SDSIe \geq 0,1$  تابع مستقیمی از  $R$  نمی‌باشد، اما هنگامیکه پیوند اساسی ارتعاش بزرگ‌تر از  $T_S / R$  ۲۲،۷ باشد، معادله ۳-۱۲،۸ را کنترل می‌کند.

برای نشان دادن کاربرد معادلات برش پایه، مثال زیر از ساختمان نشان داده شده در شکل ۱-۱۷ استفاده می‌کند. حالت ۴ طبقه و ۱۰ طبقه ساختمان در نظر گرفته شده‌است. ساختمان ۴ طبقه دارای پلان طبقه و ارتفاع طبقه اول مشابه با مقادیر متناظر در ساختمان بلند تر می‌باشد. طبقه بندی خطر ساختمان بر اساس کاربری ساختمان، برابر  $II$  می‌باشد. این سازه در ناحیه‌ای با لرزه‌خیزی نسبتاً بالا و بر روی خاک تپ  $C$  واقع شده‌است. پارامترهای زمین‌لرزه به صورت زیر می‌باشند:

$$S_S = 0,75 g,$$

$$S_1 = 0,22 g,$$

$$T_L = 6,0 s,$$

$$F_a = 1,1 \text{ (یا جدول ۱-۱۱،۴-۱) یا جدول GA-1 (جدول ۱,۱)},$$

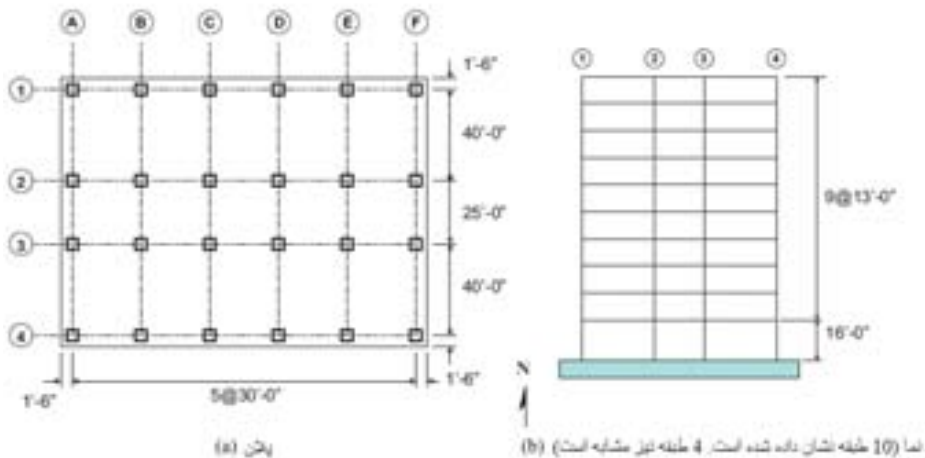
$$F_v = 1,58 \text{ (یا جدول ۱-۱۱،۴-۲) یا جدول GA-2 (جدول 1,58)},$$

$$S_{DS} = (2/3) (1,1) (0,75) = 0,55 g \text{ [(11,4-1) و (11,4-3)],}$$

$$S_{D1} = (2/3) (1,58) (0,22) = 0,23 g \text{ [(11,4-2) و (11,4-4)],}$$

و  $W$  (ساختمان ۱۰ طبقه) =  $۲۲,۰۰۰ \text{ kip}$

$W$  (ساختمان ۴ طبقه) =  $۸,۸۰۰ \text{ kip}$ .



### شکل ۱- GV ساختمان پایه برای مثال‌های مقایسه سیستم

ضریب اهمیت  $I_e$  بر اساس جدول ۱-۲، ۱٫۵ برابر با ۱٫۰ می‌باشد. مطابق با بخش ۱۱٫۶ و جداول ۱-۱۱٫۶ و ۲-۱۱٫۶، SDC ساختمان برابر  $D$  می‌باشد. بازرسی مصالح موجود در سطح محلی و هزینه‌های نیروی کار نشان داده است که سیستم سازه‌ای می‌بایست از فولاد ساخته شود. هر سیستم سازه‌ای می‌تواند به کار گرفته شود، ولیکن ملاحظات سازه‌ای مقرر می‌دارد که هیچ گونه دیوار برشی یا المان مهاربندی قطری در پیرامون ساختمان به کار نرود.

**جداول ۱- GV و ۲- GV** لیست تمامی سیستم‌های سازه‌ای دوام پذیر را به ترتیب برای ساختمان ۱۰ طبقه و ۴ طبقه نشان می‌دهد. این لیست‌ها به صورت مستقیم از جدول ۱-۱۲٫۲ از  $ASCE 7$  گرفته شده‌اند. **جدول ۱- GV** و **۲- GV** هم چنین محدودیت ارتفاع، مقادیر  $R$  سیستم، پیوند ارتعاش سازه  $T = C u T a$ ، ضریب پاسخ لرزه‌ای  $C_s$ ، برش پایه طراحی  $V$  و مقدار  $R$  مؤثر که در ادامه در این مثال تعریف می‌شود، را در بردارند. مقادیر  $C_s$  به صورتی که با استفاده از معادلات ۳-۱۲٫۸ و ۵-۱۲٫۸ محاسبه می‌شوند، داده شده‌اند. پیوند ارتعاش  $T = C u T a$  با  $C u = ۱,۴۷$  برای تمامی سیستم‌ها در نظر گرفته شده‌است.  $T a$  بر پایه معادله ۷-۱۲٫۸ و جدول ۲-۱۲٫۸ قرار دارد. برش پایه با استفاده از معادله ۱-۱۲٫۸ محاسبه شده‌است:

$$V = C_s W$$

در آیین نامه معادلات مختلفی برای محاسبه  $C_s$  داده شده‌است. معادله ۲-۱۲٫۸ تنها در صورتی به کار می‌رود که پیوند ساختمان کمتر از  $S = 0,۴۱۸$  یا  $S = 0,۲۳/0,۵۵ = 0,۴۱۸$  باشد، که در مورد هیچ‌یک از ساختمان‌های مورد بررسی صادق نمی‌باشد. معادله ۴-۱۲٫۸ نیز به این دلیل قابل استفاده نیست که پیوند هیچ‌یک از دو ساختمان از  $T_L$  که برابر  $S = ۰,۶$  می‌باشد، تجاوز نمی‌کند. به همین ترتیب معادله ۶-۱۲٫۸ به این دلیل به کار نرفته‌است که  $g < 0,۶$  یا  $S < ۱$  می‌باشد. لذا تنها معادلات ۳-۱۲٫۸ و ۵-۱۲٫۸ باقی می‌ماند.

جدول ۱-۱ GV مقایسه سیستم‌های سازه‌ای (ساختمان ۱۰ طبقه)

انباره سیستم	سیستم سازه‌ای	معماری ارتفاع (ft)	$C_d T_p$	$C_s$	$C_s$	$V$	$R_{eff}$
			R (s)	محدوده (12.8-3)	محدوده (12.8-5)	(kip)	
B-1	قاب مهاربندی شده خارج از محور	160	8 1.73	0.0166	<b>0.0242</b>	532	5.5
B-2	قاب مهاربندی شده در محور ویژه	160	6 1.15	<b>0.0333</b>	0.0242	732	6.0
B-25	قاب مهاربندی شده با مهاربند کمناش قاب	160	8 1.73	0.0166	<b>0.0242</b>	532	5.5
B-26	خواب ترکیبی فولادی ویژه	160	7 1.15	<b>0.0285</b>	0.0242	627	7.0
C-1	قاب خمشی فولادی ویژه	عین معماری	8 2.06	0.0140	<b>0.0242</b>	532	4.6
C-2	قاب خمشی خردی فولادی ویژه	160	7 2.06	0.0160	<b>0.0242</b>	532	4.6
D-1	سیستم تیرگانه با EBF فولادی	عین معماری	8 1.15	<b>0.0250</b>	0.0242	550	8.0
D-2	سیستم تیرگانه با CBF فولادی	عین معماری	7 1.15	<b>0.0285</b>	0.0242	627	7.0
D-12	سیستم تیرگانه با BRB	عین معماری	8 1.15	<b>0.0250</b>	0.0242	550	8.0
D-13	سیستم تیرگانه با خواب ترکیبی فولادی	عین معماری	8 1.15	<b>0.0250</b>	0.0242	550	8.0

توجه: شماره سیستم مشابه آن چیزی است که در جدول ۱-۱۲، ۲-۱ از ۷ ASCE اختصاص داده شده است. فرض شده است که پرپود محاسبه شده برای قاب خمشی خرابی فولادی ویژه برابر با مقدار متناظر برای قاب خمشی استاندارد می‌باشد. EBF: قاب مهاربندی شده خارج از محور؛ CBF: قاب مهاربندی شده هم محور و BRB مهاربند کمناش قاب می‌باشد. مقادیر نوشته شده با خط ضخیم، طراحی را کنترل می‌کنند.

جدول ۲-۱ GV مقایسه سیستم‌های سازه‌ای (ساختمان ۴ طبقه)

انباره سیستم	سیستم سازه‌ای	معماری ارتفاع (ft)	$C_d T_p$	$C_s$	$C_s$	$V$	$R_{eff}$
			R (s)	محدوده (12.8-3)	محدوده (12.8-5)	(kip)	
B-1	قاب مهاربندی شده خارج از محور	160	8 0.89	<b>0.0323</b>	0.0242	284	8
B-2	قاب مهاربندی شده در محور ویژه	160	6 0.59	<b>0.0646</b>	0.0242	568	6
B-25	قاب مهاربندی شده با مهاربند کمناش قاب	160	8 0.89	<b>0.0323</b>	0.0242	284	8
B-26	خواب ترکیبی فولادی ویژه	160	7 0.59	<b>0.0553</b>	0.0242	487	7
C-1	قاب خمشی فولادی ویژه	عین معماری	8 1.02	<b>0.0283</b>	0.0242	249	8
C-2	قاب خمشی خردی فولادی ویژه	160	7 1.02	<b>0.0323</b>	0.0242	285	7
D-1	سیستم تیرگانه با EBF فولادی	عین معماری	8 0.59	<b>0.0484</b>	0.0242	426	8
D-2	سیستم تیرگانه با CBF فولادی	عین معماری	7 0.59	<b>0.0553</b>	0.0242	487	7
D-12	سیستم تیرگانه با BRB	عین معماری	8 0.59	<b>0.0484</b>	0.0242	426	8
D-13	سیستم تیرگانه با خواب ترکیبی فولادی	عین معماری	8 0.59	<b>0.0484</b>	0.0242	426	8

توجه: شماره سیستم مشابه آن چیزی است که در جدول ۱-۱۲، ۲-۱ از ۷ ASCE اختصاص داده شده است. فرض شده است که پرپود محاسبه شده برای قاب خمشی خرابی فولادی ویژه برابر با مقدار متناظر برای قاب خمشی استاندارد می‌باشد. EBF: قاب مهاربندی شده خارج از محور؛ CBF: قاب مهاربندی شده هم محور و BRB مهاربند کمناش قاب می‌باشد. مقادیر نوشته شده با خط ضخیم، طراحی را کنترل می‌کنند.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad ۱۲,۸-۳ \quad \text{معادله}$$

$$C_s = 0.044 S_{Ds} I_e \geq 0.01 \quad ۱۲,۸-۵ \quad \text{معادله}$$

هنگامیکه  $T > T_{MF}$  باشد، معادله ۱۲,۸-۵ کنترل کننده است.  $T_{MF}$  از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_{MF} = 22.7 T_s / R$$

از لحاظ فیزیکی،  $TMF$  برابر با پیرودی است که در آن معادله ۳-۱۲،۸ و ۵-۱۲،۸ مقدار یکسانی برای  $C S$  به دست می‌دهند.

برای ساختمان ۱۰ طبقه،  $C S$  که از معادله ۵-۱۲،۸ به دست می‌آید، برای قاب‌های مهاربندی شده خارج از محور، قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌تاب و قاب‌های خمشی کنترل‌کننده می‌باشد. این نتیجه به دلیل مقادیر بزرگ  $R$  و پیروید ارتعاش نسبتاً طولانی برای چنین سیستم‌هایی اتفاق می‌افتد. معادله ۵-۱۲،۸ برای سیستم‌های دوگانه کنترل‌کننده نمی‌باشد، زیرا این سیستم‌ها که مقادیر  $R$  بزرگی دارند، پیروید ارتعاش نسبتاً کوتاهی دارند.

مقدار  $R$  مؤثر که در ستون ۹ جدول ۱-۱ GV آورده شده، مقدار  $R$  ای است که برش پایه کنترل‌کننده را ایجاد می‌کند. به عنوان مثال برای نخستین سیستم داده شده، برش پایه کنترل‌کننده برابر  $kip$  ۵۳۲ می‌باشد. با استفاده از معادله ۱۲،۸-۱ و ۳-۱۲،۸،  $R_{eff}$  به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$R_{eff} = \frac{S_{D1} I_e W}{VT} = \frac{0.23(1.0)}{532(1.73)} = 5.5$$

$R_{eff}$  تنها در این مثال به کار رفته است و هدف از آن انجام دادن مقایسه می‌باشد. عبارت  $R_{eff}$  در  $ASCE 7$  استفاده نشده است. برای سیستم‌هایی که برش پایه آن‌ها توسط معادله ۵-۱۲،۸ کنترل می‌شود، مقدار  $R$  مؤثر کمتر از مقدار داده شده در جدول (جدول ۱-۱، ۲-۱۲) می‌باشد. برای ساختمان ۴ طبقه، تمامی برش‌های پایه توسط معادله ۸-۱۲،۸ کنترل می‌شود. لذا مقادیر  $R$  مؤثر مشابه با مقادیر جدولی می‌باشد. نکاتی که می‌توان در رابطه با تحلیل‌های نشان داده شده در جداول ۱-۱ GV و ۲-۱ GV مطرح کرد، آن است که برای سیستم‌های با مقادیر  $R$  جدولی بالا و پیرودهای نسبتاً بالا، احتمالاً معادله ۵-۱۲،۸ برش پایه را کنترل کرده و منفعت آشکار مقدار بزرگ  $R$  از بین می‌رود. تحلیل‌ها در جدول ۱-۱ GV و ۲-۱ GV همچنین دربردارنده مفاهیم ضمنی در رابطه با محاسبه تغییر مکان نسبی می‌باشند. این مسئله در مثال ۱۹ بررسی شده است. تفسیر اضافی مربوط به برش پایه حداقل در مثال ۱۸ آورده شده است.

### سیستم‌های قاب فولادی بدون جزئیات ویژه‌ای به منظور مقاومت لرزه‌ای

بخش  $H$  از جدول ۱-۱، ۲-۱ مقادیر طراحی و محدودیت‌های سیستم برای سیستم‌های فولادی بدون جزئیات ویژه‌ای به منظور مقاومت لرزه‌ای را ارائه می‌دهد. چنین سیستم‌هایی می‌توانند با استفاده از مشخصات برای ساختمان‌های فولادی سازه‌ای ( $AISC 2010a$ ) طراحی شده و بر اساس مقررات ضوابط لرزه‌ای برای ساختمان‌های فولادی سازه‌ای ( $AISC 2010b$ ) نباشند. در بعضی موارد سیستم‌های با مقدار  $R = 3$  ممکن است اقتصادی‌تر از سیستم‌های دارای مقادیر بزرگتر  $R$  (مانند قاب‌های خمشی فولادی معمولی با  $R = 3.5$ ) باشند که برای به کارگیری در همان طبقه بندی طرح لرزه‌ای مجاز می‌باشند.

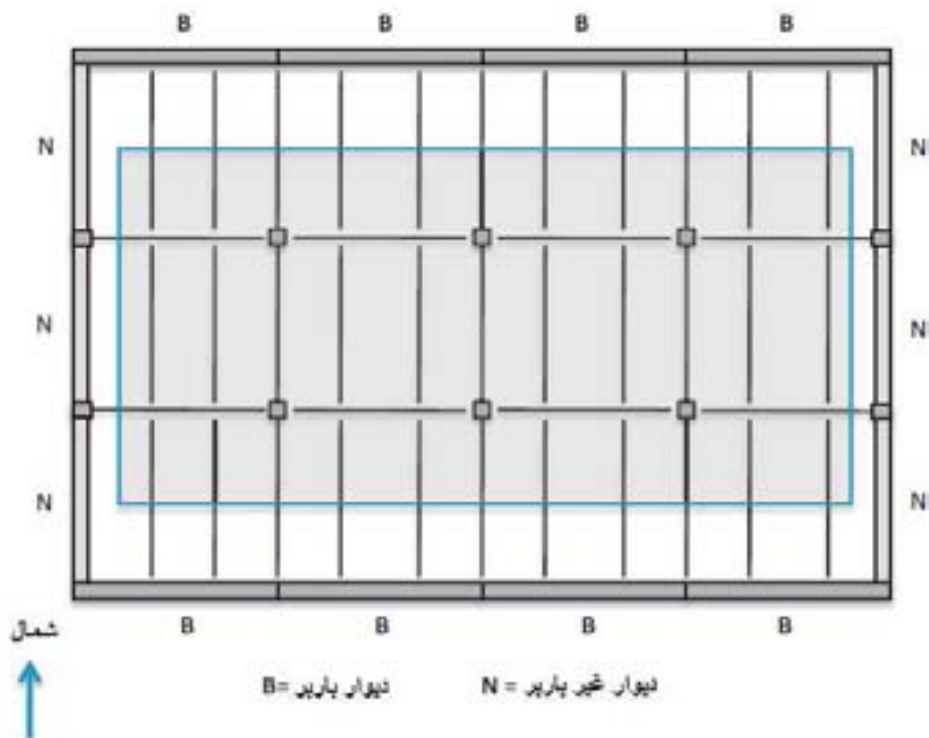
### سیستم‌های دیوار باربر

بخش ۱۱،۲ سیستم‌های دیوار باربر (تحت تعریف ارائه شده برای "دیوار") را به صورت سیستم‌هایی تعریف می‌کند که در آن‌ها دیوارهای باربر، تمام یا بخش عمده بار قائم را تحمل می‌کنند. بخش عمده احتمالاً بیش از ۵۰٪ بار قائم کل خواهد بود. دیوارهای باربر به صورت (۱) یک "دیوار واداری فلزی یا چوبی که بیش از  $100 lb/linear ft$  از بار قائم را به علاوه وزن خودش تحمل می‌کند،" یا (۲) یک "یک دیوار بتنی یا بنایی که بیش از  $200 lb/linear ft$  از



بار قائم را به علاوه وزن خودش تحمل می‌کند." تعریف شده‌اند. با فرض این تعریف، احتمالاً بیشتر دیوارهای سازه‌ای به صورت دیوارهای باربر طبقه بندی شوند.

سیستم نشان داده شده در **شکل ۲-۲** را در نظر بگیرید. این سیستم یک طبقه، دارای دیوارهای بتنی پیش ساخته حول پیرامون خود می‌باشد. قاب بندی بام شامل ستون‌های لوله‌ای داخلی فولادی و تیرهای فولادی و تیرچه‌ها می‌باشد. هم چنین بین دیوارها در نمای شرقی و غربی ساختمان، ستون‌های فولادی وجود داشته و این ستون‌ها، تکیه‌گاه تیرهای فولادی می‌باشند. دیوارهای واقع در سمت شمالی و جنوبی ساختمان که با حرف "B" نشان داده شده‌اند، به وضوح دیوارهای باربر می‌باشند. دیوارهای واقع در سمت شرقی و غربی در صورتی به عنوان دیوار باربر طبقه بندی می‌شوند که بار منتقل شده به این دیوارها از طریق عرشه بام، بیش از  $200 \text{ lb/linear ft}$  (  $2920 \text{ N/linear ft}$  ) باشد. به منظور این مثال، فرض شده است که بار منتقل شده کمتر از  $200 \text{ lb/linear ft}$  (  $2920 \text{ N/linear ft}$  ) بوده و این دیوارها به عنوان دیوارهای باربر منظور نشده‌اند.



### شکل ۲-۲ سیستم دیوار برشی بتنی، طرح ۱: سیستم دیوار غیر باربر

بخشی از بار ثقلی قائم که به وسیله ستون‌ها تحمل می‌شود، توسط ناحیه سایه زده شده در قسمت داخلی سازه نشان داده شده‌است. این ناحیه تقریباً ۶۵٪ کل بار را نشان می‌دهد، بنابراین دیوارهای باربر تنها ۳۵٪ کل بار قائم را تحمل می‌کنند. لذا با توجه به تعریف، چنین سیستمی یک سیستم دیوار باربر نبوده و به عنوان سیستم قاب ساختمانی دسته‌بندی می‌شود.

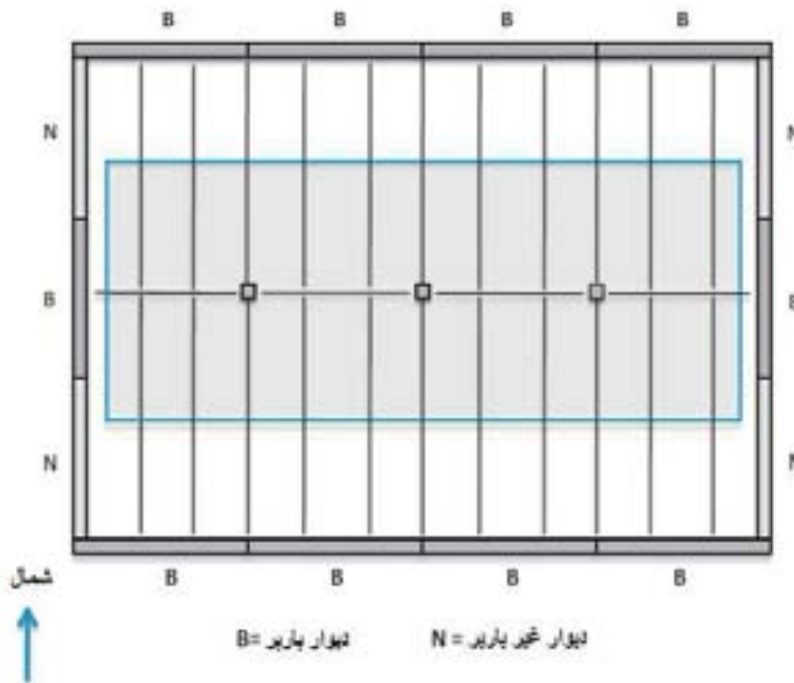


در شکل ۳-GV، سیستم به گونه‌ای تغییر پیدا کرده است که تنها یک ردیف ستون در قسمت داخلی قرار گرفته و دیوارهای مرکزی در سمت شرق و غرب عکس‌العمل‌های وارد آمده از طرف شاهتیر فولادی را تحمل می‌کنند. بنابراین این دیوارها، دیوارهای برابر به حساب می‌آیند. ناحیه سایه زده شده که معرف بخشی از بار قائم می‌باشد که توسط ستون‌ها تحمل می‌شود، کمی بیش از ۵۰٪ مساحت کل است، لذا این سیستم هم‌چنان به عنوان سیستم قاب ساختمانی طبقه بندی می‌شود.

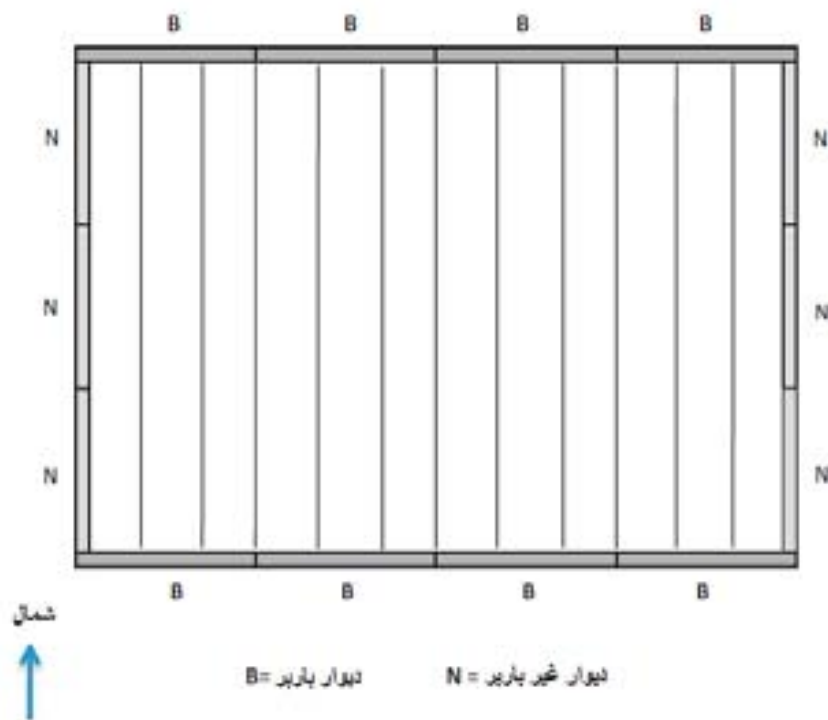
چنانچه ستون‌های فولادی به کلی حذف شده و همانند شکل ۴-GV، تیرچه‌ها در تمامی عرض ساختمان قرار داده شوند، این ساختمان برای بارهایی که در جهت شرقی-غربی عمل می‌کنند، به صورت سیستم دیوار برابر طبقه بندی خواهد شد.

برای بارهایی که در جهت شمالی-جنوبی عمل می‌کنند، دیوارهایی که در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند، دیوارهای برابر نمی‌باشند و سیستم می‌تواند به عنوان یک سیستم دیوار غیربرابر برای بارهای عامل در این جهت، طبقه بندی شود.

تفاوت اصلی میان سیستم‌های دیوار و سیستم‌های قاب ساختمانی (که دربردارنده همان المان‌های مقاوم در برابر بار جانبی می‌باشد) آن است که مقادیر  $R$  برای سیستم‌های دیوار برابر عموماً کمتر از مقادیر متناظر در سیستم قاب ساختمانی می‌باشند. علاوه بر این در فولاد سازه‌ای، هیچ سیستم دیوار برابری جز سیستم‌های قاب فولادی سبک با ورق‌های فولادی یا مهاربندی تسمه‌ای صرفاً کششی وجود ندارد. بحث تکمیلی مربوط به سیستم‌های دیوار برابر در *Dowty و Ghosh* (۲۰۰۷) وجود دارد.



شکل ۳-GV - سیستم دیوار برشی بتنی، طرح ۲: یک سیستم دیوار غیر برابر



شکل ۴-۶۷ - سیستم دیوار برشی بتنی، طرح ۳: سیستم دیوار برابر

مثال ۸: ترکیب سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی

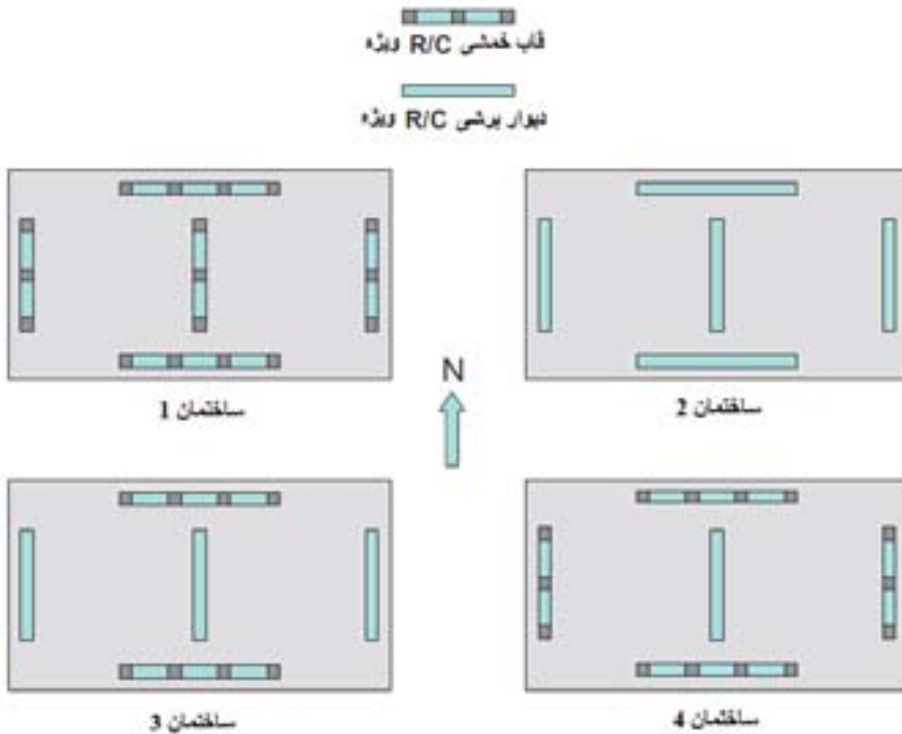
مثال‌های موجود در این فصل با موقعیتی سر و کار دارد که در آن سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر لرزه‌ای در جهت یکسان، در جهات متعامد یا در طول ارتفاع یک ساختمان، به کار رفته است. یک مسئله مهم، محدودیت ارتفاع برای سیستم ترکیبی و مقادیر مناسب  $R$ ،  $\Omega_o$  و  $C_d$  برای به کارگیری در این سیستم‌ها می‌باشد.

ترکیب سیستم‌های قاب‌بندی در جهات مختلف

در صورتی که سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای در جهات مختلف (متعامد) در یک ساختمان به کار رود و هیچ اندرکنشی میان این سیستم‌ها وجود نداشته‌باشد، محدودیت‌های سیستم مندرج در جدول ۱-۱۲،۲ به طور مستقل به دو جهت متعامد، اعمال می‌گردد. البته استثنا در این مورد آن است که محدودیت کم‌ترین ارتفاع در میان تمامی سیستم‌های به کار رفته، برای تمام ساختمان کنترل کننده باشد.

به عنوان مثال شکل ۱-۶۸ را که پلان ساختمان‌های ساده با قاب‌های خمشی بتن مسلح (RC) ویژه، دیوارهای برشی RC ویژه یا ترکیبی از این سیستم‌ها را نشان می‌دهد، در نظر بگیرید. سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی نشان داده‌شده، در کل ارتفاع ساختمان امتداد یافته‌اند. هر ساختمان به طبقه بندی طرح لرزه‌ای  $D$  تعلق دارد. سیستم‌های دیوار برشی به صورت سیستم‌های قاب ساختمانی و نه سیستم‌های دیوار برابر در نظر گرفته شده‌اند.

ساختمان‌های ۱ و ۲ دارای تنها یک سیستم جانبی بوده و محدودیت‌های سیستم و پارامترهای طراحی به صورت مستقیم از جدول ۱۲،۲-۱ برداشت شده‌اند.



شکل ۱-۸ GA ترکیبات پلان سیستم‌های سازه‌ای

ساختمان ۱: قاب خمشی RC ویژه در دو جهت:

محدودیت ارتفاع برای  $SDC_D = 6, 160 \text{ ft}$ ،  $R = 5, 2$ ،  $\Omega_o = 5, 0$  و  $C_d = 5, 0$ .

چنانچه ضوابط بخش ۱۲،۲،۵،۴ برآورده شود، محدودیت ارتفاع برای ساختمان ۲ می‌تواند تا  $240 \text{ ft}$  ( $73 \text{ m}$ ) افزایش داده شود.

ساختمان ۳: قاب خمشی RC ویژه در جهت شرقی-غربی و دیوار برشی RC ویژه در جهت شمالی-جنوبی

ساختمان ۳ دارای سیستم‌های مختلف در دو جهت مختلف بوده، اما تنها یک سیستم در هر جهت خاص وجود دارد. واضح است که محدودیت ارتفاع برای ساختمان، توسط دیوار برشی کنترل می‌شود. مقادیر طراحی برای هر سیستم به صورتی است که در جدول ۱-۲،۱۲ برای آن سیستم مشخص شده‌است. این مقادیر برای ساختمان ۳ به صورت زیر می‌باشد:

محدودیت ارتفاع  $= 160 \text{ ft}$  ( $49 \text{ m}$ ) (در صورت صدق نمودن بخش ۱۲،۲،۵،۴، این مقدار برابر  $240 \text{ ft}$  ( $73 \text{ m}$ )) می‌گردد).

برای قاب خمشی  $RC$  ویژه در جهت شرقی-غربی

$$C_d = 5,5 \text{ و } \Omega_o = 3, R = 8$$

برای دیوار برشی  $RC$  ویژه در جهت شمالی-جنوبی

$$C_d = 5,0 \text{ و } \Omega_o = 2,5, R = 6$$

ساختمان ۴: قاب خمشی  $RC$  ویژه در جهت شرقی-غربی، ترکیب قاب خمشی  $RC$  ویژه و دیوار برشی  $RC$  ویژه در جهت شمالی-جنوبی، در جهت شمالی-جنوبی طراحی به صورت سیستم دوگانه انجام نشده است.

ساختمان ۴ دارای یک سیستم منفرد در جهت شرقی-غربی و ترکیبی از سیستم‌ها در جهت شمالی-جنوبی می‌باشد. با فرض آن که سیستم ترکیبی به صورت یک سیستم دوگانه طراحی نشده است، بخش ۱۲,۲,۳ بیان می‌دارد که در جهت شمالی-جنوبی، محدودیت سخت‌گیرانه‌تر برای ارتفاع سیستم می‌بایست اعمال گردد، لذا دیوار برشی کنترل‌کننده بوده و محدودیت ارتفاع برای سازه  $160 \text{ ft}$  ( $49 \text{ m}$ ) خواهد بود.

پارامترهای طراحی برای قاب‌های خمشی که در جهت شرقی-غربی عمل می‌کنند، مستقیماً از جدول ۱-۱۲,۲ به دست می‌آید. برای جهت شمالی-جنوبی، بخش ۱۲,۲,۳,۳ بیان می‌دارد که مقدار  $R$  مورد استفاده برای سیستم ترکیبی، بزرگ‌تر از کوچک‌ترین مقدار  $R$  برای هر سیستمی که در جهت مفروض به کار رفته، نمی‌باشد. برای سازه تحت بارگذاری شمالی-جنوبی، دیوارهای برشی کمترین مقدار  $R$  را دارا بوده و بنابراین  $R = 6$  لحاظ شده است. بخش ۱۲,۲,۳,۳ در ادامه تصریح می‌کند که مقادیر  $C_d$  و  $\Omega_o$  برای سیستم ترکیبی از سیستمی به دست می‌آید که حاکم بر  $R$  می‌باشد، لذا مجدداً مقادیر دیوار برشی کنترل‌کننده می‌باشد. مقادیر طراحی برای ساختمان ۴ به صورت زیر خلاصه شده است:

$$\text{محدودیت ارتفاع} = 160 \text{ ft} \text{ (} 49 \text{ m)}.$$

برای قاب‌های خمشی در جهت شرقی-غربی

$$C_d = 5,5 \text{ و } \Omega_o = 3, R = 8$$

برای سیستم ترکیبی در جهت شمالی-جنوبی

$$C_d = 5,0 \text{ و } \Omega_o = 2,5, R = 6$$

طراحی قاب خمشی-دیوار برشی ترکیبی به صورت یک سیستم دوگانه احتمالاً سودمند می‌باشد. سیستم دوگانه هیچ گونه محدودیت ارتفاعی نداشته و مقدار  $R$  در مقایسه با مقدار متناظر در سیستم ترکیبی (غیر دوگانه) که دارای  $R = 6$  است، برابر ۷ می‌باشد. با این حال قاب خمشی در سیستم دوگانه می‌بایست به گونه‌ای طراحی شود که در برابر حداقل ۲۵٪ برش پایه طراحی مقاومت کند. پارامترهای ساختمان ۴ با جهت شمالی-جنوبی که به صورت سیستم دوگانه طراحی شده است، به قرار زیر می‌باشد:

ساختمان ۴: قاب خمشی  $RC$  ویژه در جهت شرقی-غربی، ترکیب قاب خمشی  $RC$  ویژه و دیوار برشی  $RC$  ویژه در جهت شمالی-جنوبی که در جهت شمالی-جنوبی به صورت سیستم دوگانه طراحی شده است

محدودیت ارتفاع: ندارد.

برای قاب‌های خمشی در جهت شرقی-غربی

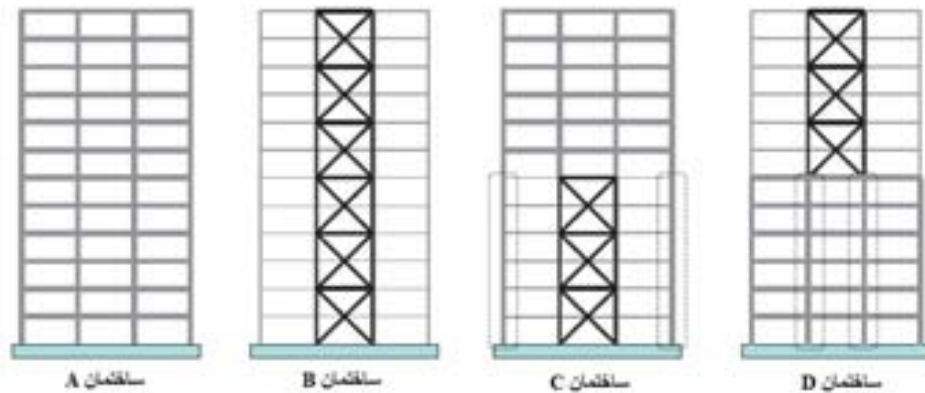
$$C_d = ۵,۵ \text{ و } \Omega_o = ۳, R = ۸$$

برای سیستم دوگانه در جهت شمالی-جنوبی

$$C_d = ۵,۵ \text{ و } \Omega_o = ۲,۵, R = ۷$$

ترکیب سیستم‌های سازه‌ای در جهت قائم

بخش ۱، ۲، ۳، ۱۲ مقررات لازم برای ساختمان‌ها با سیستم‌های مختلف در جهت قائم را فراهم می‌کند. این موقعیت برای ساختمان‌های  $C$  و  $D$  در شکل ۲-۸A نشان داده شده‌است. ساختمان  $C$  دارای سیستم مهاربندی ضربدری در ۶ طبقه پایین و یک قاب خمشی در ۶ طبقه بالایی می‌باشد. ساختمان  $D$  در همان شکل دقیقاً برعکس ساختمان  $C$  و دارای قاب خمشی در پایین و قاب مهاربندی در بالا می‌باشد. ساختمان‌های  $A$  و  $B$  در شکل ۲-۸A شامل یک قاب خمشی یا یک قاب مهاربندی در تمام ارتفاع سازه می‌باشند. در تمامی موارد، قاب خمشی یک قاب خمشی فولادی ویژه و قاب مهاربندی یک قاب مهاربندی شده هم محور فولادی ویژه می‌باشد. ارتفاع هر ساختمان  $۱۵۰ \text{ ft}$  ( $۴۵ \text{ m}$ ) بوده و ساختمان‌ها به طبقه بندی طرح لرزه‌ای  $C$  تعلق دارند.



شکل ۲-۸A ترکیبات قائم سیستم‌های سازه‌ای

ساختمان  $A$  و  $B$  دارای یک سیستم واحد در سرتاسر ارتفاع خود بوده و محدودیت‌ها و پارامترهای طراحی آن‌ها به صورت مستقیم از جدول ۱-۲، ۱۲ به دست می‌آید. مقادیر سیستم برای این دو ساختمان به صورت زیر خلاصه شده‌است:

ساختمان  $A$ : قاب خمشی فولادی ویژه

محدودیت ارتفاع برای  $C = SDC$  ندارد،

$$C_d = ۵,۵ \text{ و } \Omega_o = ۳, R = ۸$$

ساختمان  $A$ : قاب مهاربندی هم محور فولادی ویژه

محدودیت ارتفاع برای  $C = SDC$  ندارد،

$$C_d = ۵,۰ \text{ و } \Omega_o = ۲,۰, R = ۶$$

ساختمان  $C$  دارای یک قاب مهاربندی هم محور فولادی ویژه ( $R = 6$ ) در ۶ طبقه پایینی و یک قاب خمشی فولادی ویژه ( $R = 8$ ) در ۶ طبقه بالایی می‌باشد. بخش ۱۲,۲,۳,۱ مقررات لازم برای انتخاب محدودیت‌های سیستم و پارامترهای طراحی را فراهم می‌کند. بند ۱ این بخش به این دلیل به کار می‌رود که سیستم پایین‌تر مقدار  $R$  کمتری نسبت به سیستم بالایی دارد. لذا سیستم بالایی با مقادیر  $R$ ,  $\Omega_o$  و  $C_d$  مختص سیستم فوقانی و سیستم پایینی با مقادیر  $R$ ,  $\Omega_o$  و  $C_d$  مختص سیستم تحتانی طراحی می‌شود. علاوه بر این، نیروهای منتقل شده از سیستم بالایی به سیستم پایینی می‌بایست در نسبت مقدار  $R$  سیستم بالایی به مقدار  $R$  سیستم پایینی ضرب شوند. جنبه‌های عملی این مقررات در ادامه در این فصل بررسی می‌شوند.

بخش ۱۲,۲,۳,۱ صراحتاً اعلام نمی‌کند که کدام محدودیت ارتفاع به کار می‌رود، اما این موقعیت برای مثال داده شده غیر ضروری است، زیرا هر سیستم دارای محدودیت ارتفاعی می‌باشد که بزرگتر از ارتفاع ساختمان است. در مواردی که محدودیت ارتفاع برای یک جزء از سیستمی که به صورت قائم ترکیب شده‌است، کمتر از ارتفاع موردنظر برای ساختمان باشد، توصیه می‌شود که ارتفاع برای کل ساختمان به صورت حداقل محدودیت‌ها برای اجزاء گوناگون در نظر گرفته شود. مقادیر طراحی برای ساختمان  $C$  در ادامه آمده است.

### ساختمان $C$ : قاب مهاربندی هم محور فولادی ویژه برای طبقات ۱ الی ۶

$$R = 6, \Omega_o = 2,0 \text{ و } C_d = 5,0$$

نیروهای انتقال یافته از سیستم بالایی به سیستم پایینی می‌بایست در نسبت  $1,33 = 8/6$  ضرب شوند.

### ساختمان $C$ : قاب خمشی فولادی ویژه برای طبقات ۷ الی ۱۲

$$R = 8, \Omega_o = 3,0 \text{ و } C_d = 5,5$$

در این مورد ممکن است این سؤال پیش بیاید که ستون‌های خارجی در شش طبقه پایینی ساختمان  $C$  چگونه طراحی می‌شوند. این ستون‌ها درون ناحیه خط چین شکل ۲-۸ (ساختمان  $C$ ) نشان داده شده‌اند. می‌توان گفت که این ستون‌ها بخشی از قاب خمشی ویژه می‌باشند زیرا گشتاور واژگونی ۶ طبقه بالایی را به کف ساختمان انتقال می‌دهند. جزئیات این ستون‌ها می‌بایست به صورت ستون‌های قاب خمشی ویژه باشد.

ساختمان  $D$  یک قاب خمشی ویژه در ۶ طبقه پایینی و یک  $CBF$  فولادی ویژه در ۶ طبقه بالایی دارد. مطابق بخش ۱۲,۲,۳,۱ کل سازه می‌بایست با استفاده از مقادیر  $R$ ,  $\Omega_o$  و  $C_d$  برای سیستم بالایی طراحی شود. بنابراین مقادیر طراحی برای سازه به قرار زیر می‌باشد:

### ساختمان $D$ : قاب خمشی فولادی ویژه برای طبقات ۱ الی ۶

$$R = 6, \Omega_o = 2,0 \text{ و } C_d = 5,0$$

### ساختمان $D$ : قاب مهاربندی هم محور فولادی ویژه برای طبقات ۷ الی ۱۲

$$R = 6, \Omega_o = 2,0 \text{ و } C_d = 5,0$$

مانند ساختمان  $C$ , یک سؤال در مورد طراحی ستون‌های ناپیوسته در ساختمان  $D$  مطرح می‌شود. در اینجا ستون‌های داخلی بحث برانگیز می‌باشند. این ستون‌ها به صورت محصور در خطوط نقطه چین در شکل ۲-۸ (ساختمان  $D$ ) نشان داده شده‌اند. بخش ۱۲,۳,۳,۳ مقرر می‌دارد که المان‌های نگهدارنده قاب‌های ناپیوسته با استفاده از ضرایب باری طراحی شوند که شامل ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_o$  در هنگام وجود نامنظمی قائم نوع ۴ (نامنظمی گسستگی درون صفحه‌ای) می‌باشند. مشخص نیست که آیا نامنظمی وجود دارد یا خیر، زیرا هیچ گونه ناهمراستایی (بیرون زدگی)

آشکاری در سیستم مقاوم در برابر بار جانبی اتفاق نیفتاده و واضح نیست که آیا کاهش در سختی در پایین محل انتقال رخ می‌دهد یا خیر.

نویسنده مایل به استفاده از ضرایب  $\Omega_o$  برای ستون‌های خارجی ساختمان  $C$  نمی‌باشد، ولیکن از ضرایب  $\Omega_o$  برای ستون‌های داخلی ساختمان  $D$  استفاده می‌کند.

به عنوان نکته آخر می‌توان به این مسئله اشاره نمود که  $ASCE$  ۷ محدودیت‌های شدیدی در رابطه با سیستم‌های مشابه با ساختمان  $C$  در شکل ۲-۸ (قاب‌های خمشی در بالای قاب‌های مهاربندی) هنگام به کارگیری در ساختمان‌های متعلق به  $SDC D$  و بالاتر، قرار داده‌است. این محدودیت‌ها که در بخش ۱۲,۲,۵,۵ آورده شده، در مورد ساختمان‌ها در این مثال به کار نمی‌رود، زیرا  $SDC$  برابر  $C$  می‌باشد.

### پریودهای تقریبی ارتعاش برای سیستم‌های ترکیبی

تعیین پریود ارتعاش تقریبی  $T_a$  برای یک سازه، تقریباً همواره لازم و ضروری است. این پریود برای محاسبه برش پایه لرزه‌ای هنگام استفاده از روش تحلیل نیروی جانبی معادل ( $ELF$ ) و نیز برای مقیاس‌سازی نتایج تحلیل طیف پاسخ مودال زمانی که برش پایه از چنین تحلیلی کمتر از ۸۵٪ برش پایه  $ELF$  می‌باشد (بخش ۱۲,۹,۴)، به کار می‌رود. پریود تقریبی با استفاده از معادله ۷-۱۲,۸ که از پارامترهای  $C_t$  و  $x$  استفاده می‌کند، محاسبه می‌شود. جدول ۲-۱۲ این پارامترها را برای چندین سیستم کاملاً تعریف شده، ارائه می‌دهد اما به صورت خاص سیستم‌های ترکیبی یا دوگانه را دربر نمی‌گیرد. لذا ظاهراً سیستم‌های دوگانه یا سیستم‌های ترکیبی در همان جهت، تحت دسته "تمامی سیستم‌های سازه‌ای دیگر" قرار می‌گیرند. این رویکرد بسیار محافظه کارانه به نظر می‌رسد و استفاده از یک میانگین وزنی بر اساس پارامترها در جدول ۲-۱۲,۸ معقول به نظر می‌آید. به عنوان مثال، پریود برای ساختمان  $D$  در شکل ۲-۸ می‌تواند به صورت میانگین پریود یک قاب خمشی ۱۲ طبقه و یک قاب مهاربندی ۱۲ طبقه تخمین زده شود. با این حال میانگین پریودهای یک قاب خمشی ۶ طبقه (نیمه بالایی) و یک قاب مهاربندی ۶ طبقه (نیمه پایینی) مناسب به نظر نمی‌رسد. هم چنین مناسب نیست که یک پریود برای نیمه بالایی ساختمان و پریود دیگری برای نیمه پایینی به کار رود.

### تحلیل سازه‌ای برای سیستم‌های ترکیبی

هنگام طراحی ساختمان‌های دارای چندین مقدار مختلف  $R$ ، توصیه می‌شود که تحلیل با  $R = 1$  انجام شده و مقادیر واقعی  $R$  بر پایه عضو به عضو تخصیص داده شود. در این حالت می‌بایست تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای را در  $C$  ضرب  $d/R$  نمود که در آن مجدداً از مقدار حقیقی  $R$  استفاده می‌گردد.

### ترکیب قائم هنگامی که بخش پایینی نسبت به قسمت بالایی سخت است

هنگامی که بخش پایینی یک ساختمان بسیار سخت‌تر از بخش بالایی آن باشد، یک رویکرد دو مرحله‌ای  $ELF$  برای تعیین نیروهای طراحی، مجاز دانسته شده‌است. بخش ۱۲,۲,۳,۲ تصریح می‌کند که تحلیل دو مرحله‌ای محدود به سیستم‌هایی است که در آن بخش پایینی حداقل ۱۰ برابر سخت‌تر از بخش بالایی بوده و پریود کل سازه بیش از ۱,۱ برابر پریود قسمت بالایی با در نظر گرفتن تکیه‌گاه گیردار برای بخش بالایی، نباشد. یک ساختمان معمول که دارای چنین پیکربندی باشد، آپارتمان قاب چوبی چند طبقه بر روی یک سازه پارکینگ دیوار برشی بتنی یک طبقه می‌باشد.