

به نام خدا

ویرایش چهارم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای ساختمانهای بلند مرتبه

زمستان ۹۹

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

دکترای تخصصی مهندسی سازه



@ISTAINS



@Faroughi.alireza

۹۹/۱۱/۱۵

استادیار و عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق
عضو کمیته ایرانی نرم افزار های مهندسی و کارگروه بتن
عضو کارگروه طیف استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش پنجم

سرفصل مباحث

شماره دوره: ۳۳۴	صلاحیت: محاسبات	رشته: عمران (پایه دو به یک)	
مدت: (ساعت)	سرفصل های آموزشی		ردیف
۱۶	حرکت زمین		۱
	ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی		۲
	الزامات ژئوتکنیکی		۳
	ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای		۴
	ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای سازه‌های غیرساختمانی		۵

حرکت زمین

۱-۲ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند (۱-۲) باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای (۱-۵-۲) و (۲-۵-۲) استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند (۳-۵-۲) را ملحوظ داشت.

۱- حرکت زمین

الف : محاسبه پارامترها

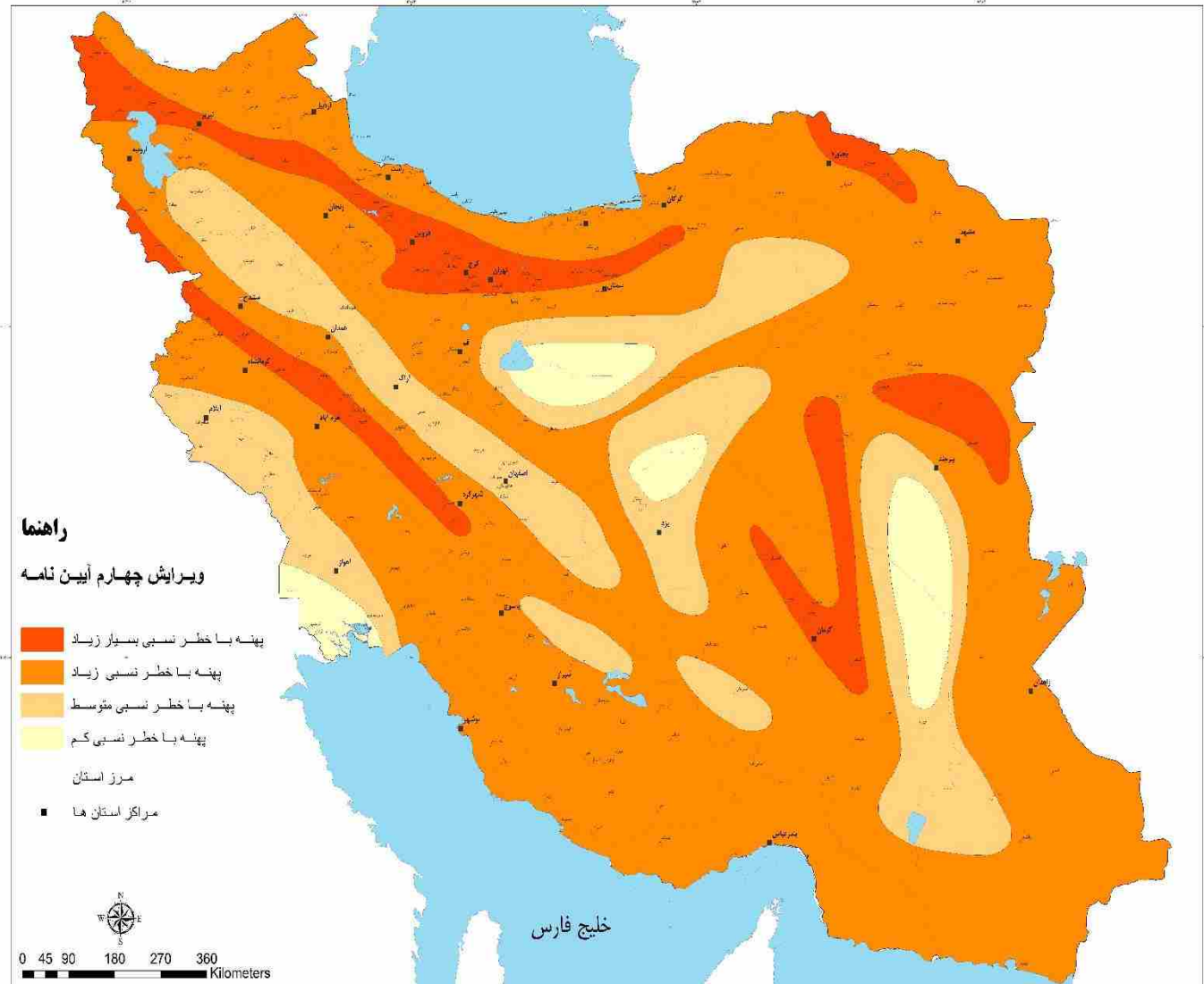
برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، پارامترهای نسبت شتاب مبنای طرح، A، و ضریب بازتاب ساختمان، B، باید مطابق ضوابط بندهای (۲-۲) و (۳-۲) تعیین شوند.

جدول ۱-۲

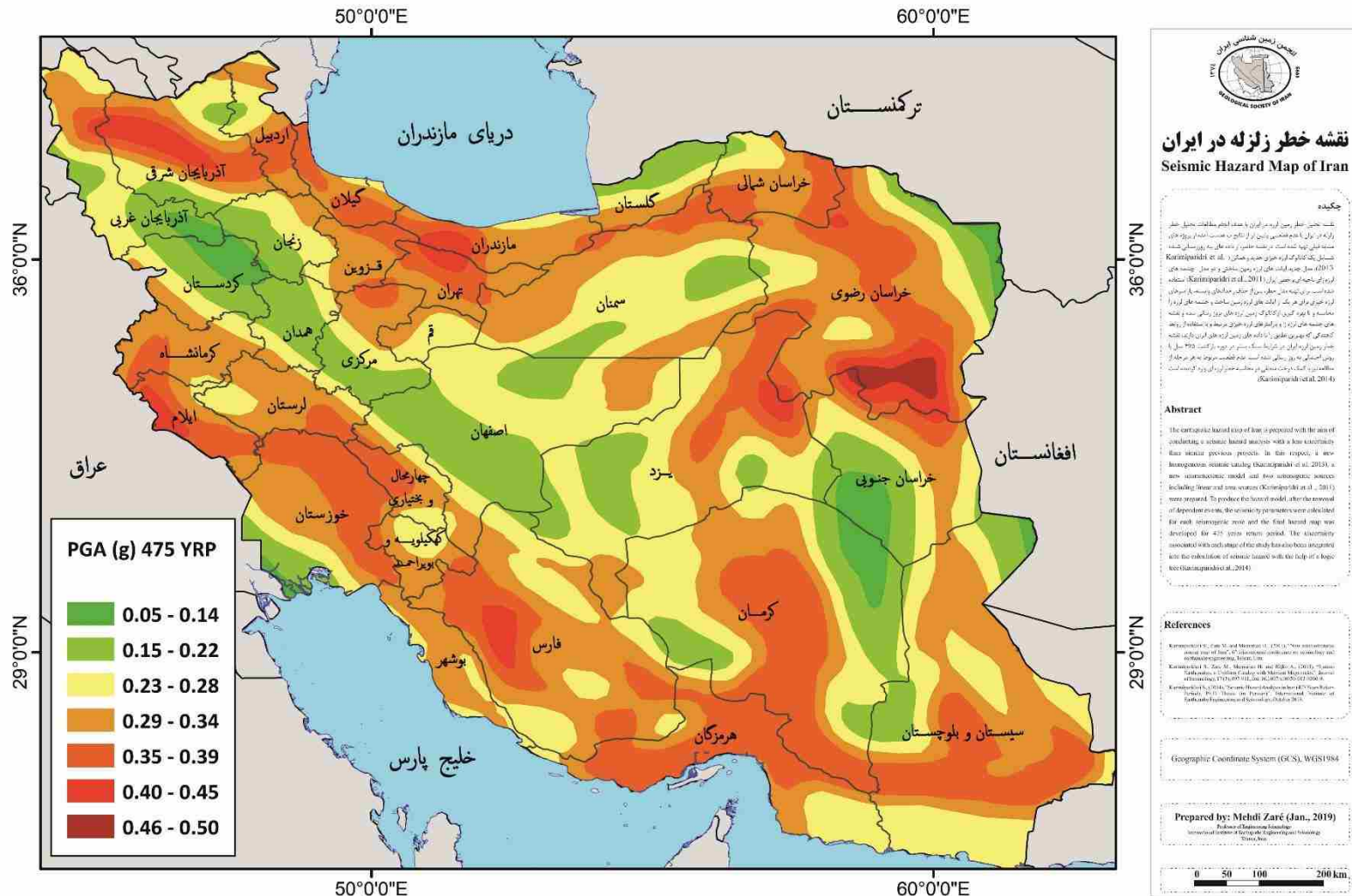
منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	بهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	بهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	بهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	بهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

گام اول : A

http://www.sapla.ir/HazardMap_2800.aspx?Apid=44406



انجمن زمین شناسی ایران



جمهوری اسلامی ایران
معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

راهنمای کاربردی انجام تحلیل خطر زلزله

نشریه شماره ۶۲۶

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfauni.ir

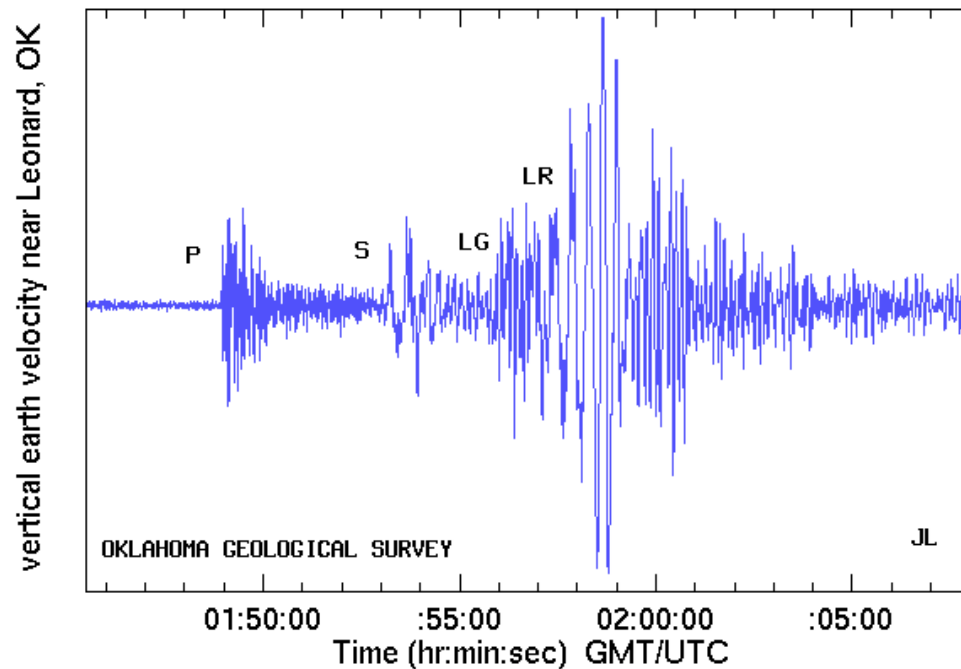
۱- تحلیل خطر زلزله

الف : شتاب مبنای طرح - A تحلیل خطر زلزله

۱- چرا تحلیل خطر زلزله ؟

همانطور که گفته شد مقدمه انجام هر تحلیلی ورودی آن تحلیل است و در بحث های سازه های بلند مرتبه و مهم دقت اطلاعات ورودی (بارهای کاربری، خصوصیات منطقه و مشخصات سازه مورد مطالعه) باید دقیق باشد! این کار **عملی ترین** روش **پیشبینی زلزله** است!

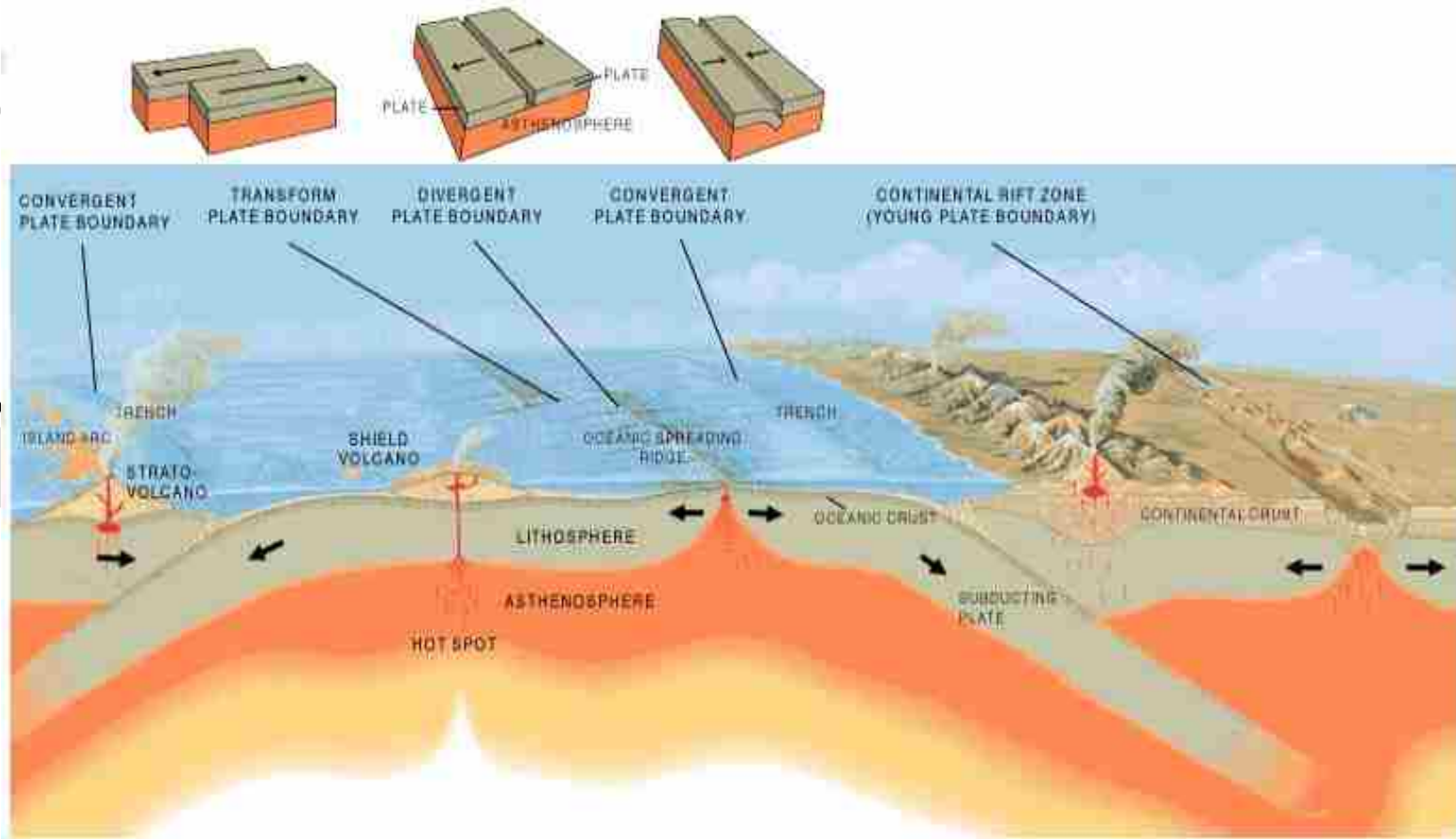
1999 JUL03, WASHINGTON STATE, mb=5.5



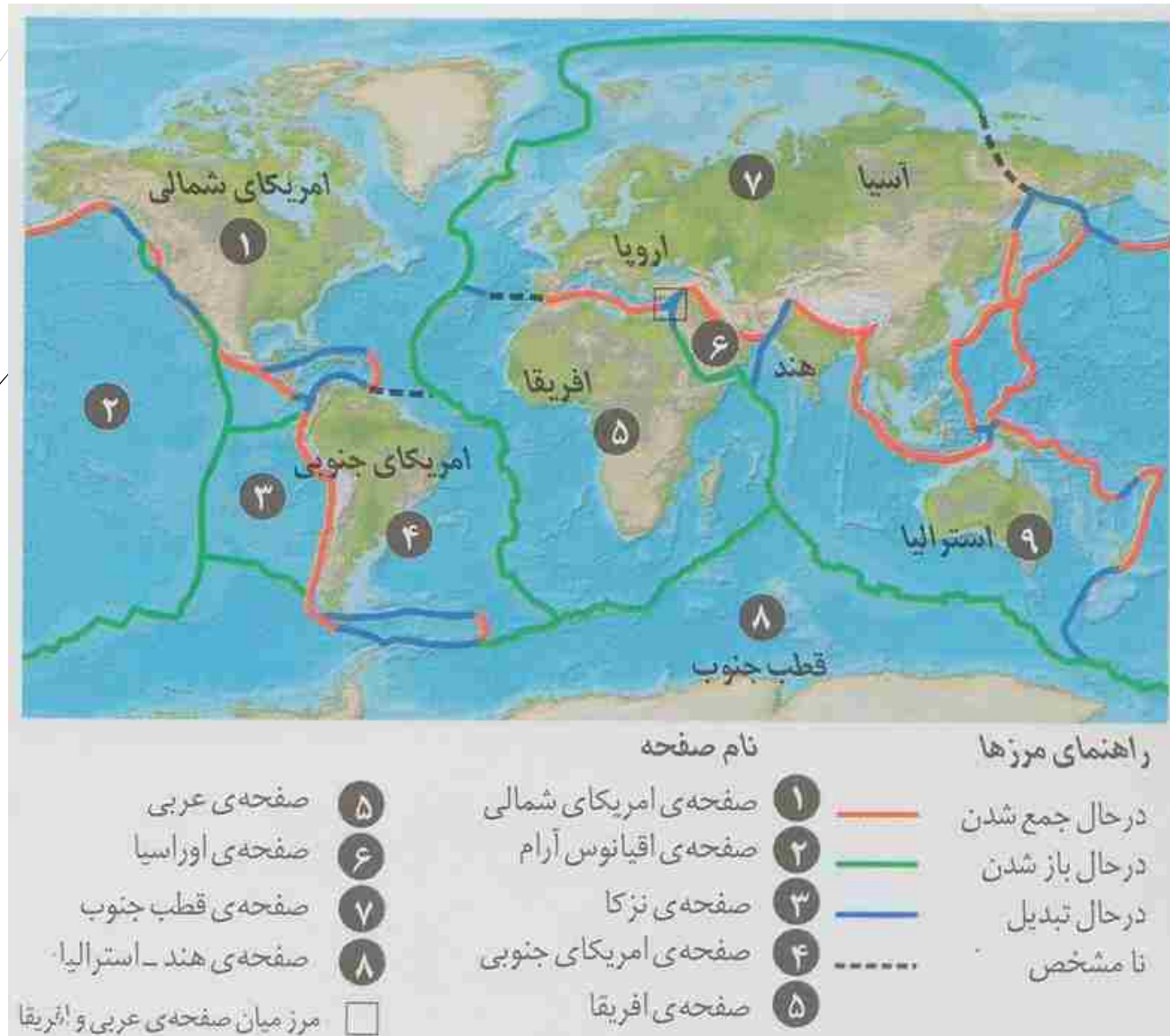
۱- تحلیل خطر زلزله

۲- اطلاعات مربوط به برآورد خطر زلزله

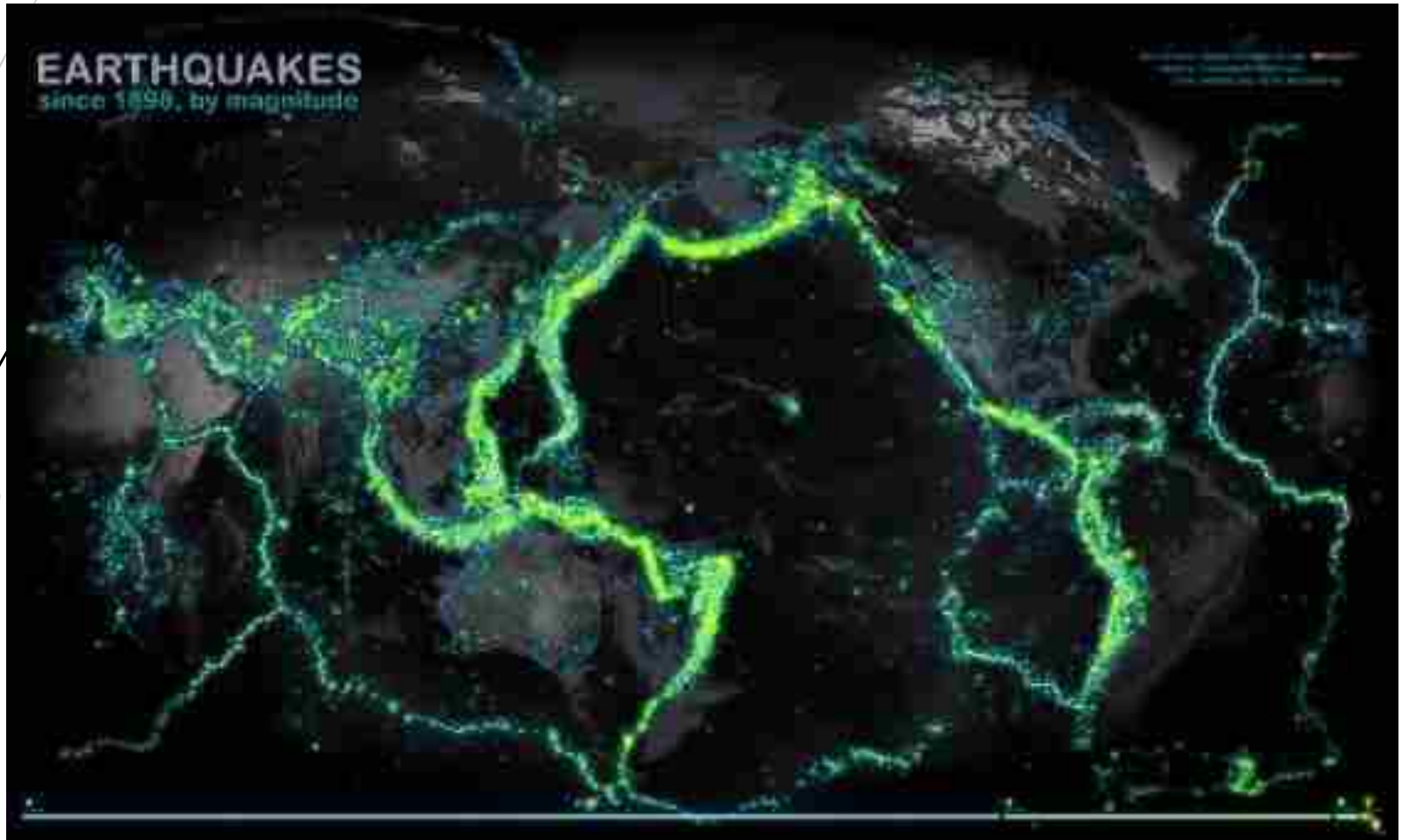
برای تخمین شتاب و متناسب آن نیروی زلزله ابتدا لازم است تا عوامل ایجاد آن را بشناسیم. همانطور که می دانیم زلزله انرژی آزاد شده در زیر پوسته است، لذا محل‌های این آزاد سازی اصلی ترین مسبب زلزله هستند مانند گسل‌ها، آتشفشان‌های بزرگ و ...



١- تحليل خطر زلزله



۱- تحلیل خطر زلزله



۱- تحلیل خطر زلزله

مناطق لرزه خیز دنیا عبارتند از :

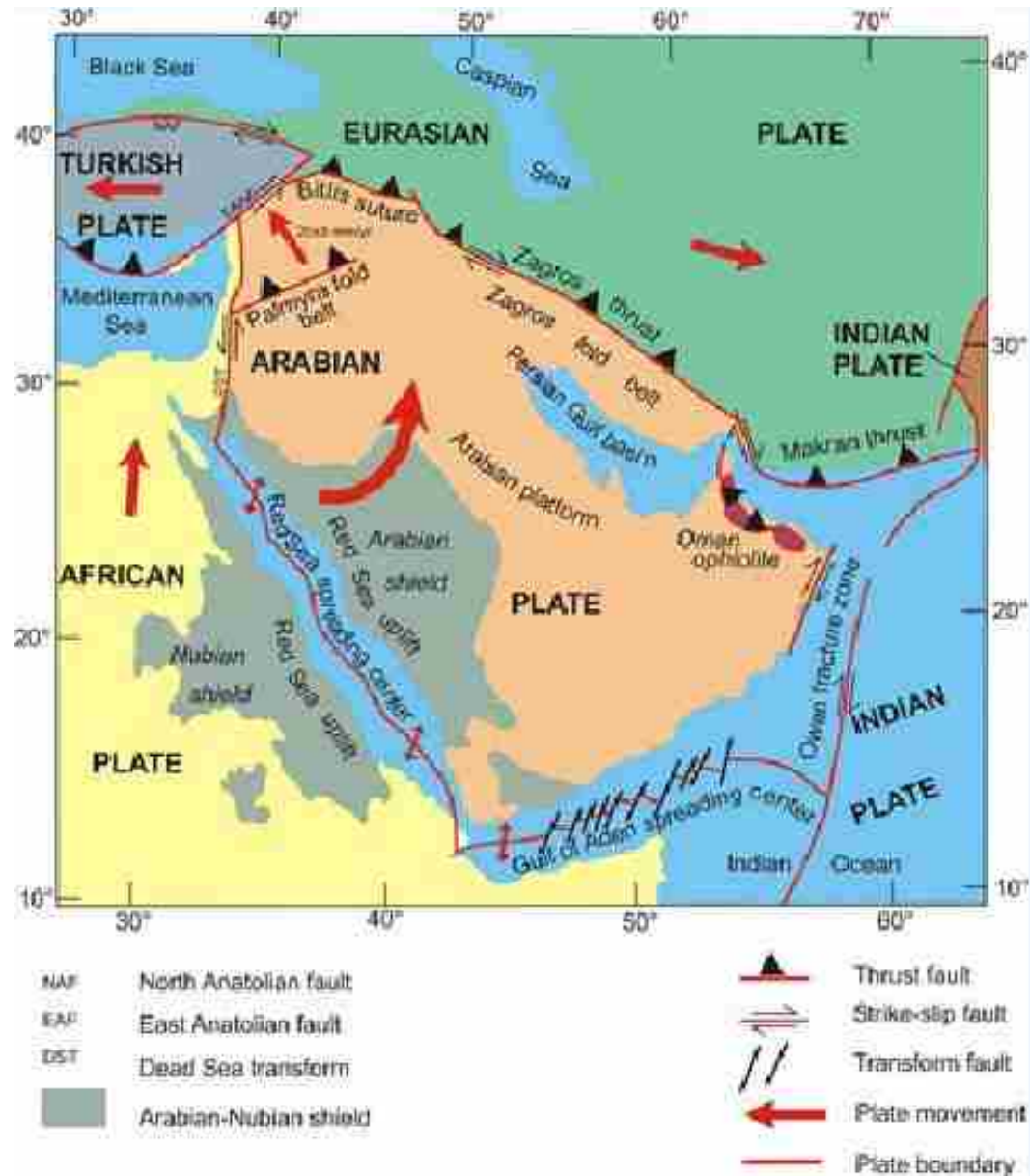
- ▶ کمربند آلپ هیمالیا و یا **آلپاید** که ۱۵ درصد زلزله های دنیا در این کمربند رخ می دهد و متوسط زلزله های مهیب آن بزرگایی حدود ۷ ریشتر دارد.
- ▶ کمربند حاشیه اقیانوس آرام که ۸۰ درصد زلزله های دنیا در این کمربند رخ می دهد و متوسط زلزله های مهیب آن بزرگایی حدود ۸ ریشتر دارد.
- ▶ کشور ما ایران در کمربند **اول** یعنی کمربند آلپ هیمالیا واقع شده است. ۸۰ درصد شهر های کشور ما دارای خطر نسبی زلزله بالا هستند و در قرن بیستم ۸۰ درصد تلفات انسانی ایران از بلایای طبیعی بر اثر زلزله بوده است.

Alireza Faroughi

Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



۱- تحلیل خطر زلزله

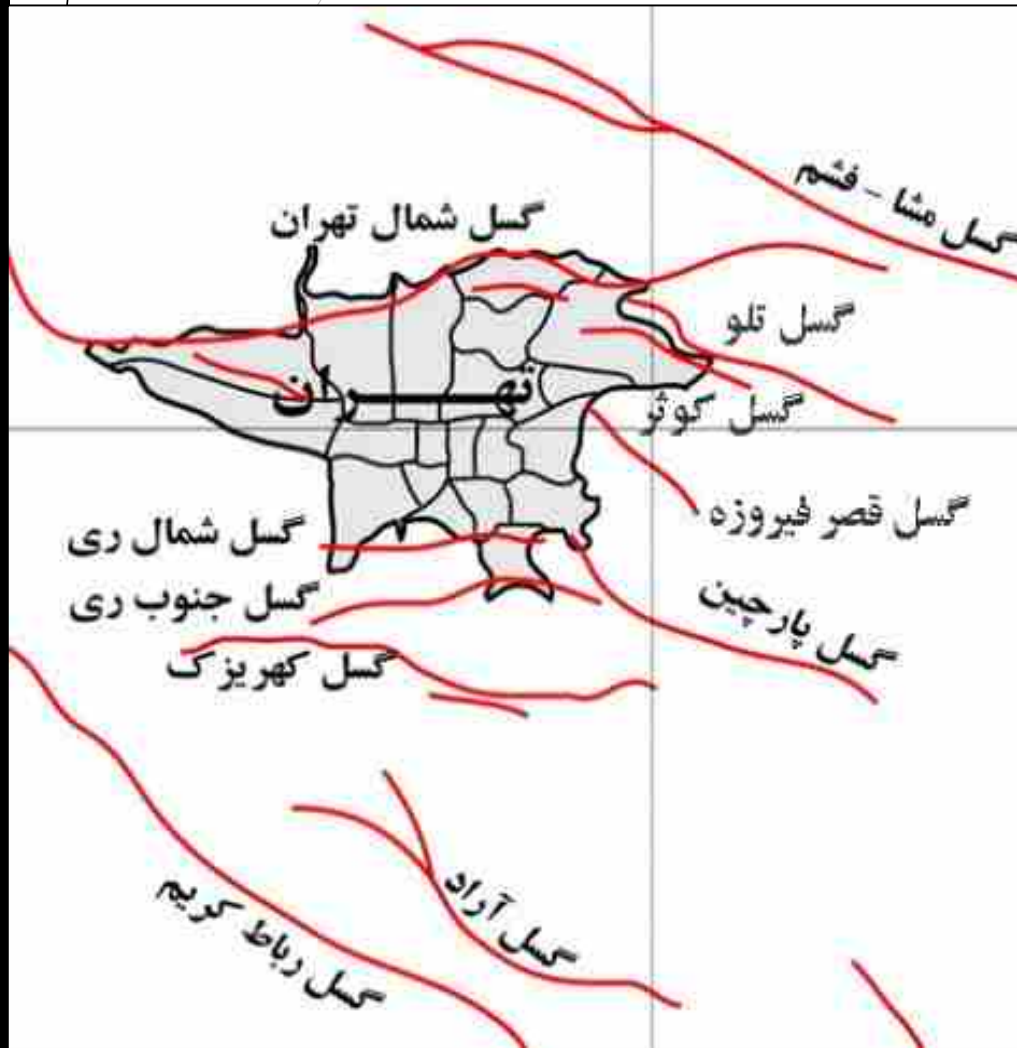
گام اول : یافتن گسل‌های مهم

برای هر تحلیل خطر اولین گام یافتن گسل‌های موثر بر منطقه مورد نظر است که با توجه به درجه اهمیت پروژه و افزایش حساسیت آن ، شعاع تاثیر افزایش می یابد. (حداقل ۱۵۰ کیلومتر)

با توجه به مکانیزم وقوع زلزله بزرگای زلزله حاصل از گسل‌ها ارتباط مستقیمی با طول گسل و یا به عبارت دقیق تر طول پارگی گسل دارد. اصولاً گسل‌ها به سه دسته زیر تقسیم می شوند :

- ۱- گسل‌های فرعی (با طولی کمتر از ۲ کیلومتر)
- ۲- گسل‌های متوسط (با طولی بین ۲ تا ۱۰ کیلومتر)
- ۳- گسل‌های اصلی (بزرگتر از ۱۰ کیلومتر)

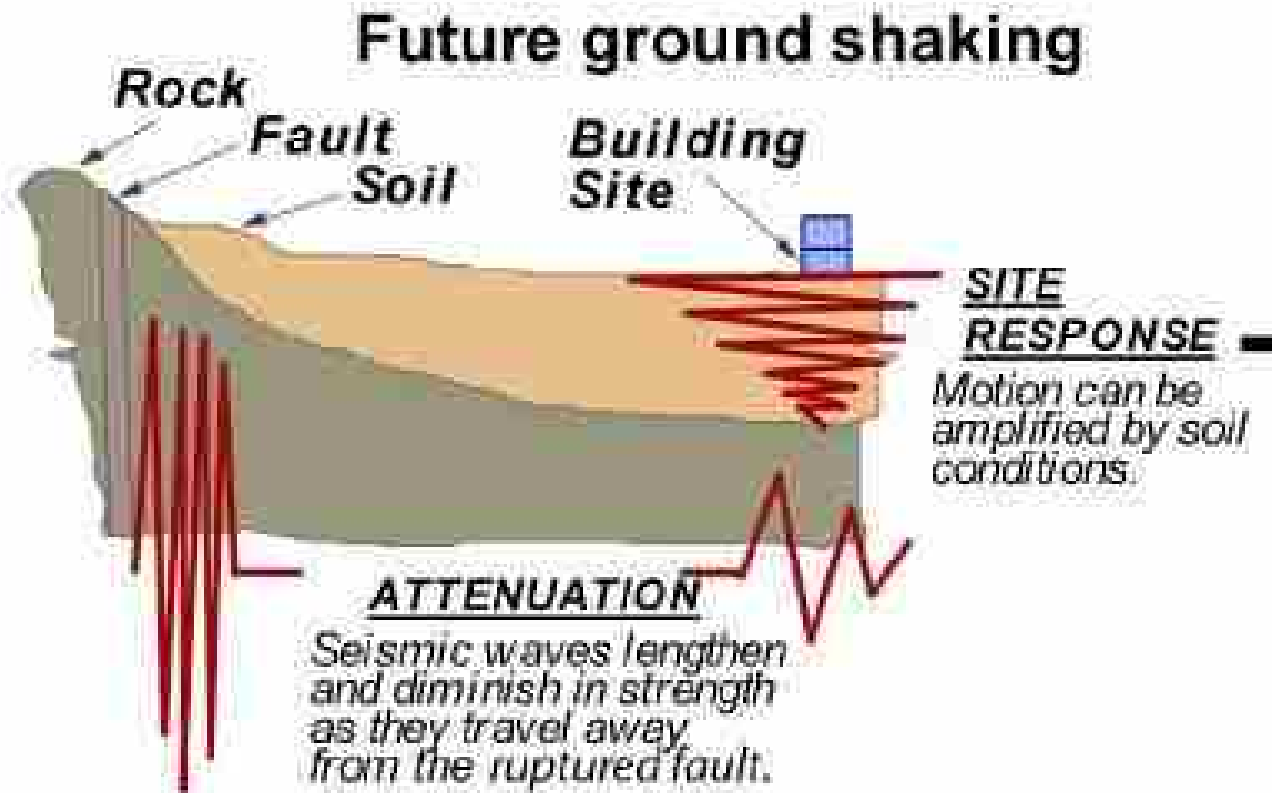
<http://sapla.ir/SeismologyBySeismId.aspx?Apid=44406>
<https://iranhazard.mporg.ir/Faults.aspx>



شماره	گسل	طول (کیلومتر)	بزرگا
۱	مشا	۲۰۰	۷.۵
۲	شمال تهران	۷۵	۷.۰
۳	نیاوران	۱۳	۶.۰
۴	شمال ری	۱۷	۶.۱
۵	جنوب ری	۱۸.۵	۶.۲
۶	کهریزک	۴۰	۶.۶
۷	کوثر	۱۸	۶.۲
۸	تلو	۱۳	۶.۰
۹	قصر فیروزه	۱۳.۵	۶.۰
۱۰	پارچین	۲۸	۶.۴

۱- تحلیل خطر زلزله

گام دوم : انتخاب روابط کاهندگی



۱- تحلیل خطر زلزله

گام سوم : انتخاب سطح خطر زلزله

- ۱- سطح خطر - ۱: این سطح خطر براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر - ۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله‌ی طرح» (DBE) نامیده شده‌است.
- ۲- سطح خطر - ۲: این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر زلزله - ۲ به عنوان «بیشینه زلزله‌ی محتمل» (MPE) نامیده می‌شود.
- ۳- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد - در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه، مناسب می‌باشد.

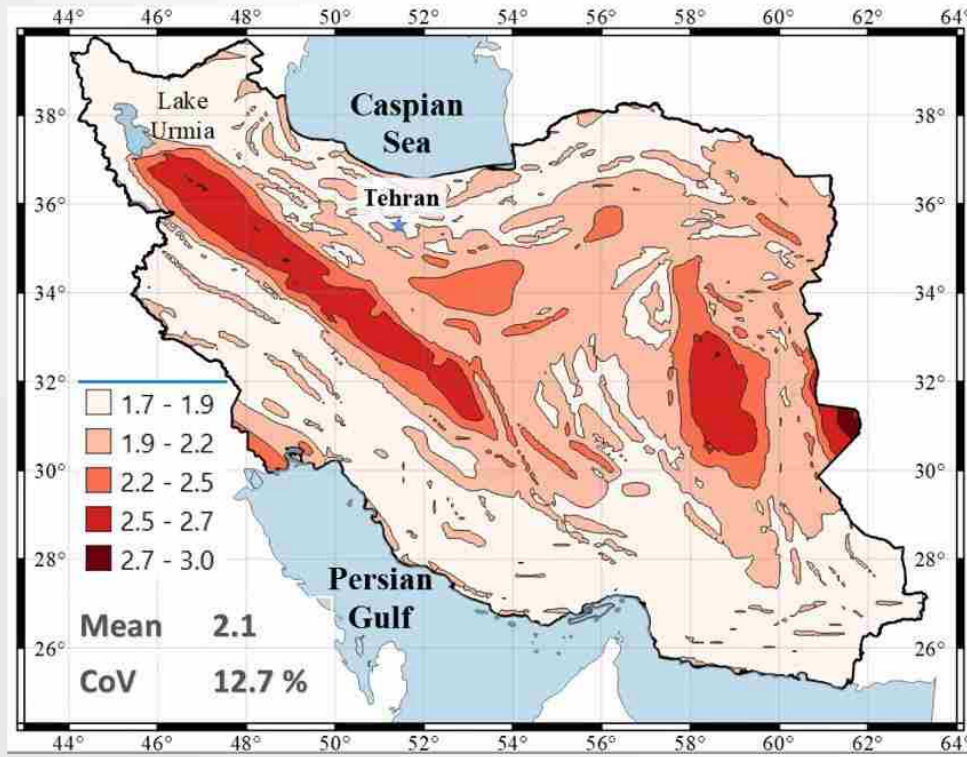
$$\text{سال } T = 475 \rightarrow (-50/T) = 1 - e^{-50/T} = 10\% \text{ احتمال وقوع زلزله}$$

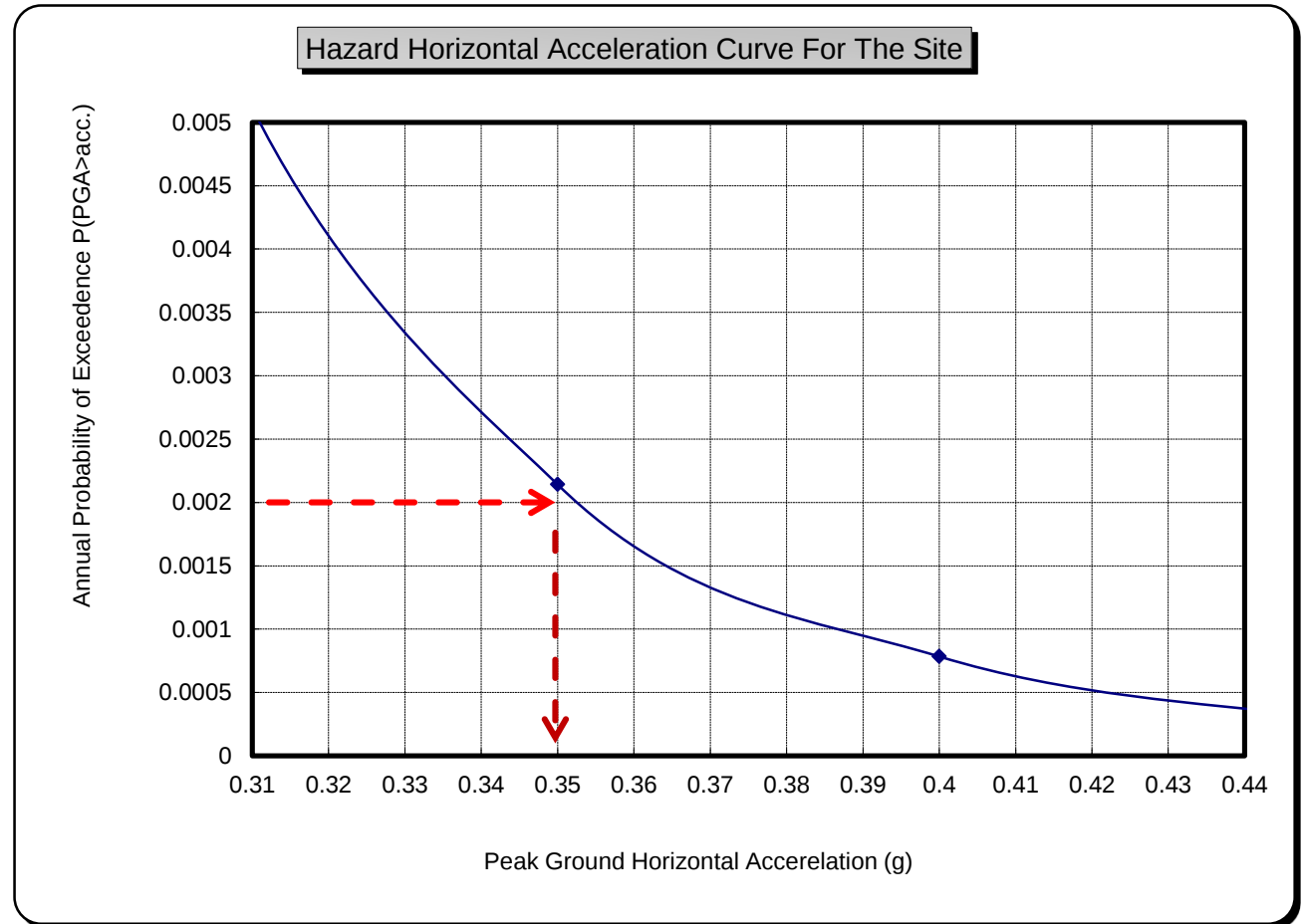
احتمال رخ داد سالانه APE:

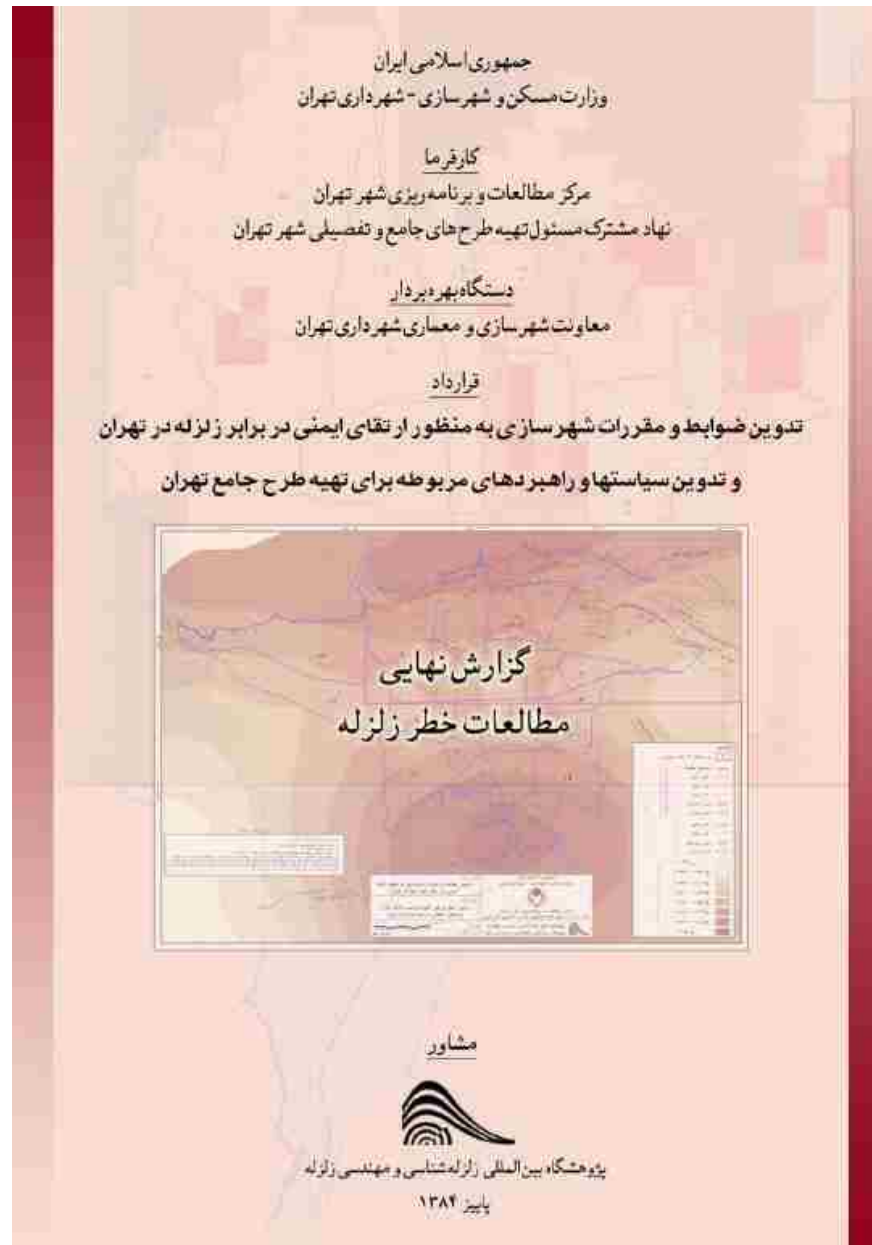
$$= 1/T = 1/475 = .002$$

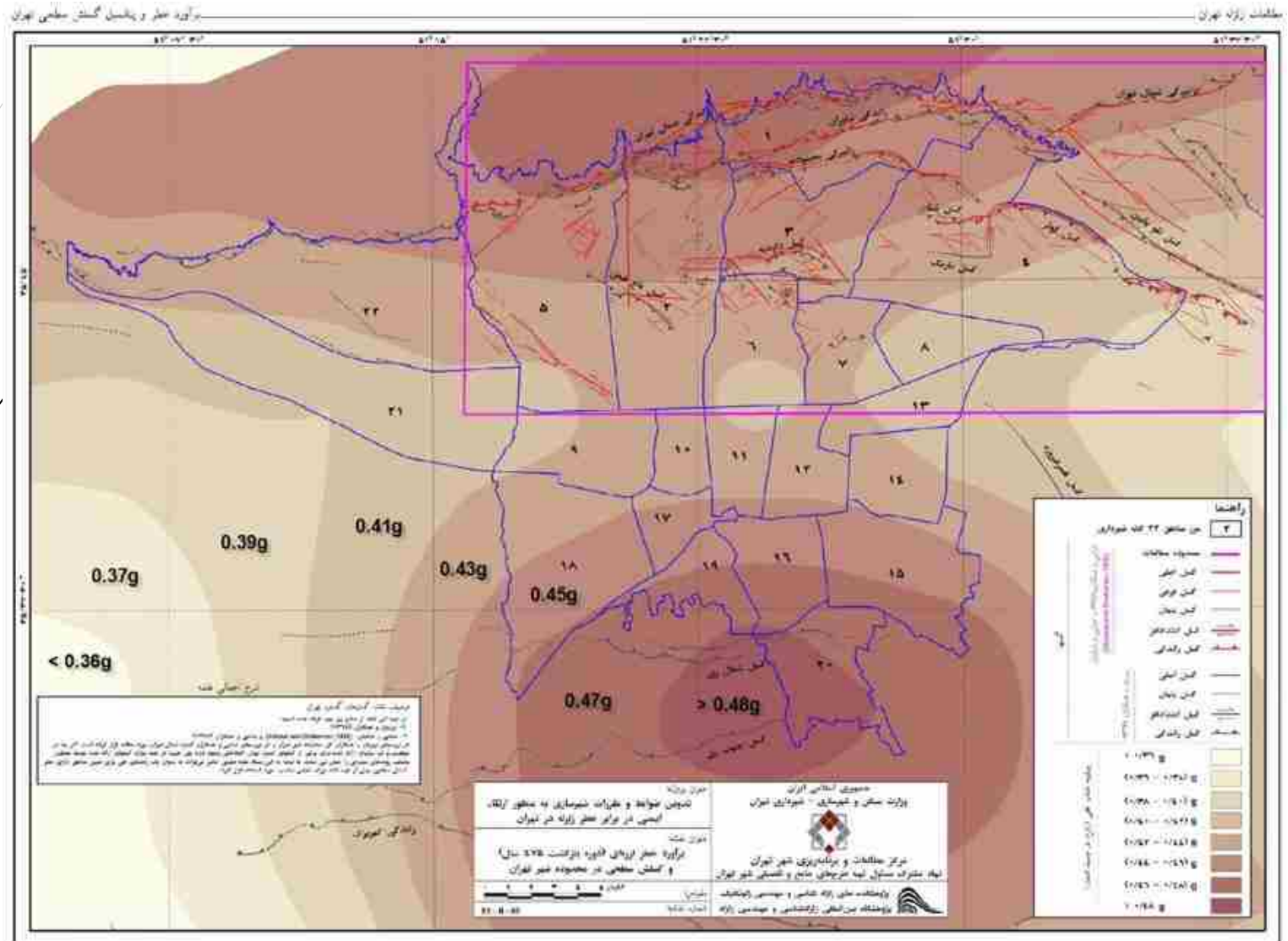
T دوره بازگشت

نسبت خطر ۲۴۷۵ ساله به خطر ۴۷۵ ساله (شتاب افقی، PGA) بر اساس نتایج EMME









Alireza Faroughi

Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

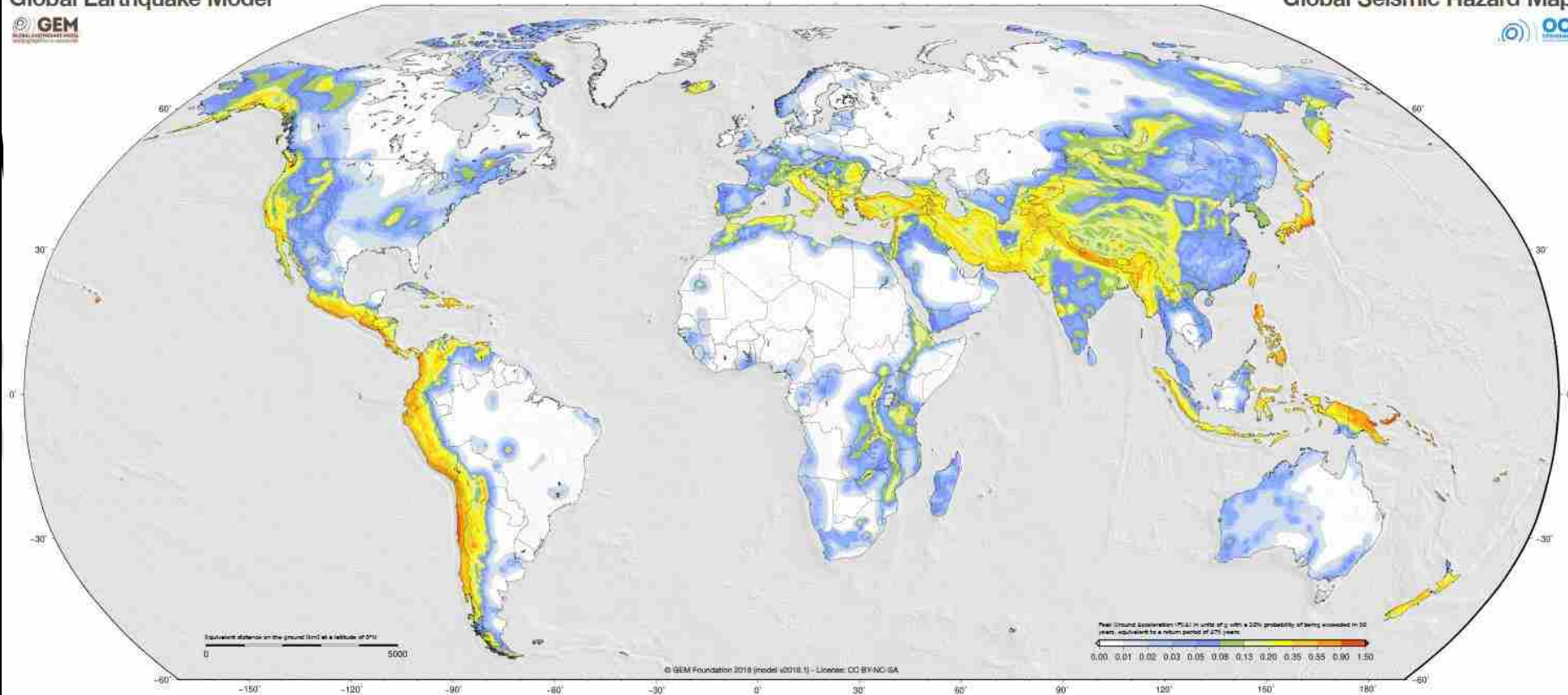
علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

Global Earthquake Model



Global Seismic Hazard Map



<https://maps.openquake.org/map/global-seismic-hazard-map>

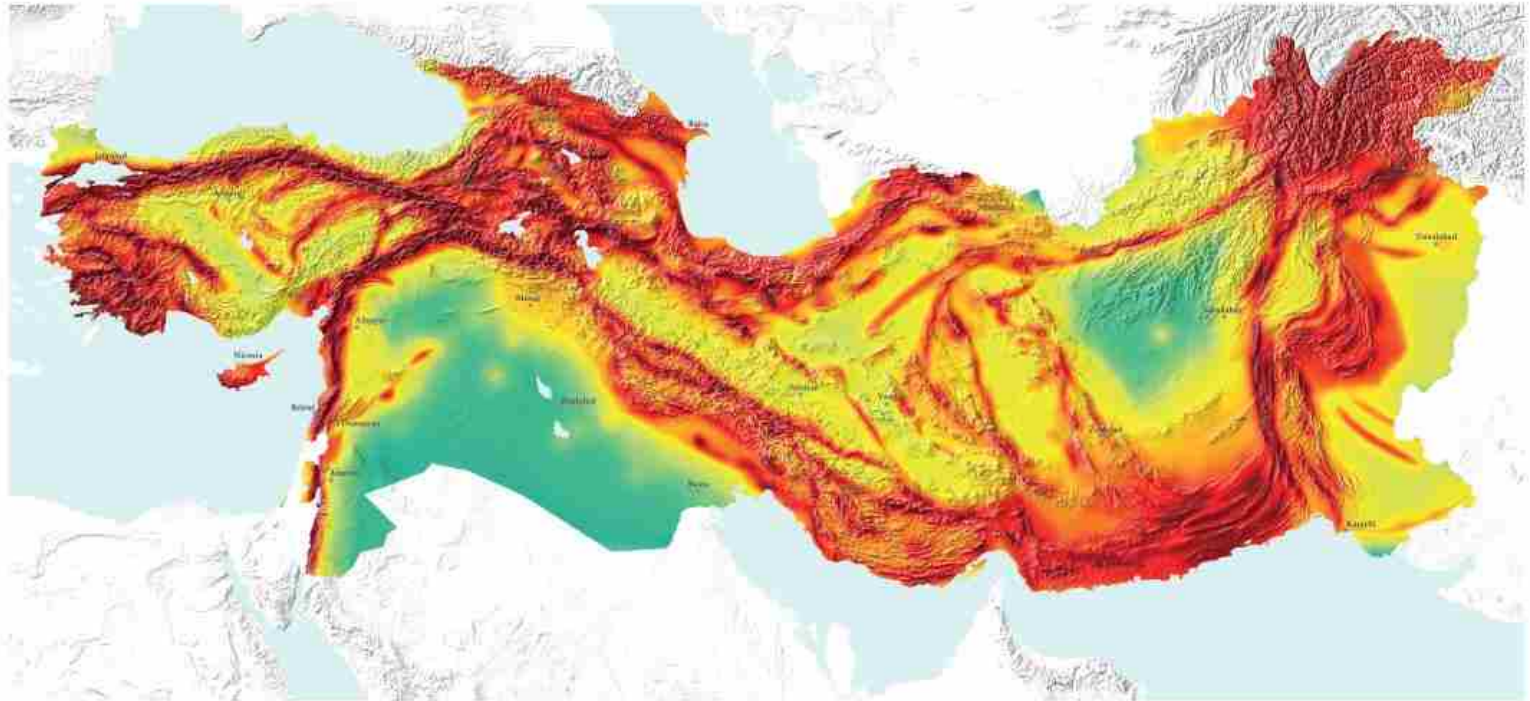
۱- تحلیل خطر زلزله

لرزه خیزی خاور میانه (آلپاید)

EMME
EARTHQUAKE MODEL OF
THE MIDDLE EAST REGION

SEISMIC HAZARD MAP OF THE MIDDLE EAST

edited by D. Giardini, L. Dancin, M. Erdik, K. Sesetyan, M. Demircioğlu, S. Akkar, L. Gülen and M. Zare, March 2018



گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

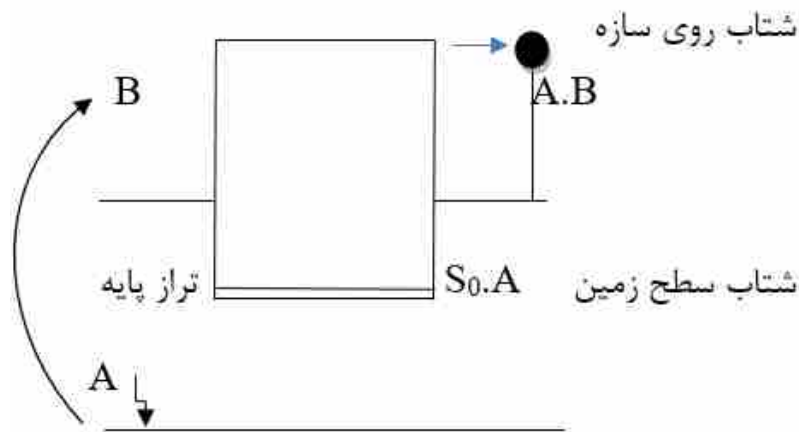
۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

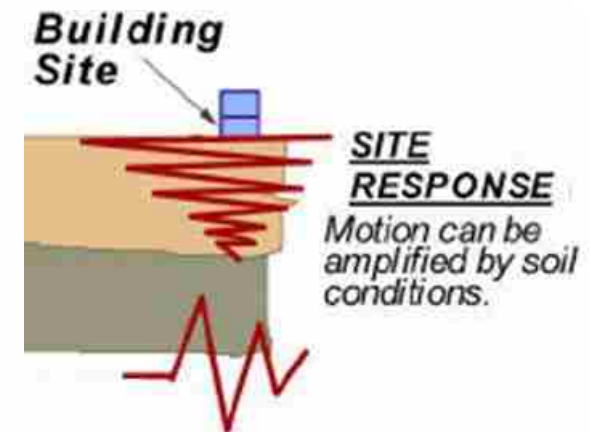
$$B = B_1 N$$

(۱-۲)

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.



سنگ بستر لرزه ای ($V_s > 1000 \text{ m/s}$)

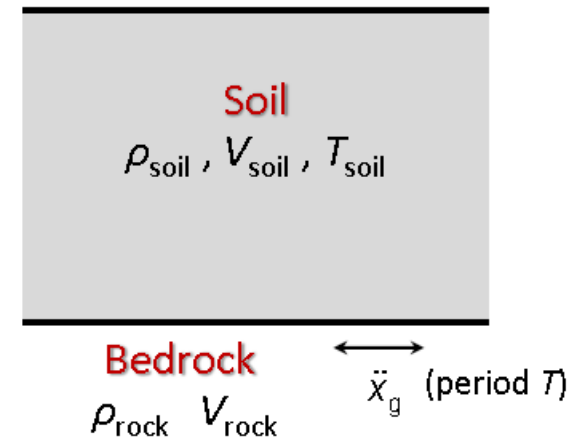


گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

Surface amplification (Kanai 1962)

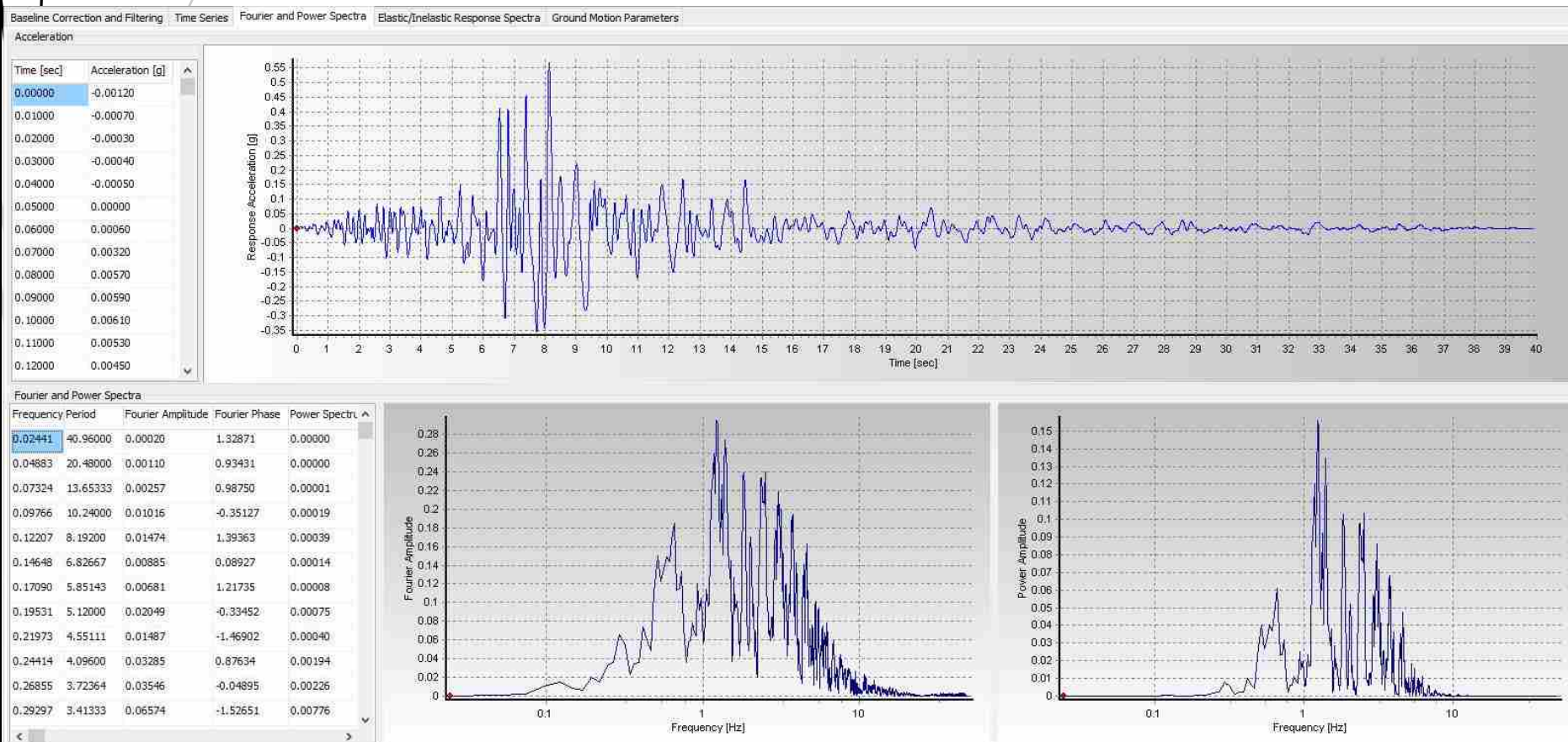
$$A(T) = \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+K}{1-K} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_{\text{soil}}} \right)^2 \right\} \right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_{\text{soil}}}} \cdot \frac{T}{T_{\text{soil}}} \right)^2}}$$

- T = period of seismic waves
- T_{soil} = predominant period of soil
- $K = \frac{\rho_{\text{soil}} \cdot V_{\text{soil}}}{\rho_{\text{rock}} \cdot V_{\text{rock}}}$



گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

مفهوم طیف فوریه



گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

پس از بررسی و تخمین (و نه تعیین) شتاب زلزله احتمالاتی در زیر سایت مورد نظر (ضریب A در استاندارد ۲۸۰۰)، حال نوبت به محاسبه ضریب بازتاب (بزرگنمایی) خاک ساختگاه میرسد (B)، این ضریب به ۲ روش محاسبه می گردد:

- ۱- تحلیل دینامیکی آبرفت (با استفاده از روابط کاهندگی سنگ بستر)
 - ۲- روابط کاهندگی طیفی سطح زمین
- نتایج حاصل از هر دو روش به تهیه طیف با خطر یکنواخت می گردد.

تحلیل دینامیکی آبرفت:

برای اینکار ابتدا لازم است تا سرعت **موج برشی** در لایه های خاک اندازه گیری شود که در این مرحله از آزمایش «Down Hole» استفاده می شود.



نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	۳۷۵ - ۷۵۰
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۷۰ - ۲۵۰	۱۵ - ۵۰	۱۷۵ - ۳۷۵
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

Down-Hole Test results

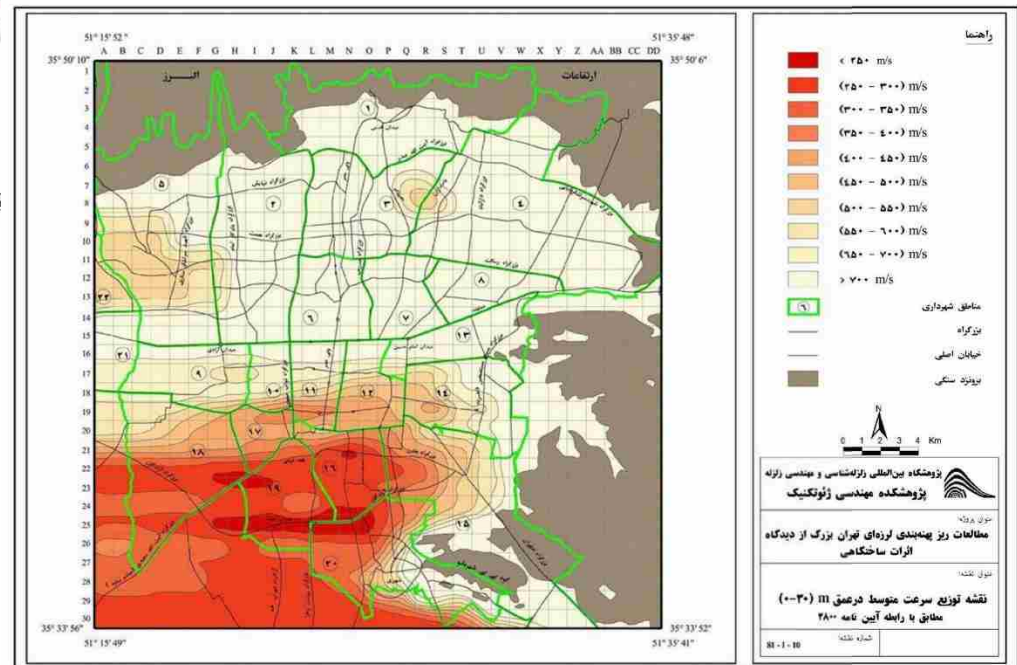
D(m)	BH-6	
	Vp(m/s)	Vs(m/s)
0.0	816	331
1.5	880	380
3.0	810	348
4.5	848	376
6.0	887	411
7.5	1013	475
9.0	1108	499
10.5	1113	513
12.0	1117	524
13.5	1232	587
15.0	1167	577
16.5	1208	597
18.0	1253	612
19.5	1237	626
21.0	1291	643
22.5	1303	681
24.0	1335	713
25.5	1365	732
27.0	1423	755
28.5	1448	765
30.0	1458	794

زمان تناوب اصلی زمین

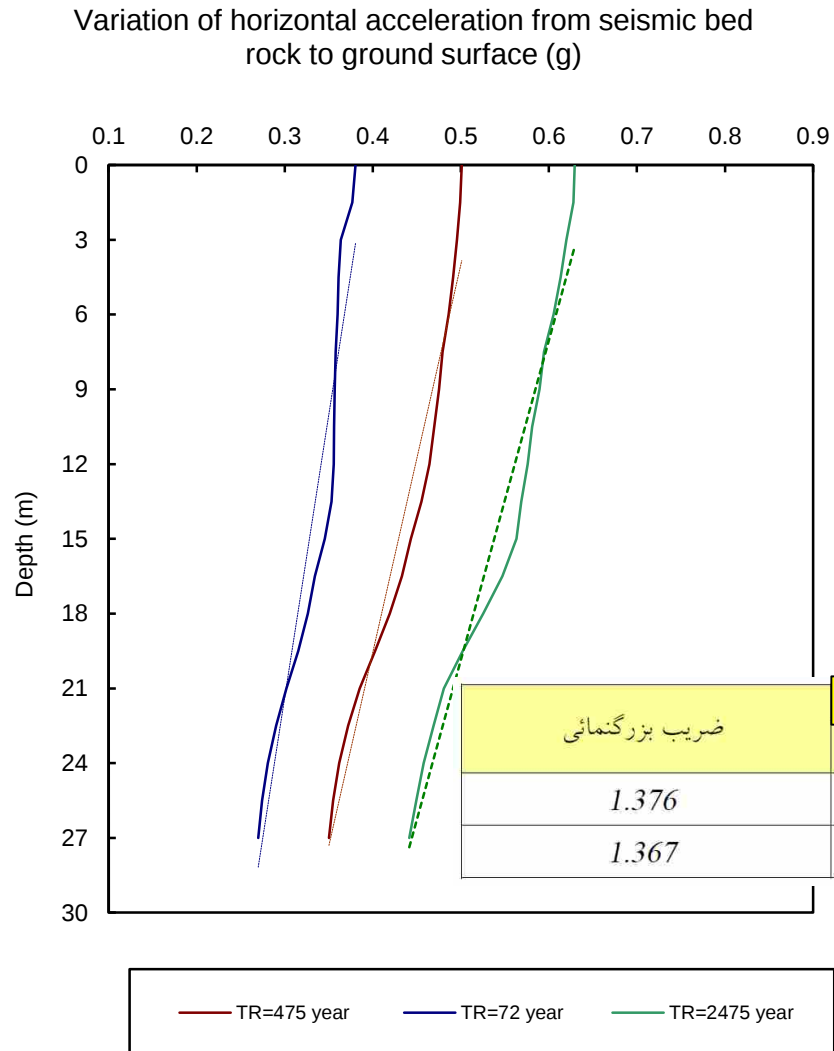
بر اساس استاندارد ۲۸۰۰:

در این استاندارد برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی زمین از رابطه زیر و برای عمق ۳۰ متر انجام می گیرد:

$$T = 4 \sum_{i=1}^N \frac{hi}{vi}$$



ضریب بازتاب:



ضریب بازتاب:

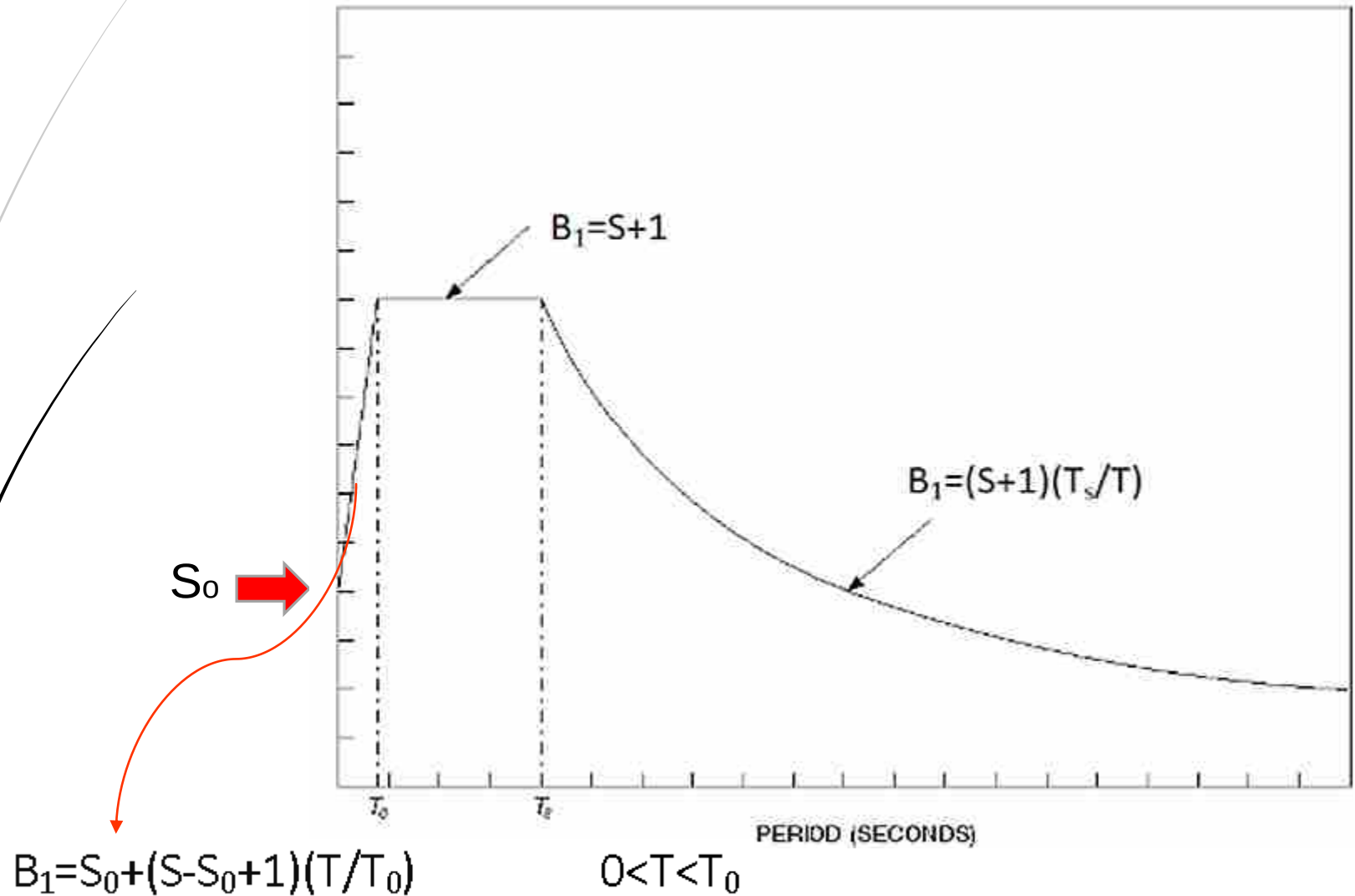
جدول مربوط به ویرایش سوم (T_0, T_S, S) :

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱.۵	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱.۵	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۷۵	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱.۰	۲.۲۵	۱.۷۵

جدول مربوط به ویرایش چهارم (T_0, T_S, S, S_0) :

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۱	۱.۷۵	۱.۱	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱.۰	۱.۳	۲.۲۵	۱.۱	۱.۷۵

ضریب بازتاب:



تحلیل احتمالی خطر لرزه ای ایران



<https://iranhazard.mporg.ir/PSHA.aspx>

پارامترهای لرزه ای مورد نظر	
زمان تناوب	PGA
*احتمال	(Years 475) 10%
نوع بستر	SOIL (Vs30=255)
تأیید	
* احتمال وقوع در 50 سال (دوره بازگشت)	

حداکثر شتاب برای نقطه انتخابی (g)

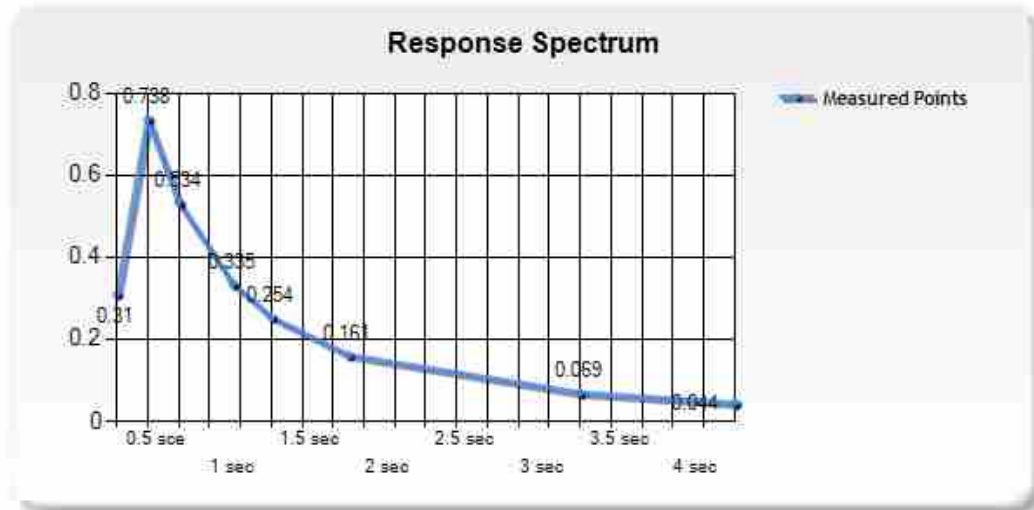
خاک نرم	خاک	سنگ نرم	سنگ	سنگ سخت	-
0.367	0.31	0.348	0.295	0.273	Pga
0.843	0.738	0.814	0.708	0.661	Sa 0.2 sec
0.743	0.534	0.627	0.498	0.448	Sa 0.4 sec
0.609	0.335	0.434	0.29	0.227	Sa 0.75 sec
0.469	0.254	0.331	0.22	0.166	Sa 1.0 sec
0.292	0.161	0.21	0.139	0.104	Sa 1.5 sec
0.123	0.069	0.091	0.058	0.043	Sa 3.0 sec
0.083	0.044	0.059	0.038	0.027	Sa 4.0 sec

مختصات:

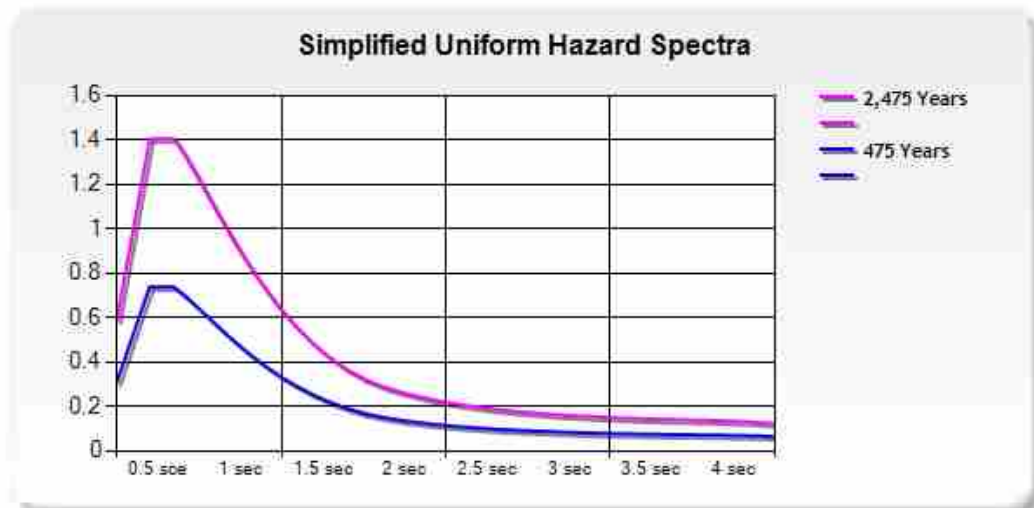
عرض جغرافیایی	35.49
طول جغرافیایی	51.68

محدوده نقشه	عرض جغرافیایی	طول جغرافیایی
حداقل	35.431	51.548
حداکثر	35.603	51.767

طیف یکنواخت پاسخ



طیف طرح ساده



زلزله بهره برداری:

۳-۱۱ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری

۳-۱۱-۱ ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند، به طوری که، مطابق تعریف بند (۱-۱-۲)، قابلیت بهره برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد رفتار ارتجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از $\frac{1}{7}$ برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت نباید افزایش مجدد ۳۳٪ در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن آرمه تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

زلزله بهره برداری:

ب- "زلزله بهره برداری" زلزله ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

۳-۱۱-۲ در زلزله سطح بهره برداری "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" که از تحلیل خطی سازه تحت اثر نیروی زلزله مذکور به دست می آید، نباید از ۰/۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می توان تا ۰/۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۱-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره برداری باید مشابه زلزله طرح، بند (۳-۳)، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می گردد. به این ترتیب در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه (۳-۱۶) محاسبه می شود.

پارامترهای A, B, I, W تعاریف معمول بند (۳-۱۶) را دارند. (۳-۱۶)

$$V_{\text{int}} = \frac{1}{6} ABIW$$

زلزله بهره برداری:

ASCE41: $B_1 = 4/[5.6 - \ln(100\beta)]$ (2-3)

and β is the effective viscous damping ratio.

دیگر ضوابط بین المللی

نسبت شتاب با توجه به ISO	نسبت شتاب با توجه به NZS	میرایی	دوره بازگشت زلزله	نوع ساختمان
A/5	A/4 یا A/5	۱ درصد	۲۰ یا ۲۵ ساله	ساختمان معمولی
-	A/3	۲.۵ درصد	۴۳ ساله	ساختمان بلند مرتبه (TBI)
0.3A-0.6A	A/2	۳ تا ۴ درصد	۱۰۰ ساله	ساختمان مهم
-	A	۵ درصد	۵۰۰ ساله	ساختمان ضروری

شتاب $\frac{A}{6}$ به عنوان زلزله بهره برداری با توجه به مقادیر نیوزیلند برای زلزله ۱۰ ساله صحیح اما B باید متناسب با میرایی اصلاح شود، در نتیجه می توان از $\frac{A}{4.5} = \frac{A}{6} \frac{B}{0.75}$ استفاده کرد.

ASCE/SEI

7-16

12.4.2.2 Vertical Seismic Load Effect. The vertical seismic load effect, E_v , shall be determined in accordance with Eq. (12.4-4a) as follows:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (12.4-4a)$$

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (11.4-5)$$

برای کل سازه در مناطق خطر زلزله $F_v = 0.6 A \cdot I \cdot D$ بسیار زیاد

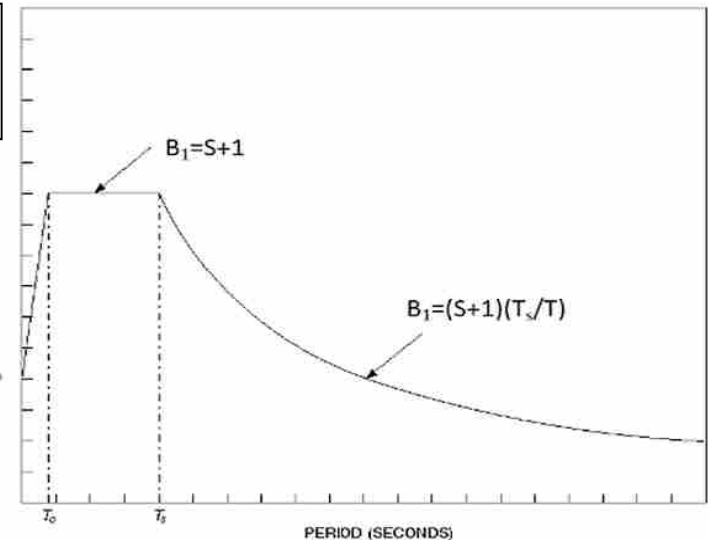
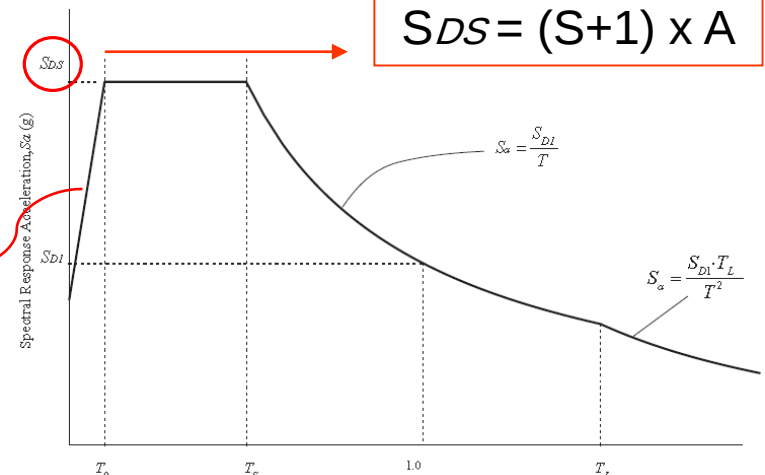
شتاب افقی سطح زمین
 $= (S_0) \times A$

$$1 \leq S_0 \leq 1.3 \text{ و}$$

مولفه قائم شتاب تقریباً نصف مولفه افقی
شتاب سطح زمین است

زلزله قائم:

$$S_{DS} = (S+1) \times A$$



۱- حرکت زمین

ب : الزامات ژئوفیزیکی

۴-۴-۲ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیات شبیه زمین نوع IV را در محل نشان ندهد و طبق بند (۱-۶) انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری نباشد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین مورد نظر را **نوع III** از جدول (۳-۲) انتخاب کرد.

تعیین نوع زمین

۲-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:

الف- برای ساختگاههایی که دارای خصوصیاتی غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاههایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و $PI > 40$ (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

پ- در ساختگاههایی که لایه‌های خاک با سرعت موج برشی معادل خاک‌های نوع III یا IV و ضخامت بین ۵ تا ۲۰ متر بر روی یک لایه سخت با سرعت موج برشی بیش از 750 m/s قرار گرفته و سرعت موج برشی این لایه سخت حداقل ۳ برابر متوسط سرعت موج برشی لایه فوقانی باشد. در این مورد، در صورت عدم دسترسی به طیف طرح ویژه ساختگاه، می‌توان از طیف زمین نوع IV استفاده کرد.

۲-۴-۶ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد، لازم است در مطالعات ژئوتکنیکی کنترل‌های مطرح شده در فصل ششم مدنظر قرار گیرد.

مطالعات طیف ویژه ساختگاه

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

طیف طرح ویژه را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از آن در ساختگاه‌هایی که مطابق بند (۲-۴-۵) مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند (۳-۲-۲) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

مطالعات طیف ویژه ساختگاه

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه و یا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

کاهش برش پایه

۳-۴-۱ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد.

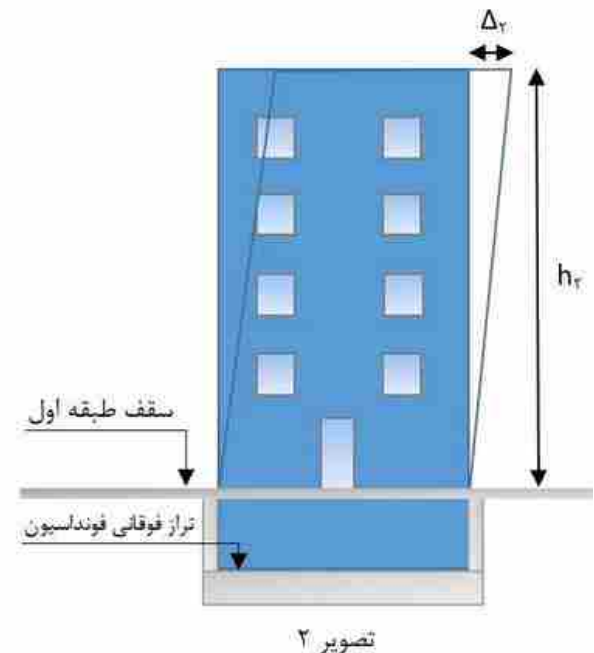
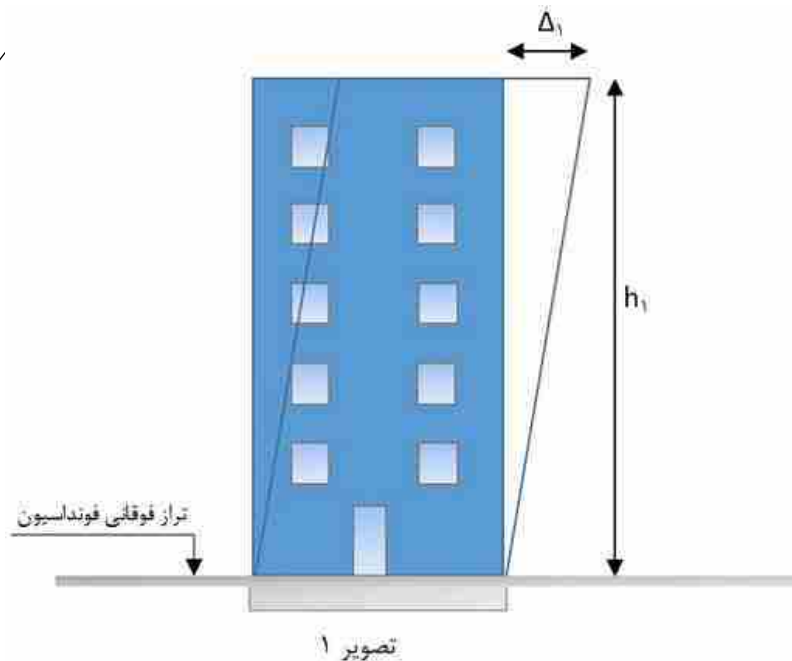
الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

در ویرایش چهارم برخلاف ویرایش‌های قبلی، تخفیفی برای طیف ویژه ساختگاه ارائه نشده است!

۱- حرکت زمین

ج : تراز پایه



مفهوم تراز پایه

۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

در یک سیستم n درجه آزاد، بار دینامیکی خارجی که بر کل سیستم اعمال می شود به سه دسته نیروهای **داخلی** زیر تقسیم می شود، قسمت سمت راست، **نیروی زلزله محرک** وارد بر سازه و سمت چپ، پاسخ (**عکس العمل**) سازه است.

$F_I + F_D + F_S = P(t)$ نیروی اینرسی، F_D نیروی میرایی و F_S **نیرو الاستیک** سازه است.

در یک سازه چند درجه آزاد خطی رابطه بالا (معادله ارتعاش) در هنگام زلزله به شکل زیر است:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M][r]\{Eq(t)\}$$

در سمت چپ معادله $\{y, \dot{y}, \ddot{y}\}$ بردارهای نسبی تغییر مکان، سرعت و شتاب هستند.

قسمت اول: طرف راست معادله و معرفی نیروی زلزله

در سمت راست معادله (**نیروی تحریک**)، $[M]$ ماتریس جرم سازه $[r]$ ماتریس ضرایب تاثیر زلزله در هنگام وقوع زمین لرزه (در سازه برشی برابر $[1]$ است) و $\{Eq(t)\}$ بردار تحریک به قرار زیر است:

$$\{Eq(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{z}_g(t) \\ \ddot{\theta}_{x_g}(t) \\ \ddot{\theta}_{y_g}(t) \\ \ddot{\theta}_{z_g}(t) \end{Bmatrix}$$

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

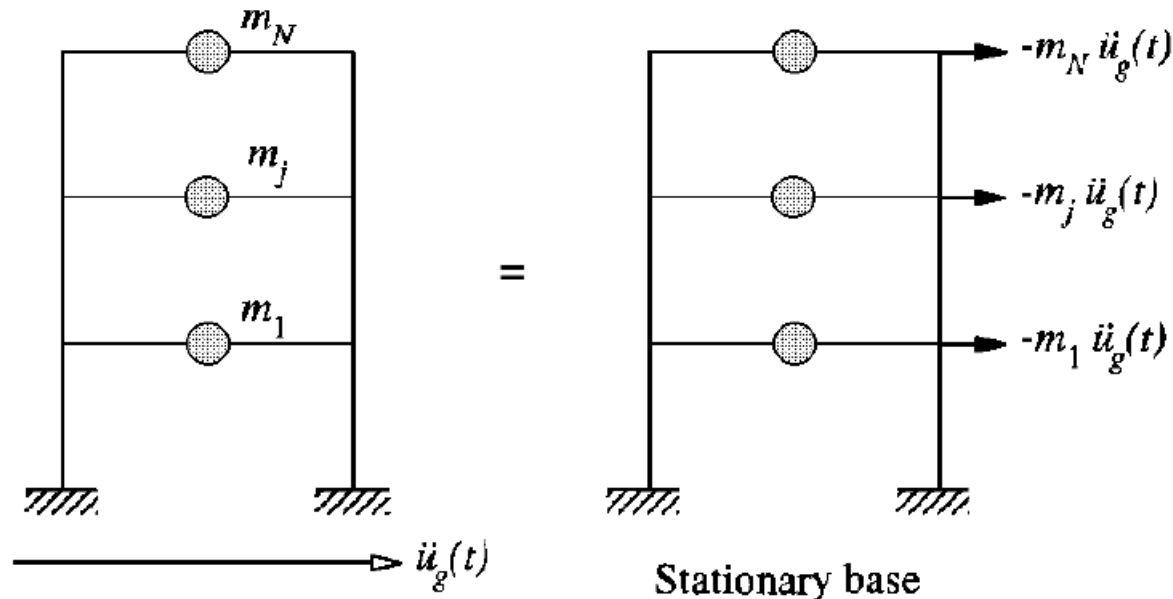
در زلزله ۱ مولفه ای (مثلا زلزله افقی در راستای X) داریم:

$$Eg(t) = \ddot{x}_g(t)$$

با توجه به روابط بالا بنابراین نیروی زلزله وارد بر طبقات برابر جرم آنها در شتاب زلزله خواهد بود یعنی:

(با فرض $ri = 1$ برای درجات آزادی انتقالی افقی و فرض تغییر مکان یا شتاب در درجه دلخواه U)

$$p_{eff}(t) = -m \ddot{u}_g(t)$$



خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

قسمت دوم : طرف چپ معادله و معرفی پاسخ سازه

با نگرشی به سمت چپ معادله مجدد یادآوری می شود که سازه باید میرایی، اینرسی و **سختی لازم** را برای مقابله با این نیروی جانبی داشته باشد و با صرف نظر از دو قسمت اول، **پاسخ سختی** (**عکس العمل الاستیک سازه**) به قرار زیر خواهد بود:

$$\{f_{s(t)}\} = [K] \{y_{(t)}\}$$

که در این رابطه $[K]$ ماتریس سختی و $\{y_{(t)}\}$ بردار تغییر مکان **نسبی** است!

بنابراین سازه برای این **عکس العمل مورد نیاز** مورد ارزیابی و یا طراحی قرار گرفته تا بتواند پاسخ مورد نیاز سختی را در هنگام اعمال تحریک جانبی از خود بروز دهد.

۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

!?

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۳)، به ساختمان اعمال می گردد.

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

نتیجه مهم بحث فوق این است که با توجه به رابطه قبل و صفر شدن پاسخ یا نیاز سختی سازه در اثر بار زلزله در طبقاتی که تغییر مکان **نسبی** ندارند، مفهوم تراز پایه عبارت است از ترازى که مطابق تعريف استاندارد ۲۸۰۰ از آن تراز به پایین **اختلاف** حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود **یعنی تغییر مکان نسبی ندهد**، لذا به این منظور باید سازه با خاک **متراکم** و دیوارهای **حائل متصل به سازه** و کف **صلب** به این منظور برسد.

$$\{f_{s(t)}\} = [K] \{y_{(t)}\}$$

$$\{y_{(t)}\} = \{0\} \rightarrow \{f_{s(t)}\} = \{0\}$$

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

پایه: عوامل زیادی در محل (موقعیت) پایه لرزه ای (تراز پایه) اثر دارند. بعضی از این عوامل شامل:

- موقعیت نسبی سطح محوطه به تراز کف ها (کف طبقات)
- شرایط خاک مجاور ساختمان
- بازشوها در دیوارهای زیرزمین
- موقعیت و سختی عناصر قائم باربر سیستم مقاوم لرزه ای
- موقعیت و اندازه درزهای لرزه ای
- عمق زیرزمین
- وضعیت (چگونگی) اینکه کدامیک از دیوارهای زیرزمین مقید هستند
- نزدیکی (مجاورت) به ساختمان همسایه (مجاور)
- شیب زمین

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

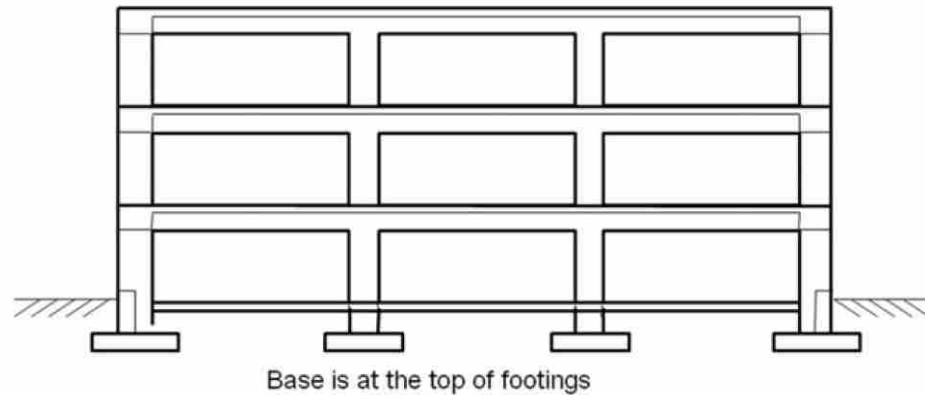


FIGURE C11-2 Base for a Level Site.

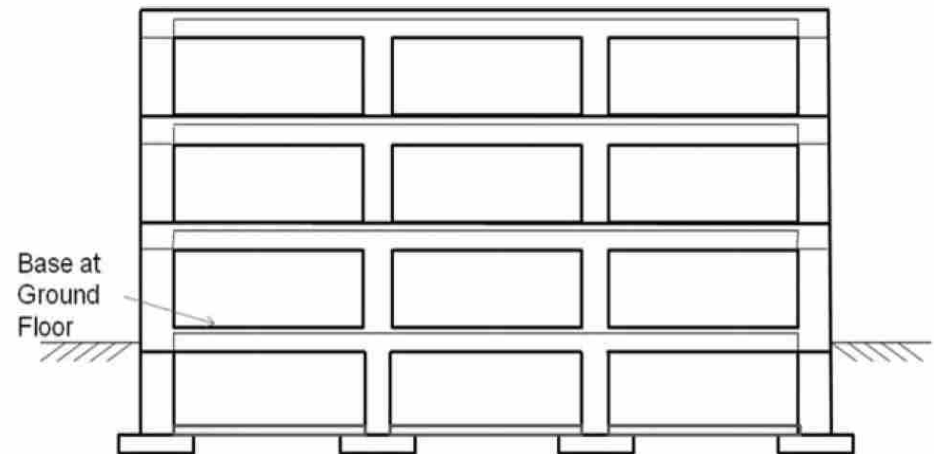


FIGURE C11-3 Base at Ground Floor Level.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

For a floor level above grade to be considered the base, it generally should not be above grade more than one-half the height of the basement story, as shown in Fig. C11.2-4.

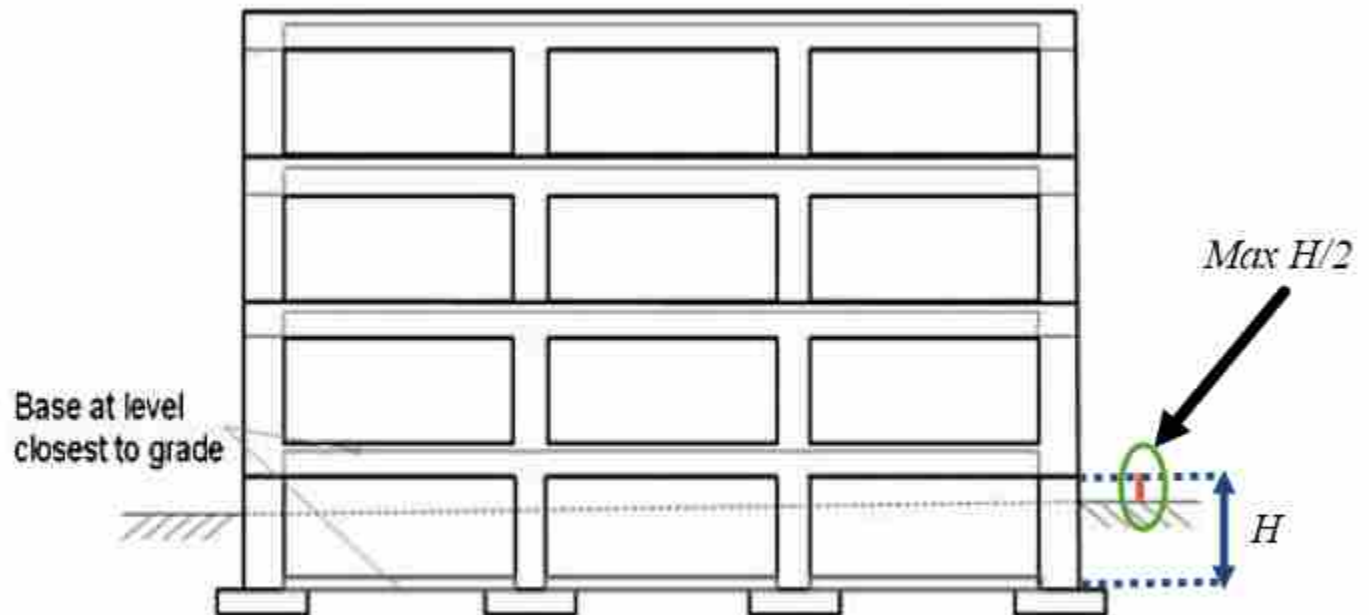


FIGURE C11.2-4 Base at Level Closest to Grade Elevation

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

اگر قرار باشد که ترازپایه در نزدیکترین تراز به محوطه قرار بگیرد، مقطع خاک بالای عمق زیرزمین نباید **روانگرا** در زلزله طرح باشد. مقطع خاک بالای عمق زیرزمین هم نباید شامل **خاک رس بسیار حساس** یا سیمانی ضعیف مستعد برای **فروپاشی** در زلزله طرح باشد.

حالتی که دیوارهای زیرزمین ممکن است سختی مناسب را (زمانی که دارای بازشو بسیاری مانند منافذ نور، راه های عبور، پنجره ها و درها دارد) فراهم نکند، تراز پایه باید پایین این دیوارها باشد.

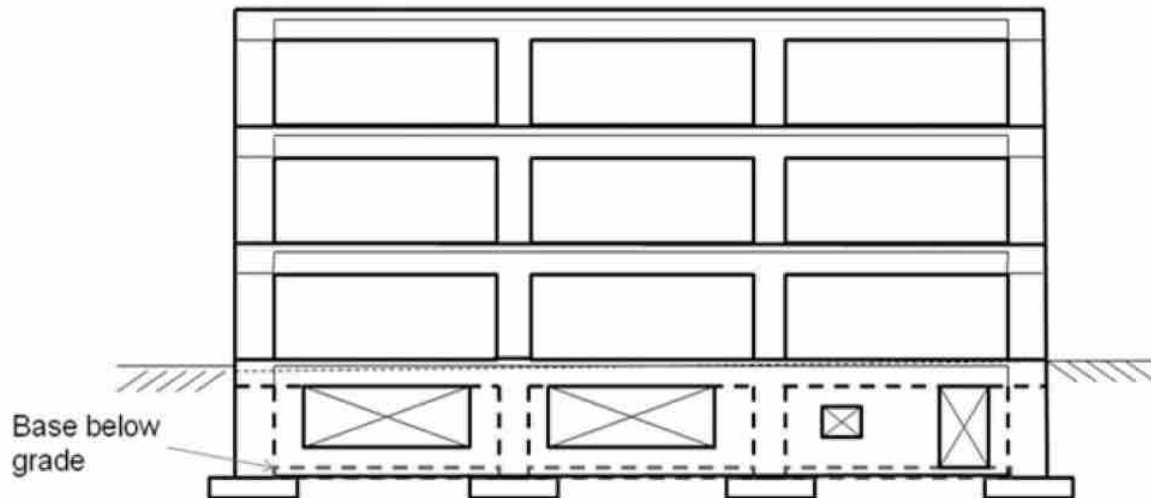


FIGURE C11-5 Base below Substantial Openings in Basement Wall.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

در جائیکه که کف به دیوارهای حائل متصل نشده است، ممکن است نیاز باشد که ترازپایه در زیر سطح زمین و در تراز فونداسیون قرار داده شود. برای اینگونه سازه ها، دال ممکن است به دیوارها متصل نباشد تا اجازه حرکت نسبی بین این دو دهد.

اگر دیافراگم واقع در سطح زمین **انعطاف پذیر** باشد و مقاومت فشاری قابل توجه نداشته باشد، ممکن است نیاز باشد که ترازپایه ساختمان در زیر سطح قرار بگیرد.

برای ساختمانهای با فضای اشغال بزرگ، **درزهای جداکننده لرزه ای** ممکن است در طول ساختمان در دو جهت گسترده شوند و یا ممکن است چندین درز موازی در جهات مختلف داده شود. برای اینگونه ساختمانها، ترازپایه معمولاً **روی فونداسیون** در پایین زیرزمین یا بالاترین سطح دال زیرزمین است جائیکه درزها دیگر وجود ندارند.

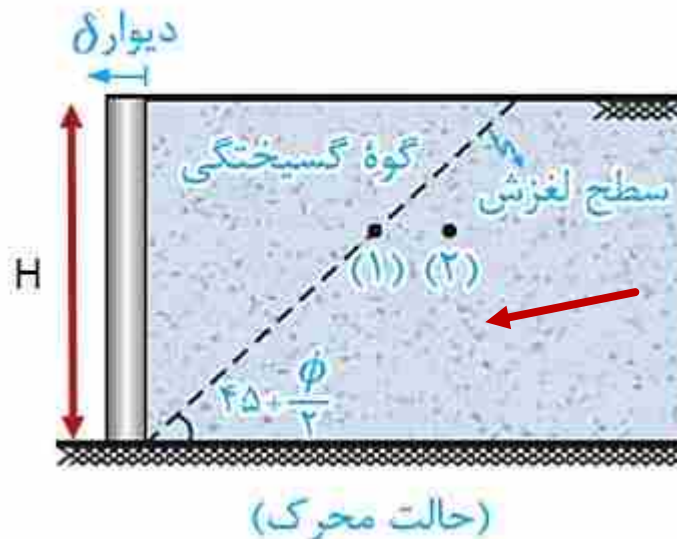
نزدیکی سایر سازه ها نیز می تواند در موقعیت تراز پایه اثر گذار باشد. اگر سایر ساختمانهای دارای زیرزمین در مجاورت یک و یا چند طرف ساختمان قرار بگیرند، ممکن است مناسب باشد تا **ترازپایه در پایین زیرزمین قرار** بگیرد. با نزدیکتر شدن ساختمانهای مجاور به ساختمان، آنچه بیشتر احتمال دارد آن است که ترازپایه باید در **زیر سطح زمین** باشد.



شماره: ۹۶-۱۱-۱۸۱۵۵ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

پاسخ سوال شماره ۳- الف: حداقل بعد افقی خاک متراکم در امتداد عمود بر دیوار آن میزان است که گوه گسیختگی پشت دیوار

فعال شود.



$$\theta_{\text{حالت محرم}} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

با توجه به زاویه اصطکاک خاک بین ۲۸-۳۷ درجه لذا طول لازم در جهت عمود بر دیوار برای عمق کافی خاک به منظور فرض تراز پایه، بین **0.5H تا 0.6H** می باشد.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

در عمق بالای زیرزمین خاک **سخت** (متراکم) نیازمند است زیرا نیروهای زلزله به ساختمان در این سطح و در ارتفاع بالای دیوارهای زیرزمین منتقل می شوند. **مهندس زلزله شناس** مسئول تأیید کردن این امر می باشد که آیا خاک به اندازه کافی سخت است تا نیروهای زلزله را نزدیک به سطح تراز محوطه منتقل نماید.

rather than close to grade. **Stiff soils** are required over the depth of the basement because seismic forces will be transmitted to and from the building at this level and over the height of the basement walls. The **engineer of record** is responsible for establishing whether the soils are stiff enough to transmit seismic forces near grade. For tall or heavy buildings or where

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf

بررسی شرایط خاک متراکم (سخت) در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴

۲-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود، ولی در مواردی که در دیوارهای حایل بتن مسلح وجود دارد و این دیوارها با سازه ساخ تراز پایه در تراز نزدیک‌ترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده می‌شود. مشروط بر آن که دیوارهای حایل تا زیر این کف ادامه دار

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهدار آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهدار زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز

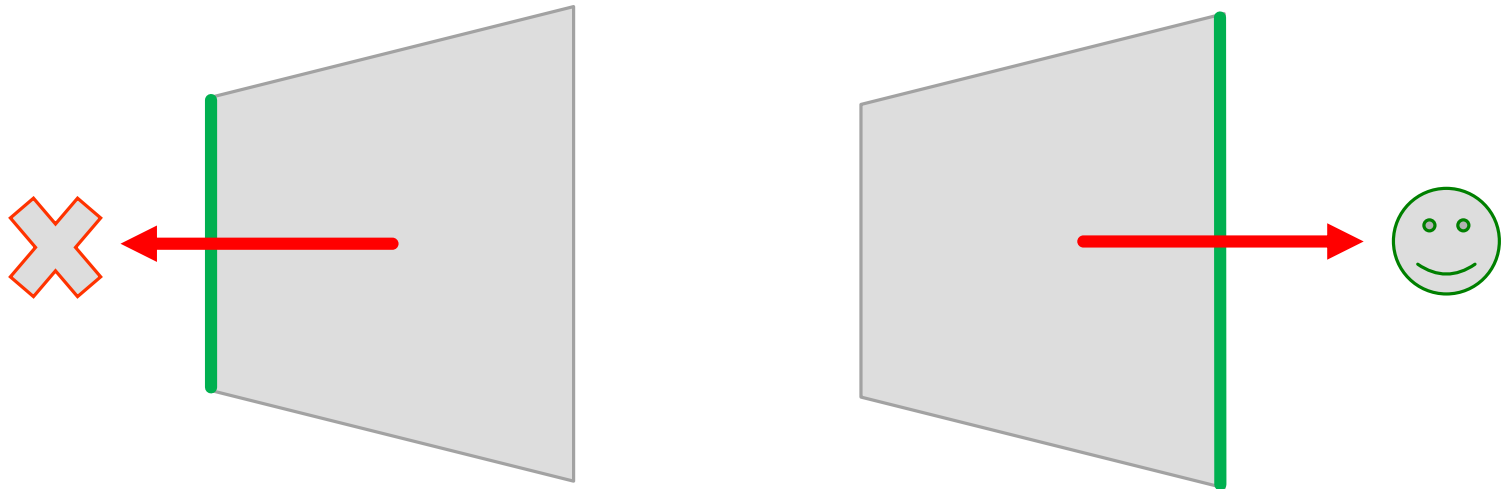
جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{V}_u (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	۳۷۵-۷۵۰
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۷۰-۲۵۰	۱۵-۵۰	۱۷۵-۳۷۵
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

همانطور که مشخص است تفسیر آیین نامه از خاک پیرامون ساختمان از یک تعریف فیزیکی (کوبیده شده) در ویرایش ۳، به یک تعبیر دینامیکی (متراکم با توجه به سرعت موج برشی) در ویرایش ۴ تغییر پیدا کرده است. این تفسیر دقیقاً در ASCE7 نیز با اشاره به مهندس زلزله شناس و تعریف خاک سخت مشاهده می‌شود.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

بنابراین در بسیاری از حالاتها ممکن است ناگزیر باشیم برای ساختمانهایی با زیرزمین، ترازپایه را پایین تر از سطح زمین قرار دهیم. این گونه حالاتها شامل مواردی مانند اینکه دیافراگم کف به دیوارهای حائل متصل نشده اند، دیافراگم کفها شامل دیافراگم انعطاف پذیر در تراز نزدیک به سطح باشد و یا سایر ساختمانها در نزدیک آن قرار داشته باشند. دانش **پاسخ دینامیکی** در ساختمانها و **قضاوت مهندسی** اغلب در تعریف ترازپایه این سازه ها تعیین کننده است.



نحوه اثر دهی تراز پایه

از آنجا که اثر تراز پایه، اثری دو گانه است در صورت نبود **حالت پایدار** در طول عمر مفید ساختمان می بایست به طور کامل (حال یا آینده) مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور می بایست هر دو حالت تراز پایه (در صورت وجود) در **ضریب زلزله** و **وزن موثر لرزه ای** پایه اعمال شود.

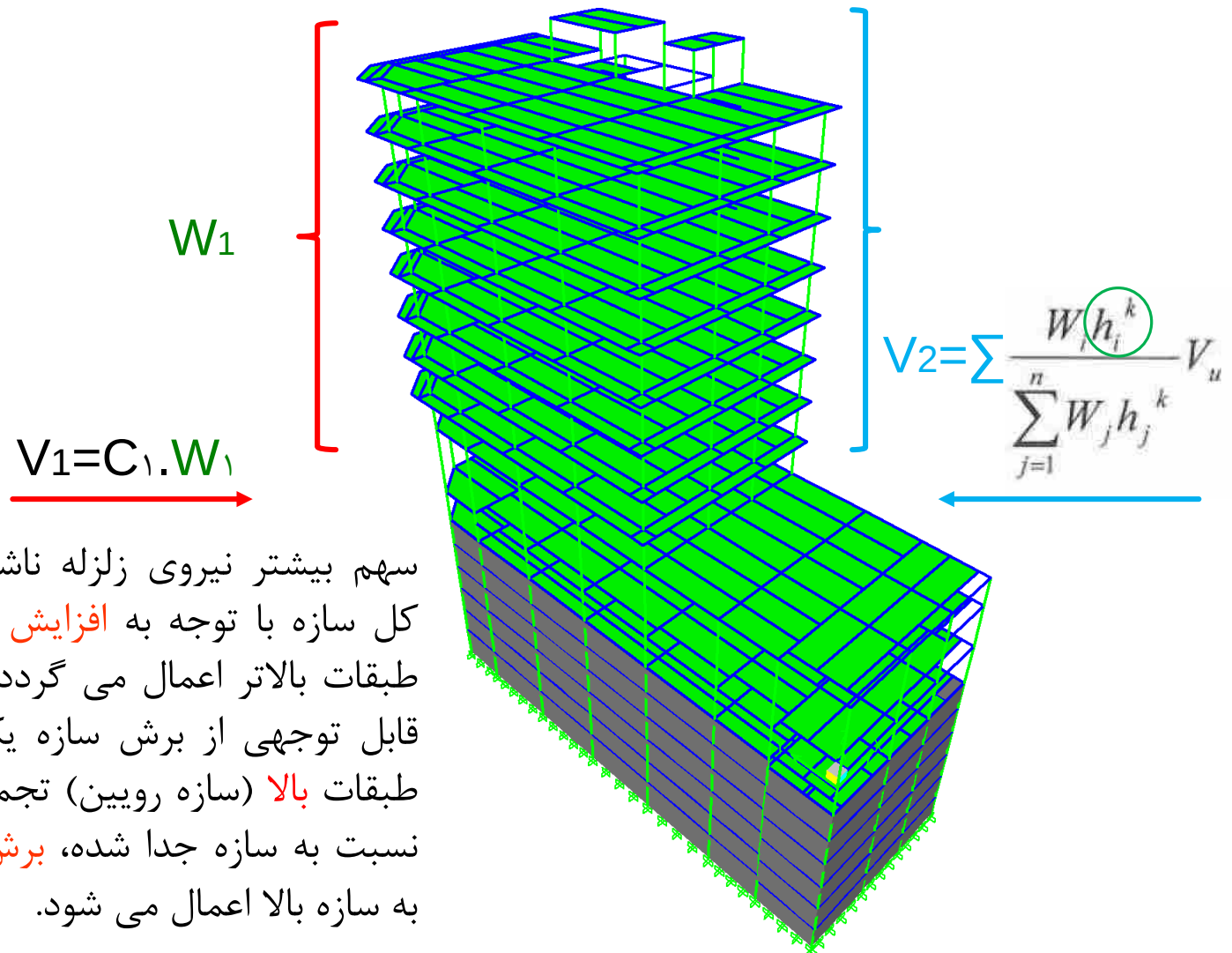
$$V = C.W$$

$$T = \alpha H^{\beta}$$

$$B = \gamma \cdot \left(\frac{TS}{T} \right)$$

$$C = ABI/R$$

با توجه به روابط بالا و اثر بیشتری که تراز پایه بر **روی وزن لرزه ای** دارد، چنانچه سطح طبقات زیرین خالی نباشد، با افزایش ارتفاع موثر سازه، برش پایه **بیشتر** می گردد!



ترکیب سیستمها

۳-۳-۹ ترکیب سیستمها در ارتفاع

۳-۳-۵-۲ حالت خاص

در ساختمان‌هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه کمتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی باشد.

نیروهای جانبی را می‌توان با استفاده از روش دو مرحله زیر تعیین نمود:

۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.

۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیز به سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/p قسمت تحتانی به R_u/p قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

Upper Portion:

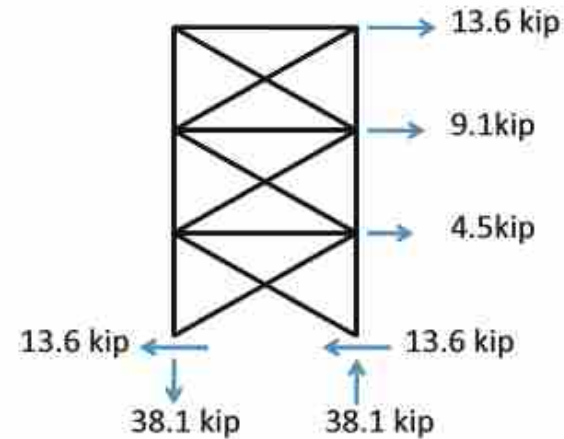
W=450 kip

R=3.25

T=0.367 s

$C_s=0.0604$

V=27.2 kip



Lower Portion:

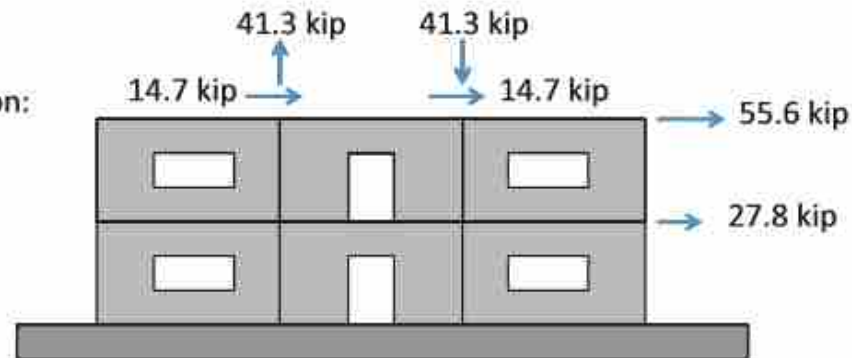
W=1000 kip

R=3.00

T(< .1 s)

$C_s=0.0833$

V=83.3 kip



نکته :

به جای جدا سازی می توان ۲ حالت بار مجزا با مشخصات هر قسمت تعریف نمود (E_{top}-) بعد یک ترکیب (یا حالت بار) جدید تعریف نمود با نام E_{all} که شامل هر دو بار است با ضریب اعمال شده به قسمت top:

$$E_{all} = (E_{top} \times \alpha + E_{bot})$$

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه) (نیروی ناشی از توده خاک)

مطابق بند ۷-۵-۴-۳-۶ مبحث هفتم در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن متکی به سقف هستند در شرایط بارگذاری لرزه ای باید طبق جدول ۷-۵-۲ و بند ۷-۵-۴-۳-۷، در خاکهای متراکم یا سخت علاوه بر فشار سکون، از **اضافه فشار** خاک هنگام زلزله از روابط مانند وود نیز استفاده گردد :

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه ای

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه - اکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

۷-۵-۴-۳-۷ فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می شود.
فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روش **وود**: راهنمای دیوار حائل - نشریه شماره ۳۰۸ بازنگری اول (۱۳۹۶)

۱۴-۴-۳- حائل‌های ثابت

برخی از حائل‌ها نظیر دیوارهای حائل وزنی بزرگ قرار گرفته بر سنگ یا بستری مشابه سنگ یا دیوارهای زیرزمین ساختمان‌ها که در بالا و پایین مهار شده‌اند، فاقد حرکت لازم جهت بسیج مقاومت فعال یا مقاوم خاکریز می‌باشند. نتایج تحقیقات^۱ نشان داده است برای محدوده تکانه‌هایی با فرکانس کمتر از نصف فرکانس طبیعی خاک مهار نشده، فشارهای وارد بر دیوار را می‌توان از حل الاستیک برای یک شتاب افقی یکنواخت ثابت وارد بر خاک محاسبه کرد. برای دیوارهای صلب و بدون اصطکاک، مولفه دینامیکی نیرو و لنگر واژگونی حول پایه دیوار مطابق روابط (۱۲-۱۴) و (۱۳-۱۴) به دست می‌آیند:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p \quad (12-14)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 k_h F_m \quad (13-14)$$

k_h = مولفه افقی شتاب زلزله

γ = وزن مخصوص مرطوب خاک

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

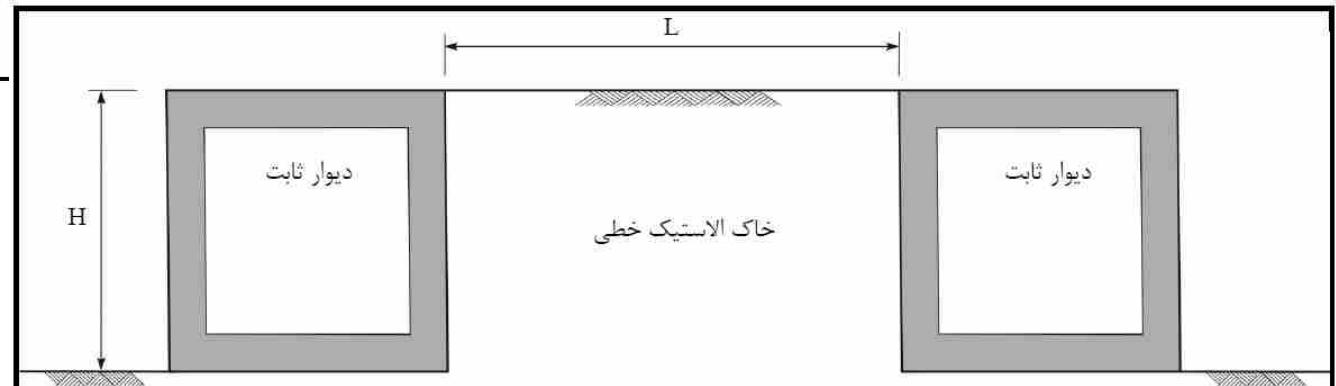
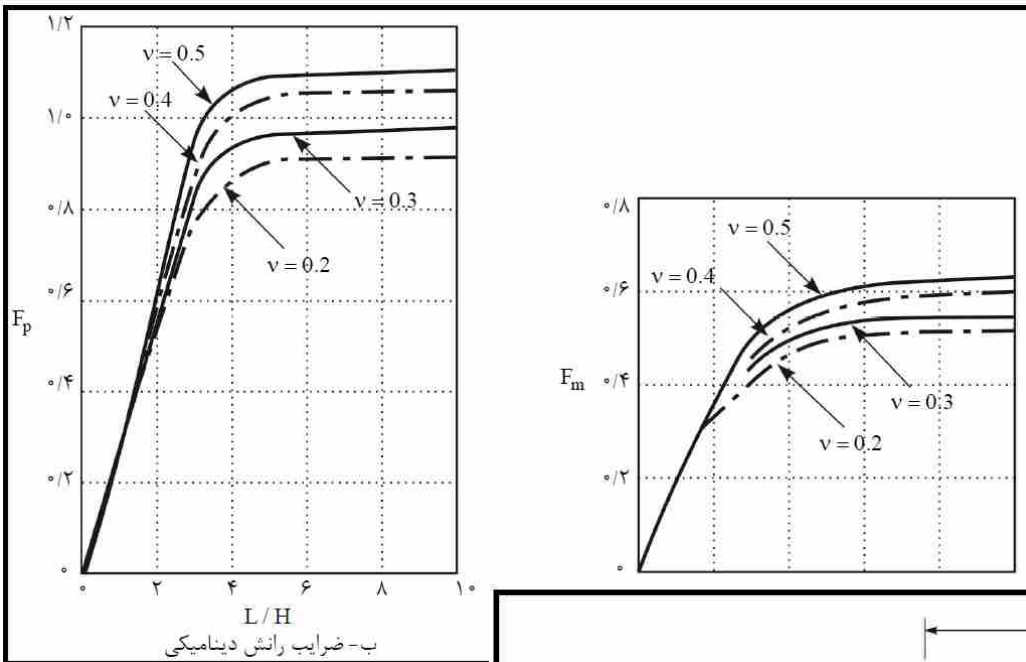
نشریه ۱۲۳ ویرایش ۱۳۹۵:

۳-۵-۲- اضافه فشار دینامیکی خاک پشت دیوارهای پیرامونی

در صورت عدم انجام مطالعات دقیق، حداقل برآیند اضافه فشار دینامیکی جانبی ناشی از ارتعاش خاک پشت دیوارهای پیرامونی مخازن طبق رابطه ۳-۳۹ محاسبه می‌گردد. مقدار k_{II} در این رابطه با توجه به جنس خاک و میزان تغییر مکان جانبی دیوارهای پیرامون مخازن بر اثر نیروی زلزله تعیین می‌شود. این مقدار برای دیوارهای پیرامونی که ضوابط فشار محرک خاک را برآورده می‌کنند، نباید کمتر از $\frac{A}{2}$ و برای دیوارهای سخت کمتر از A در نظر گرفته شود.

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روش **وود**: راهنمای دیوار حائل - نشریه شماره ۳۰۸



نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

۴- روش ملکی و محجوبی (۲۰۱۰): توزیع و مقدار اضافه نیروی جانبی در هنگام زلزله

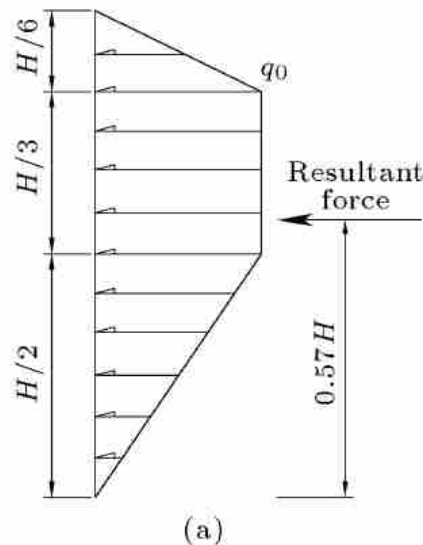


Table 1. Coefficient α and distribution type in α method.

Case	Distribution	α
Bridge abutment ($H < 5$ m)	I	0.31
Bridge abutment ($H \geq 5$ m)	I	0.55
Rigid and propped wall ($H < 5$ m)	I	0.32
Rigid and propped wall ($H \geq 5$ m)	I	0.64
RC retaining wall ($H < 5$ m)	I	0.25
RC retaining wall ($H \geq 5$ m)	II	0.44

$$\Delta P_E = 0.43 A_s H^2 \quad H \geq 5 \text{ m}$$

$$\Delta P_E = 0.21 A_s H^2 \quad H < 5 \text{ m}$$

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

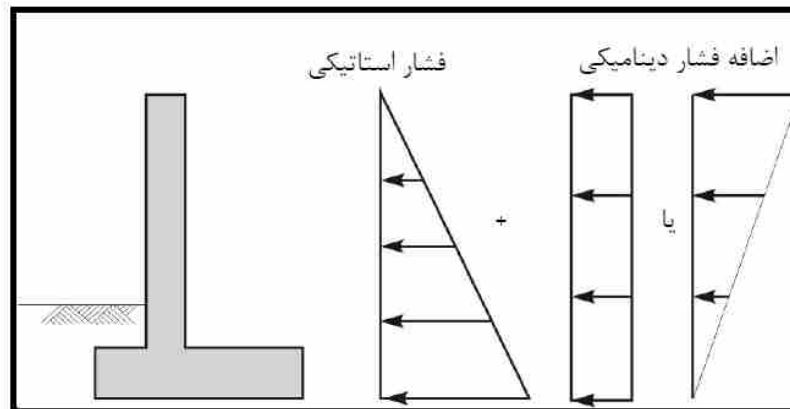
۶- بند ۱۴-۴-۵ نشریه ۳۰۸ سازمان مدیریت و برنامه ریزی بازنگری اول (۱۳۹۶)

۱۴-۴-۵- روابط آیین نامه ای برای فشار لرزه ای

علاوه بر روابط نظری بیان شده برای تعیین فشار جانبی لرزه ای، برخی آیین نامه ها و دستورالعمل های طراحی نیز، روابط ساده ای را جهت تعیین فشار جانبی لرزه ای بر حائل ها ارائه نموده اند. در این قسمت روابط ارائه شده توسط آیین نامه FEMA^۱ برای تعیین اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حائل ثابت (دیوار طبقات زیرزمینی ساختمان) در حضور خاک غیراشباع با سطح صاف و بالاتر از سطح آب زیرزمینی، بیان می گردد:

$$\Delta P_e = 0.4k_h \gamma H$$

(۲۵-۱۴)



شکل ۱۴-۱۰- اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حائل

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

۵- نشریه ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود-تجدید نظر اول ۱۳۹۲

۵-۴- فشار لرزه ای جانبی خاک

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده ی خاک غیراشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می دارد می تواند از رابطه (۴-۲۰) محاسبه شود:

$$\Delta p = 0.4 K_h \gamma H$$

(۴-۲۰)

که در آن:

Δp : اضافه فشار جانبی خاک در حین زلزله ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می شود.

H : ارتفاع کل دیوار

γ : وزن واحد حجم خاک پشت دیوار

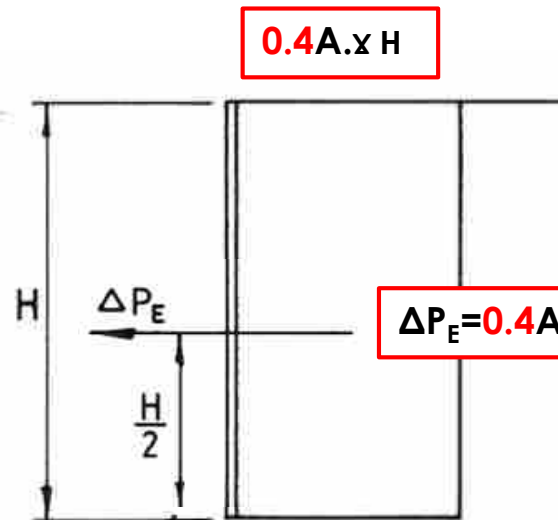
K_h : ضریب شتاب افقی زلزله که برابر شتاب حداکثر زلزله در سطح زمین نسبت به شتاب ثقل فرض می شود (اگر از استاندارد

۲۸۰۰ برای محاسبه ی زلزله ی طرح استفاده می شود، K_h همان شتاب مبنای محل (A) خواهد بود).

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

جمع بندی:

(با توجه به ۵ مرجع بررسی شده با تاکید بر روش ارائه شده در نشریه ۳۶۰ داریم)



یا:

کل اضافه فشار در هنگام زلزله:

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

۲-۲-۵-۵-۷ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فقط اضافه فشار خاک هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروهای زلزله (E) لحاظ می‌گردد. در این حالت ترکیب بارگذاری، فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان بار مرده (D) محسوب می‌گردد.

بنابراین طبق مبحث هفتم داریم: (روش مقاومت)

$$1.2H + 1.4EH$$

H: static load pressure

Eh: seismic earth pressure

در استعلام از رئیس کمیته **ASCE7** داریم:

Common practice in the U.S. is to treat the dynamic increment of soil pressure associated with earthquake, as an “E” load and to use the 1.0 factor on it

بنابراین طبق ASCE7 داریم: (روش مقاومت)

$$1.6H + 1.0EH$$

H: static load pressure

Eh: seismic earth pressure

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

سوال: طراحی دیوار و سازه در این حالت چگونه است؟

جواب: الف: دیوار – مطابق ASCE41 داریم:

The seismic earth pressure shall be added to the unfactored static active earth pressure to obtain the total earth pressure on the wall. The wall shall be evaluated as a force-controlled component using acceptance criteria based on the type of wall construction and approved methods.

بنابراین دیوار نباید پلاستیک شده و کاهش اثرات زلزله بدلیل عواملی مانند ضریب رفتار ممنوع است.

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

ب : سازه - در این خصوص مشخصا در **ASCE41** گفته شده که این اضافه فشار نباید در افزوده شدن برش پایه سازه مورد استفاده قرار گیرد :

Seismic earth pressures calculated in accordance with this section are intended for use in checking acceptability of local wall components and should not be used to increase total base shear on the building.

اما اثرات این نیرو در سازه چه می شود؟

منطقی ترین برداشت این است که از آنجا سازه در اثر هرگونه بار زلزله اجازه پلاستیک شدن دارد لذا می توان این اضافه فشار نیروی زلزله را به طریق زیر اعمال نمود:
همانطور که مطابق **ASCE7** هر جا اثر **R** و کاهش مقاومت دیده شده، **I** هم برای جبران آن ذکر شده اینجا نیز ضریب اهمیت اعمال می شود:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \rightarrow \frac{EH}{\frac{Ru}{I}} = \frac{I \cdot EH}{Ru}$$

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

الف : ضریب زلزله

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

ضریب رفتار R :

CW = زلزله حالت مجاز (ویرایش ۳)
 $R = R_{\mu} \cdot \Omega_0 \cdot Y$

۱- ضریب شکل پذیری R_{μ}

۲- ضریب اضافه مقاومت Ω_0

CS = زلزله حالت مقاومت (ویرایش ۴)

$R = R_{\mu} \cdot \Omega_0$

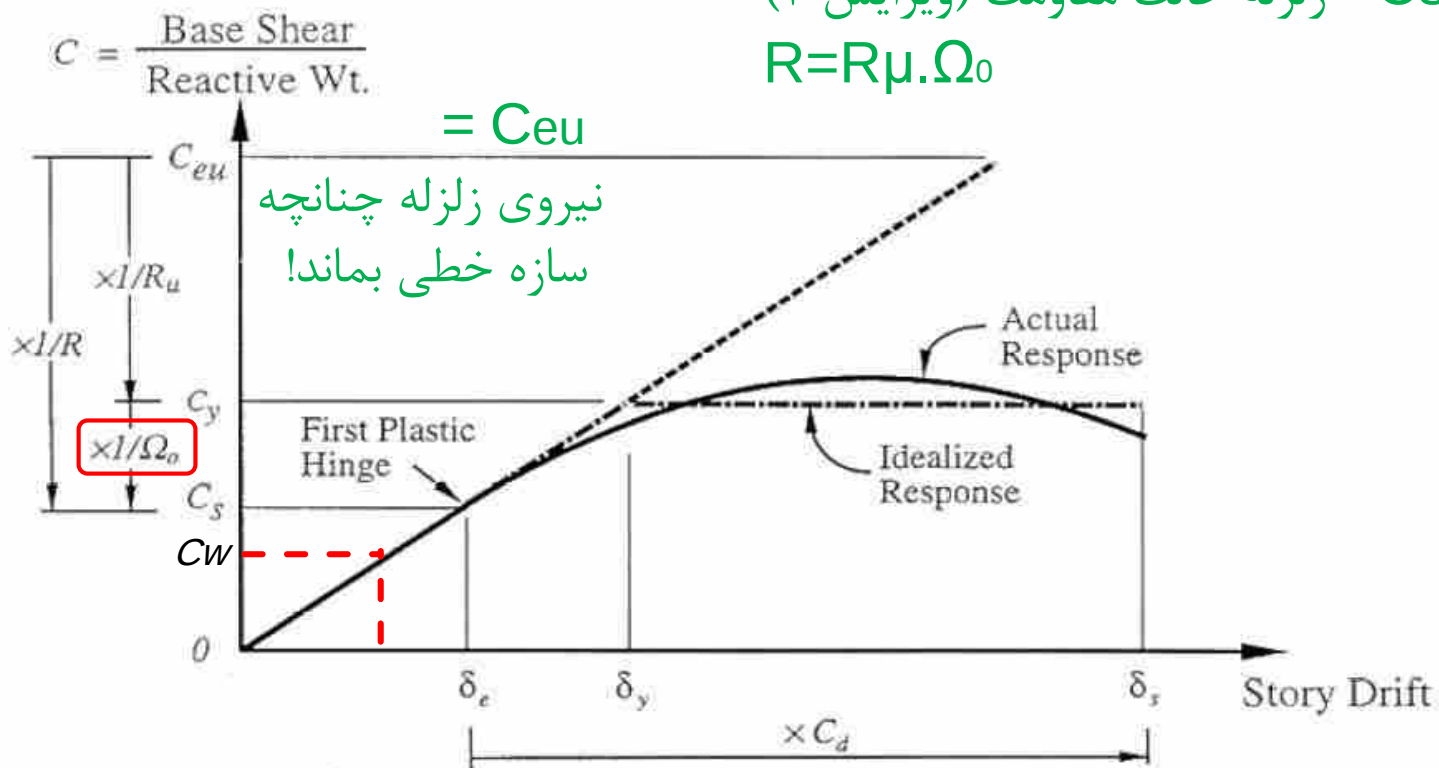


Figure 9-1. General structural response envelope

خطی ارتجاعی) تحمل می کند
 $C_s = \frac{ABI}{R} W$ = نیروی زلزله ای که سازه قبل از شروع خرابی (در محدوده
 $C_y = \Omega_0 \cdot C_s$ = کل نیروی زلزله ای که سازه تحمل می کند!

از آنجایی که مقاومت
 اعضا یکسان نیست،
 خرابی به ترتیب انجام
 میشود! بنابراین نیرو
 مرتب زیاد می شود!

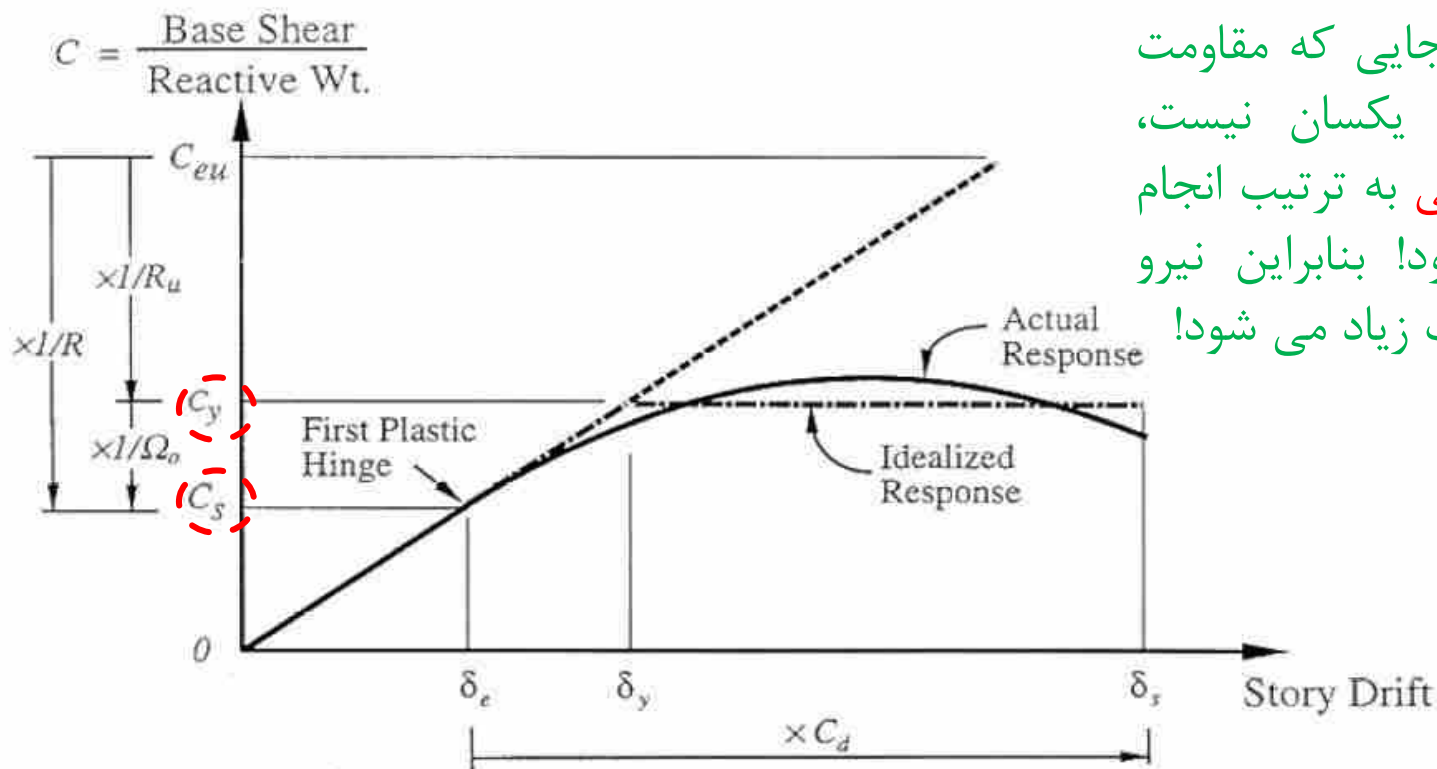
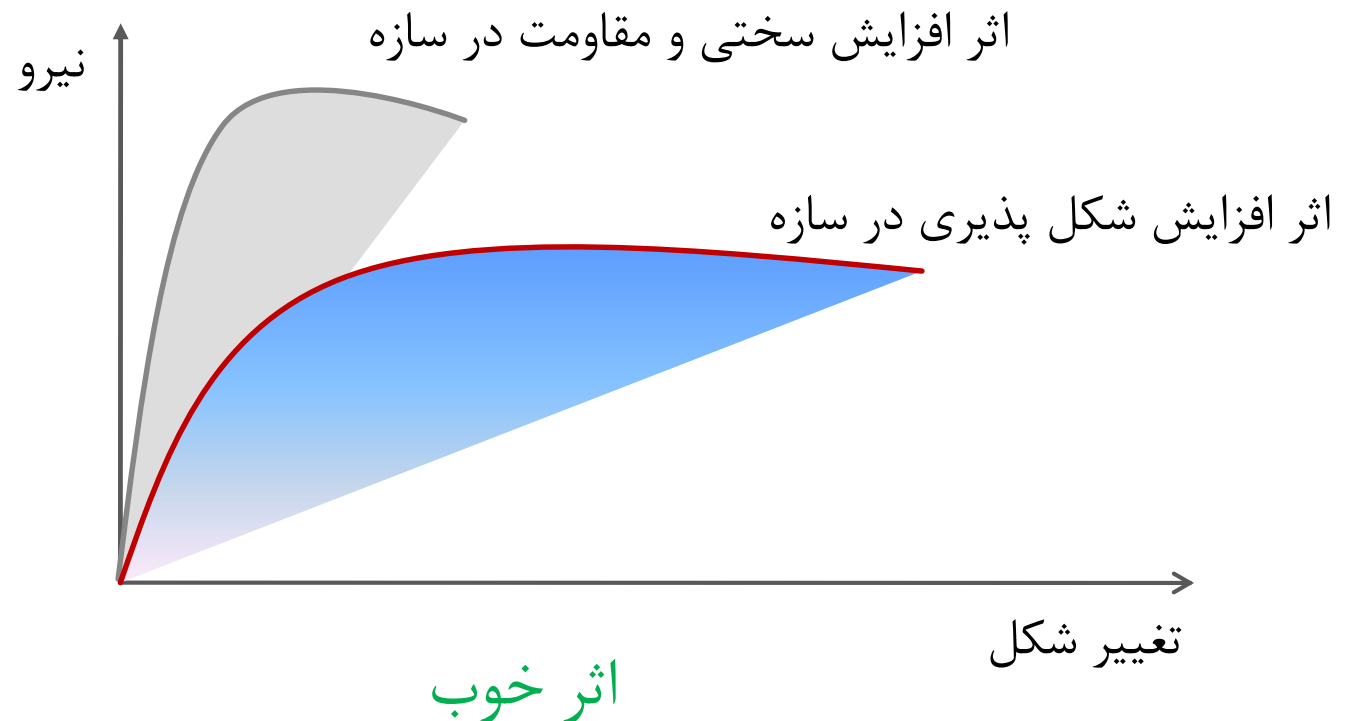


Figure 9-1. General structural response envelope

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی و بتنی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی و قاب ساده با دیوار برشی بتنی

سوال اول : این پدیده، یعنی افزایش نیرو خوب است یا بد؟



بنابراین افزایش مقاومت می تواند تا حدی **ضعف شکل پذیری** را جبران کند!

اثر بد: سازه در هنگام زلزله شدید برای استهلاک انرژی زلزله می بایست
خراب شود ولی خرابی کنترل شده:

- خرابی
کنترل
شده
- ۱- نوع خرابی (خرابی شکل پذیر مانند خرابی تیر در خمش)
 - ۲- میزان خرابی (مثلا حداکثر دوران تیر پیوند)
 - ۳- **ترتیب خرابی** (خرابی تیر در خمش قبل از ستون در قاب خمشی)

مورد سوم یعنی اینکه مثلا تا زمانیکه تیر به حداکثر دوران خود نرسیده (کامل خراب نشده)، ستون خراب (پلاستیک) نشود!

اثر بد افزایش مقاومت تیر می تواند تا **ترتیب خرابی** را برهم بزند!

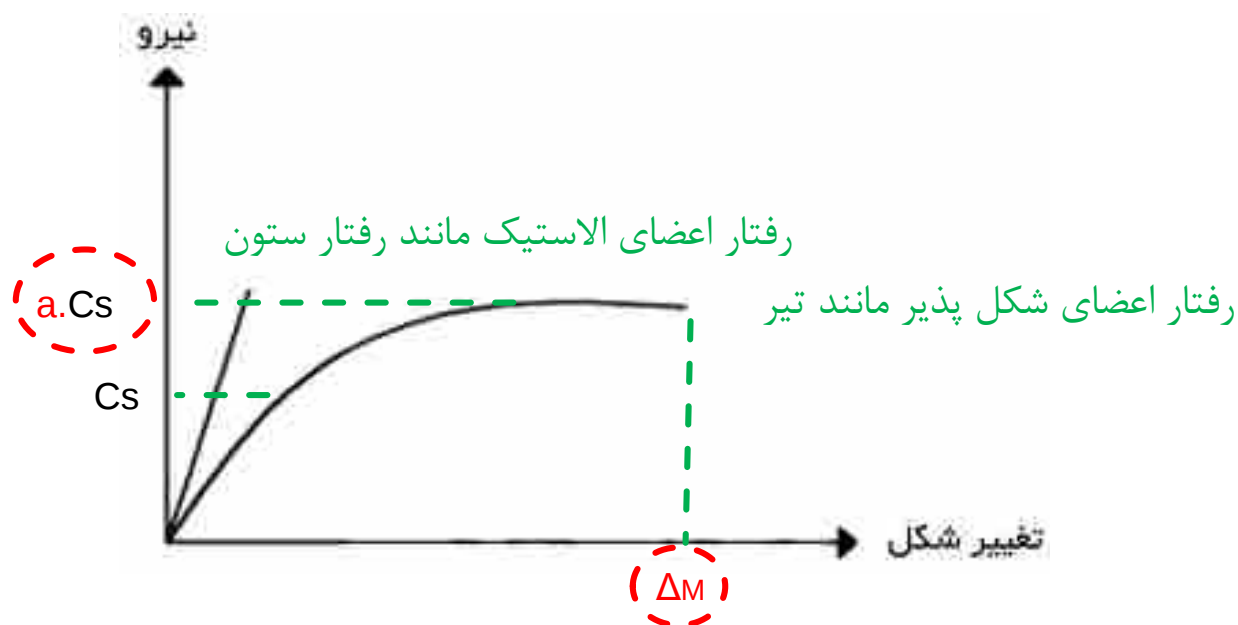
بنابراین مثلا ستون باید برای یک نیروی بزرگتر و برابر با حد نهایی نیروی
وارد بر تیر طراحی شود!

سوال دوم : چگونه این اثر در طراحی لحاظ می شود؟

اعضای سازه ای ۲ نوع رفتار دارند:

۱- شکل پذیر و کنترل شونده توسط تغییر شکل پلاستیک ← نیروی زلزله طراحی Cs

۲- الاستیک و کنترل شونده توسط نیرو (قبل از خرابی) ← نیروی زلزله طراحی $a.Cs$

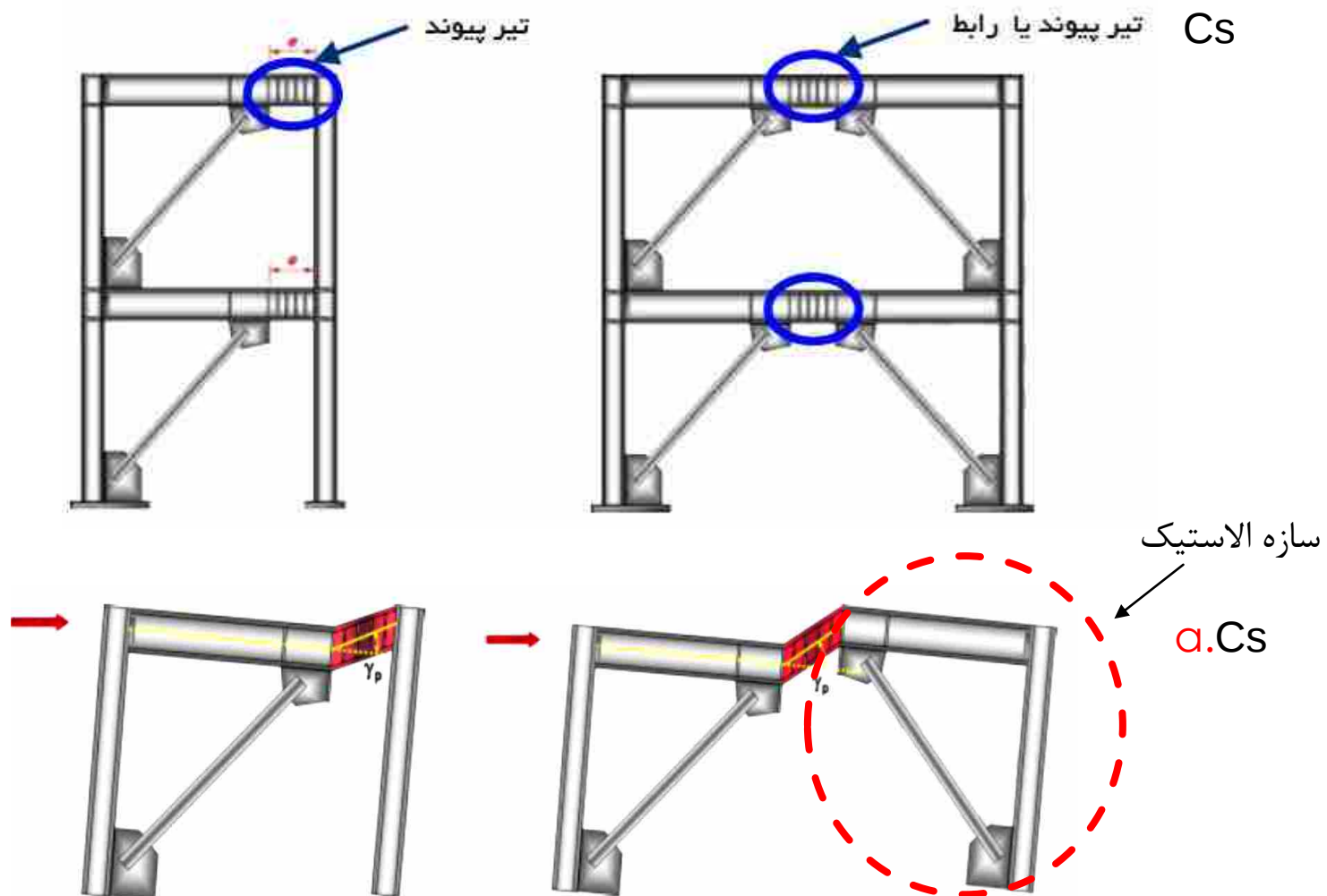


ضریب اضافه مقاومت Ω_0

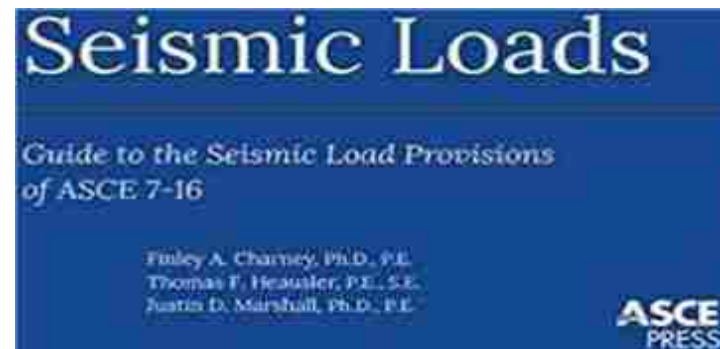
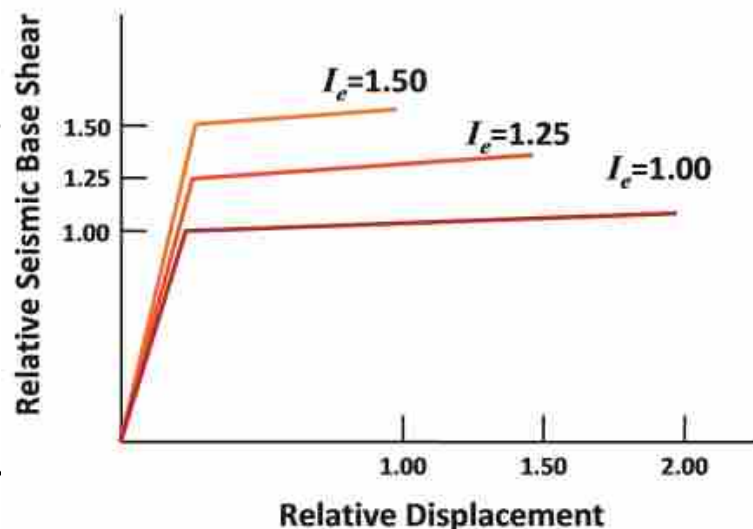
Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین نامه های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه های با سیستم های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.



الف : ضریب زلزله



in which I_e appears to be a modifier of R , which is an incorrect interpretation because R is a system-dependent parameter that is independent of risk. Another interpretation of I_e is obtained when Equation (12.8-2) is written as follows:

$$C_s = \frac{S_{DS} I_e}{R} \quad (\text{G6-1})$$

In the revised equation, I_e appears to act as a multiplier of the design spectral acceleration. This also is an incorrect interpretation because the level of ground motion felt by a building is not a function of risk. The true purpose of the importance factor is to provide **additional strength** for risk-critical facilities. For the same level of ground motion and type of detailing, a stronger building will have lower ductility demand and less damage than a weaker system.

الف : ضریب زلزله

ضریب اهمیت I : (در مقایسه سیستم متوسط و ویژه)

۳-۵-۳-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

همانطور که از جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ مشاهده می‌شود سیستم‌های ویژه به علت ظرفیت تحمل تغییرشکلهای زیاد و نتیجتاً استهلاک بیشتر انرژی زلزله دارای ضریب رفتار بزرگتری هستند، این مسئله باعث پدید آمدن مشکل ۲ در این سازه ها می شود:

- ۱- خرابی زودتر به علت کاهش برش طراحی و متناسب آن ظرفیت خطی سازه
- ۲- خرابی بیشتر به علت نیاز به تغییرشکلهای بیشتر به منظور جبران ضعف مقاومت با فرض ثابت نگاه داشتن سطح زیر نمودار

الزام آیین نامه برای استفاده از سیستم‌های ویژه برای ساختمانهای مهم، ایجاد ظرفیت بیشتر (به دلیل کاهش ریسک فروریزش) است نه کاهش مقاومت به واسطه افزایش R !!

الف : ضریب زلزله

آیا استفاده از ضریب اهمیت، همیشه عملکرد را هم افزایش می دهد؟
خیر، در تبدیل سیستم قاب خمشی متوسط به ویژه، با افزایش مقاومت باعث رفع دو نقیصه (خرابی زودتر و بیشتر) می شود، نه افزایش عملکرد!! اما در سیستم های یکسان ممکن است!

۱- ساختمان های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.

۲- ساختمان های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.

۳- ساختمان های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه ای و غیرسازه ای نداشته باشند، به طوری که بهره برداری از آنها امکان پذیر باشد.

Table C17.2-1 Performance Expected for Minor, Moderate, and Major Earthquakes^a

Performance Measure	Earthquake Ground Motion Level Minor	Earthquake Ground Motion Level Moderate	Earthquake Ground Motion Level Major
Life-safety: Loss of life or serious injury is not expected	F, I	F, I	F, I
Structural damage: Significant structural damage is not expected	F, I	F, I	I
Nonstructural damage: Significant nonstructural or contents damage is not expected	F, I	I	I

Note ^aF indicates fixed base; I indicates isolated.

الف : ضریب زلزله

محاسبه میزان تصرف یا تجمع در یک فضا به منظور محاسبه **ضریب اهمیت**

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ آمده است :

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

سوال اصلی اینست که چگونه می‌توان میزان تجمع یا تصرف در یک فضا را تخمین زد؟

الف : ضریب زلزله

تنها مرجع موجود که به این موضوع پرداخته است، **مبحث سوم مقررات ملی ساختمان** و تخمین این میزان برای **محاسبه ظرفیت راه های خروج** طبق جدول زیر است. به این منظور لازم است تا سطح بنای ناخالص (کل زیر بنا در هر طبقه) بر واحد تصرف تقسیم شود:

جدول ۳-۶-۱: سوانه تصرف در بناهای مختلف (بر حسب مترمربع به ازای هرنفر)

کارکرد بنا	ویژگی فضاها	سوانه تصرف (مترمربع به ازای یک نفر)
مسکونی	- هتل‌ها، بناهای آپارتمانی و پانسیون‌ها و خانه‌های سالمندان - خوابگاه‌ها و شبانه‌روزی‌ها (مانند سربازخانه یا خوابگاه مدرسه شبانه‌روزی)	۱۸/۶ ناخالص ۴/۶ ناخالص
تجمعی	سالن‌های گردهمایی با صندلی غیر ثابت (فشرده بدون میز) مانند: سالن‌های مساجد، سالن‌های برگزاری انواع مراسم، جشن‌ها و ...	۰/۷ خالص
	شعبستان مساجدی که غیر از نماز جماعت، سایر مراسم با جمعیت فشرده در آن‌ها برگزار می‌شود.	۰/۵ خالص
	سالن‌های گردهمایی با میز و صندلی غیر ثابت، مانند: سالن‌های کنفرانس، رستوران‌ها و سالن‌های غذاخوری	۱/۴ خالص
	ورزشگاه‌ها و سالن‌هایی که جایگاه نشستن در آنها مسکو یا نیمکت است.	۱/۰ ناخالص یا ۴۵ سانتی‌متر طول نیمکت
	تجمعی ایستاده مانند هال انتظار سالن‌ها	۰/۵ خالص
	- فضاهای تجمعی با صندلی ثابت، مانند سالن‌های سینما و نمایش - دادگاه‌ها (به جز فضاهای با صندلی ثابت)	به ضوابط اختصاصی تجمعی مراجعه شود ۳/۷ ناخالص

فضاهای بازی سرپوشیده	شهر بازی سرپوشیده و سالن بازی‌های الکترونیک و مانند آن	بسته به تعداد و نوع تجهیزات و بازیکن پیش‌بینی‌شده، متوسط ۴/۶ ناخالص
فضاهای ورزشی و تفریحی	سالن بلیارد و پینگ پونگ و مشابه آن سالن بولینگ (خطوط اصلی) سالن بولینگ (فضاهای جانبی مانند فضاهای عبور، بوفه و غذاخوری) صحنه‌های سرپوشیده مسابقات و ورزش‌هایی مانند کشتی، بوکس و ورزش‌های رزمی زورخانه فضاهای تمرین ورزشی با تجهیزات فضاهای تمرین ورزشی بدون تجهیزات	بسته به تعداد میز و بازیکن پیش‌بینی‌شده، متوسط ۴/۶ ناخالص ۵ نفر به ازاء هر خط اصلی شامل ۵ متر برای دورخیز ۰/۷ خالص ۹/۳ ناخالص ۳/۷ ناخالص ۴/۶ ناخالص ۱/۴ ناخالص
اداری / حرفه‌ای		۹/۳ ناخالص
کسبی / بازرگانی	- فضاهای تجاری واقع در تمام طبقات - طبقات یا بخش‌های اداری مراکز تجاری - طبقات یا فضاهای مربوط به بسته‌بندی و انبار کالا	۵/۶ ناخالص ۹/۳ متر مربع سطح ناخالص ۲۷/۹ متر مربع سطح ناخالص

الف : ضریب زلزله

مطابق این جدول حداقل زیر بنا در هر طبقه (یک سقف) برای تصرف بیش از ۳۰۰ نفر به قرار زیر است : (۳۰۰ × واحد تصرف)

- | | |
|----------------------------|---------------|
| ۱- سالن ورزشی با تجهیزات | ۱۳۸۰ متر مربع |
| ۲- سالن ورزشی بدون تجهیزات | ۴۲۰ متر مربع |
| ۳- آپارتمان ها | ۵۶۰۰ متر مربع |
| ۴- اداری | ۲۸۰۰ متر مربع |
| ۵- مراکز تجاری | ۱۷۰۰ متر مربع |

ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16

Those studies indicated that stories with story shears of at least 35% of the base shear include all stories of low-rise buildings (buildings up to five to six stories) and about 87% of the stories of tall buildings

Seismic Loads

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10

12.3.4.2, which states that ρ may be taken as 1.0 where the structure has no horizontal structural irregularities and where at least two bays of perimeter seismic force-resisting elements exist on each side of the building for each story of the building resisting more than 35% of the seismic base shear. The number of bays for a shear wall shall be considered as the total length of the wall (in one plane) divided by the story height, or two times the total length of the wall divided by the story height for light-frame construction.

ضریب نامعینی ρ

علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۳-۲-۳ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۲-۳ محدودیت‌های مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

سوال، در سازه ای که نامنظمی پیچشی شدید است، بدون نیاز به کنترل، آیا باید ضریب نامعینی ۱.۲ باشد؟ ضریب نامعینی باید برای هر دو طرف یکسان باشد؟

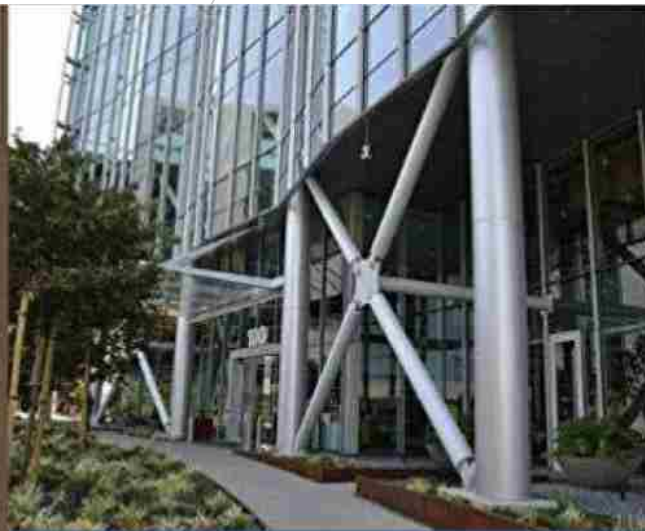
7.1 Structural Configuration Issues

to evaluate drift at the edges of the building. In addition, it is not unusual for an initially torsionally irregular building to be extremely irregular when components are removed to evaluate structural redundancy. If this happens (or if the system is initially extremely irregular), the redundancy factor ρ becomes 1.3, which increases all seismic design forces by 30%. See Section 12.3.4 of the standard and Chapters 10, 12, and 13 of this guide for additional discussion on these issues.

Subparagraph (a) of Section 12.3.4.2, in association with Table 12.3-3, describes the calculation test. In this test, a lateral load-resisting element (or connection) is removed from the structure to determine if removal of the element or connection causes an extreme torsional irregularity (where one was not present before), or if the lateral strength of the structure is reduced by more than 33%. If the extreme torsional irregularity or excessive strength loss does not occur, the redundancy factor may be taken as 1.0. Note that the torsional irregularity test fails (ρ must be taken as 1.3) if the structure has an extreme torsional irregularity before the component or connection is removed.

Two final points are made regarding the use of the redundancy factor:

1. When it is determined that $\rho = 1.3$ in a given direction, the factor of 1.3 applies only to load combinations where seismic forces are applied in that direction. Also, the load combination with $\rho = 1.3$ is used for all components and connections developing seismic forces when the load is applied in that direction. This includes elements and components from the bottom to the top of the structure and is *not* limited to those elements and components in levels resisting more than 35% of the seismic base shear.



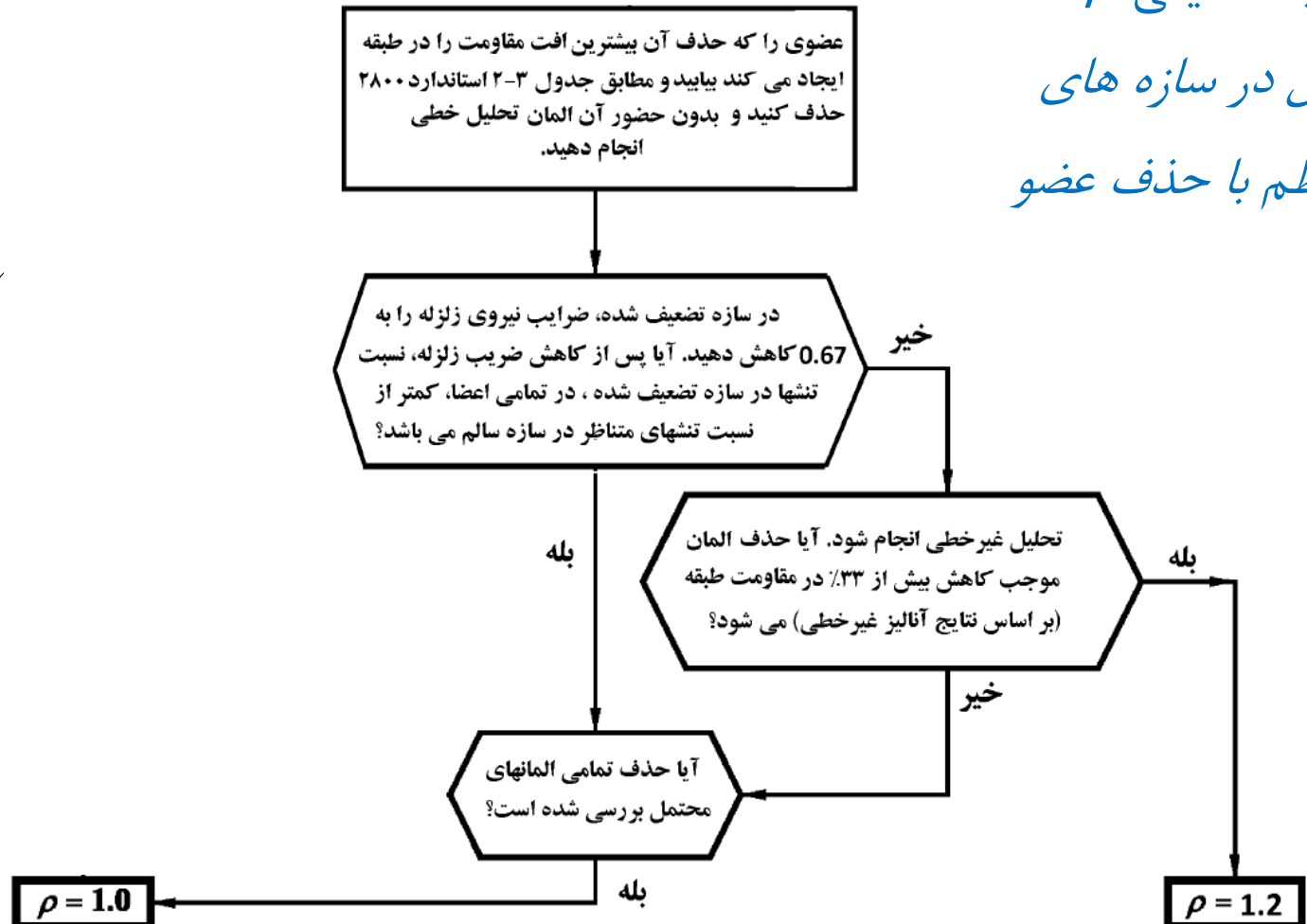
Seismic Loads

Guide to the Seismic Load Provisions
of ASCE 7-16

Finley A. Chamey, Ph.D., P.E.
Thomas F. Heausler, P.E., S.E.
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.

ASCE
PRESS

ضریب نامعینی ρ
کنترل در سازه های
نامنظم با حذف عضو



ضریب نامعینی ρ

۳-۲-۳-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

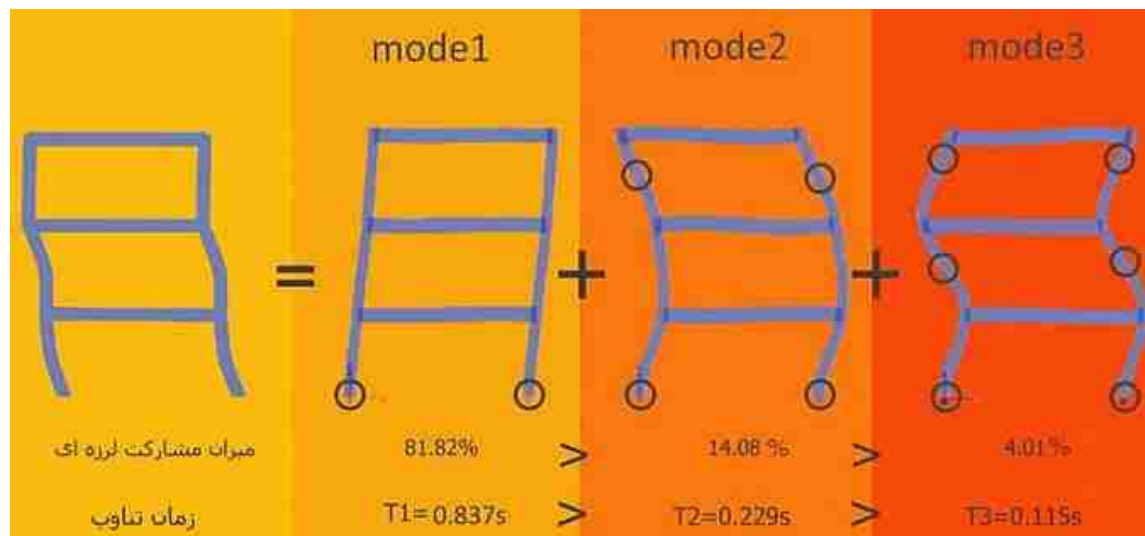
ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضای که مشمول طراحی برای زلزله شدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

ب : تحلیل طیفی



ب : تحلیل طیفی

۴ نکته :

۱- مقیاس کردن برش پایه طیفی در حالتی که برش در دو راستا وجود دارد چگونه است؟

۲- مقیاس کردن برش پایه طیفی در اعمال به صورت زاویه ای وقتی ضرایب رفتار در جهات اصلی متفاوت است چگونه است؟

۳- کنترل دریافت چگونه انجام می شود؟

۴- کنترل نامنظمی پیچشی (و تشدید آن) چگونه انجام می شود؟

اصلاح برش پایه - نکته ۱:

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



شماره: ۹۶-۱۸۱۵۵-۱۱-۹۶ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

موضوع: استعلام فنی و درخواست سقف سازی در خصوص ضوابط استاندارد ۲۸۰۰

الف) از مولفه امتداد تحریک شده و مولفه ایجاد شده در امتداد عمود بر آن برآیند برداری (SRSS) گرفته و با برش پایه استاتیکی امتداد تحریک همپایه گردد.

$$(Scale Factor)_x = \frac{(Vx)_{st}}{\sqrt{(Vx)_{dyn}^2 + (Vy)_{dyn}^2}} \text{ و } (Scale Factor)_y = \frac{(Vy)_{st}}{\sqrt{(Vx)_{dyn}^2 + (Vy)_{dyn}^2}}$$

ب) صرفاً مولفه برش پایه دینامیکی امتداد تحریک با برش پایه استاتیکی همان امتداد همپایه شود. (از مولفه برش پایه دینامیکی در امتداد عمود بر جهت تحریک صرف نظر گردد).

$$(Scale Factor)_x = \frac{(Vx)_{st}}{(Vx)_{dyn}} \text{ و } (Scale Factor)_y = \frac{(Vy)_{st}}{(Vy)_{dyn}}$$

پاسخ سوال شماره ۱: برش پایه دینامیکی امتداد تحریک با برش پایه استاتیکی همان امتداد همپایه می شود و روشن ب ذکر

شده در نامه صدرالاشاره مورد پذیرش است.

اصلاح برش پایه - نکته ۲:

الف - ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب - کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



شماره: ۹۶-۱۱-۱۸۱۵۵ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

پاسخ سوال شماره ۲: در مواردی که مقدار برش پایه استاتیکی در دو امتداد متعامد یکسان نباشد در همپایه سازی برش پایه طیفی با استاتیکی باید از برش پایه‌ای استفاده شود که حداکثر است.

کنترل دريـفت - نکته ۳:

سوال دوم :

کنترل دريـفت در اين گونه سازه ها چگونه است؟

FEMA P-1051/July 2016

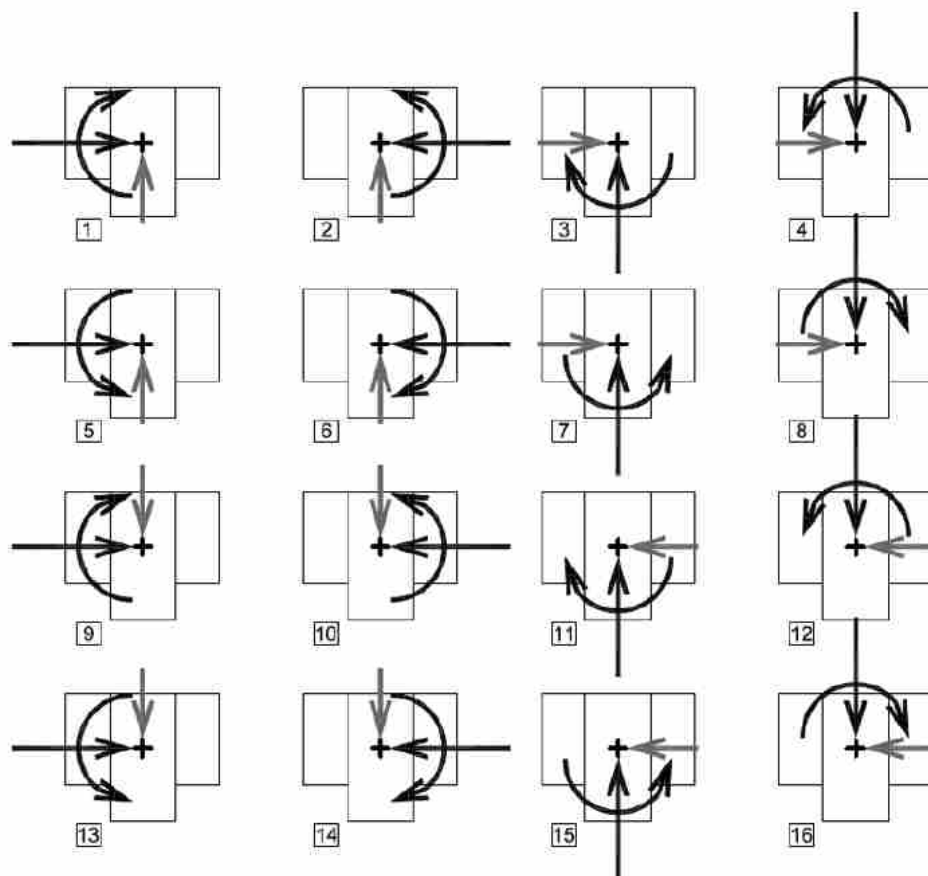
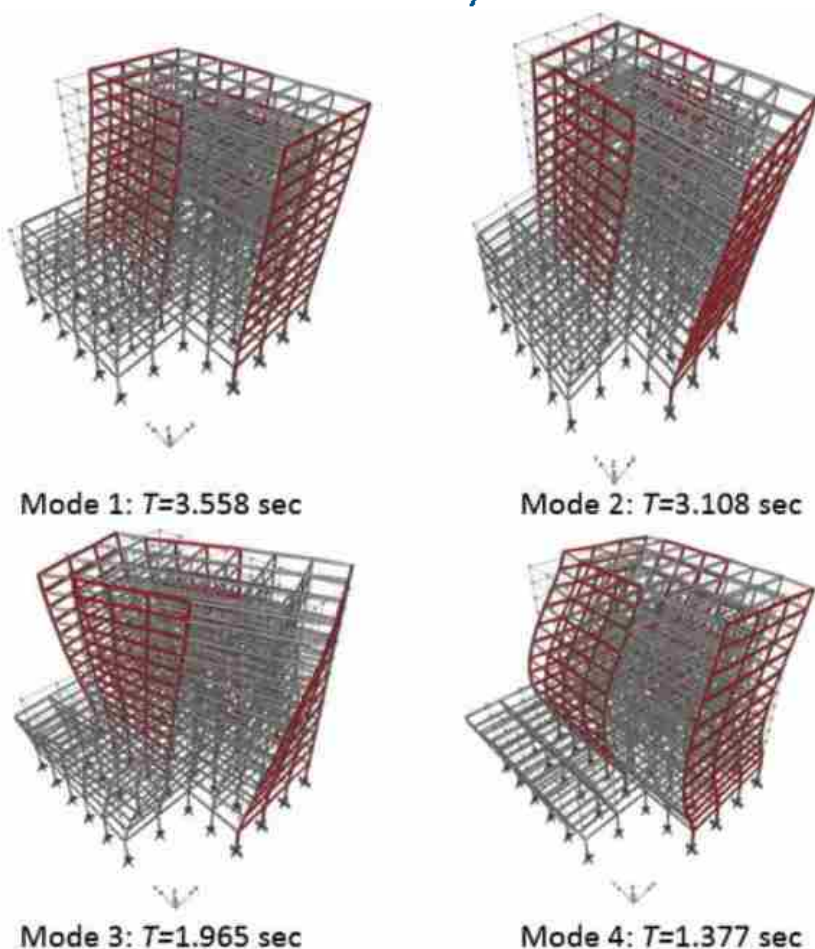


Figure 4.3-10. Loading conditions applicable for ELF analysis

Table 4.3-14b. X-Direction ELF story drifts in Frame 1 – With P-Delta

Story	1	2	3	Combined	Combined	LIMIT
	X Load+eY Torsion	X-Load-eY Torsion	0.3 Times Y load	1 + 3	2 + 3	(in.)
	(in.)	(in.)	(in.)	(in.)	(in.)	
12	0.930	0.804	0.004	0.934	0.808	3.00
11	1.393	1.203	0.005	1.397	1.207	3.00
10	1.729	1.495	0.008	1.737	1.503	3.00
9	1.960	1.710	0.023	1.984	1.733	3.00
8	1.997	1.788	0.068	2.064	1.856	3.00
7	2.072	1.862	0.053	2.124	1.914	3.00
6	2.065	1.858	0.047	2.112	1.905	3.00
5	2.084	1.879	0.047	2.132	1.926	3.00
4	2.041	1.854	0.047	2.088	1.901	3.00
3	1.945	1.767	0.045	1.990	1.812	3.00
2	1.803	1.635	0.049	1.852	1.684	3.00
1	1.529	1.378	0.060	1.589	1.437	3.60



استاندارد ۲۸۰۰
دفتر تدوین ضوابط و استانداردها



خانه ارسال پرسش آخرین اصلاحات استاندارد ۲۸۰۰ فهرست مطالب فرایند تدوین پرسش و پاسخ اعضای کمیته اخبار و اطلاعیه ها دوره ها تماس با ما

پرسش و پاسخ

پرسشهای متداول

با توجه به بند ۳-۴ یا فرض سازه ای که نامنظم در پلان محسوب می گردد (برای مثال پلان مثلثی) اگر یک جهت راستای عمود برهم که الزاماً محورهای اصلی سازه نمی باشند و یا سیستم های مقاوم نیروی جانبی سازه هم موازی نیستند، انتخاب شوند، در مورد زیر چگونه عمل می شود: ۱- آیا قاعده ترکیب صد در صد - سی در صد، باید در محاسبات تغییر شکل نسبی طبقه منظور شود؟

با عنایت به متون مرتبط با این موضوع در آیین نامه، نیازی به استفاده از روش ترکیب صد در صد - سی در صد در محاسبه تغییر شکل نسبی طبقه نمی باشد.

کنترل دریافت - نکته ۳:

یکی از معمول ترین روشهای اعمال بار و طراحی سازه در روش تحلیل طیفی، استفاده از توزیع بار معادل دینامیکی به صورت استاتیکی است.

اما این توزیع از آنجا که بیشترین نیروها در طبقات هستند برای محاسبه دریافت قابل استفاده **نیستند!**
نکته: دقت کنید که همه نتایج تحلیل طیفی از رابطه زیر بدست می آیند: (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N R_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} R_n R_m}$$

ضریب همبستگی (Correlation Coefficient):

این ضریب بین ۱- و ۱ تغییر می کند. اگر $\rho = 1$ بیانگر رابطه مستقیم کامل بین دو متغیر باشد، رابطه مستقیم یا مثبت به این معناست که اگر یکی از متغیرها افزایش (یا کاهش) یابد، دیگری نیز افزایش (یا کاهش) می یابد. $\rho = -1$ نیز وجود یک رابطه معکوس کامل بین دو متغیر را نشان می دهد. رابطه معکوس یا منفی نشان می دهد که اگر یک متغیر افزایش یابد متغیر دیگر نیز کاهش می یابد و بالعکس.

زمانی که ضریب همبستگی برابر صفر است این نشان می دهد که بین دو متغیر رابطه خطی وجود ندارد.

با فرض ورودی طیف نوفه سفید- پاسخ یکسان برای همه مدها- زمانی که نسبت زمانهای تناوب از ۰.۳ کمتر باشد کاملاً نایسته هستند و برای میرایی ۰.۰۵ نسبت زمانهای تناوب کمتر از ۰.۷۴ مقدار ضریب همبستگی ρ_{nm} کمتر از ۰.۱ می شود و قابل صرف نظر

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N R_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} R_n R_m}$$

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

Computation of Story Displacements and Story Drift

The next step in the analysis is to determine the displacements in each mode. These displacements are computed as follows:

$$U_i = \Gamma_i S_{di} \phi_i \quad (\text{Eq. G20-5})$$

The displacements are then combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) to determine the total displacements at each story. However, story drifts should not be determined from the SRSS of the story displacements. Instead, the drifts should be determined for each mode, and then these story drifts are combined using SRSS. The calculations for story displacement and story drift are provided in Table G20-4.

کنترل نامنظمی پیچشی و ضریب تشدید - نکته ۴:

drifts that would be used in the design. However, there are a number of situations in which the ELF procedure is used (must be used) for other purposes even when it is not allowed for final design. Such uses include

1. Preliminary design of the lateral load resisting system,
2. Determining the presence of certain horizontal or vertical irregularities,
3. Computing the torsional amplification factors,
4. Application of accidental torsion,
5. Computing P-delta stability ratios,
6. Determining the redundancy factor,
7. Calculating diaphragm forces,
8. Validating conformance with the 25% rule for moment frames in dual systems, and
9. Scaling the results of modal response spectrum or linear response history analysis.

12.8.6 Story Drift Determination. The design story drift (Δ)

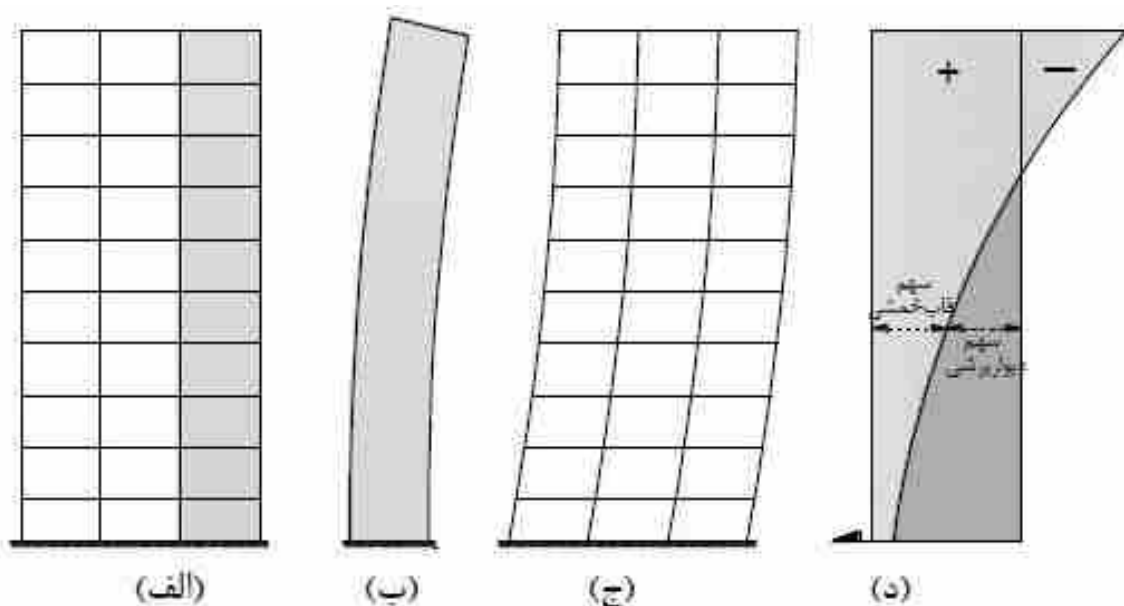
The mathematical model used to compute the TIF must be three-dimensional and may be based on rigid diaphragm analysis without P-delta effects included. The lateral loading should be as determined in Section 12.8 of the standard, and accidental torsion should be applied in accordance with Section 12.8.4.2. Story drifts are computed at the edge of the building in accordance with Section 12.8.6, although it is noted that multiplication of computed displacements by the ratio of C_d/I_e is not necessary because these terms cancel out when computing the TIF at each story. Computation of the TIF is illustrated for each of four possible torsional eccentricities in **Figure G10-1**.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/10$

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ej} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳) تعیین کرد. ولی در

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

ج : قابهای دوگانه





۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمده‌تاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقلع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقلع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

ت - سیستم دوگانه یا ترکیبی				۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
				۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
ب- سیستم قاب ساختمانی				۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
				۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
				۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
پ- سیستم قاب خمشی				۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
				۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵

کنترل ۵۰ درصد:

در قاب **خمشی ویژه** + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن دیوار برشی برای ۵۰ درصد اهمیتی ندارد.
در قاب **خمشی متوسط** + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن دیوار برشی برای ۵۰ درصد **۳۰ درصد** اختلاف برش ایجاد می کند. (کنترل ۵۰ درصد صرفا در قاب دوگانه خمشی متوسط معنا دار است)

کنترل ۲۵ درصد:

در قاب **خمشی ویژه** + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن قاب برای ۲۵ درصد، **۲۵ درصد** اختلاف برش ایجاد می کند.
در قاب **خمشی متوسط** + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن قاب برای ۲۵ درصد **۸ درصد** اختلاف برش ایجاد می کند. (کنترل ۲۵ درصد منطبقا در قاب دوگانه خمشی ویژه معنا دار است)



نکته :

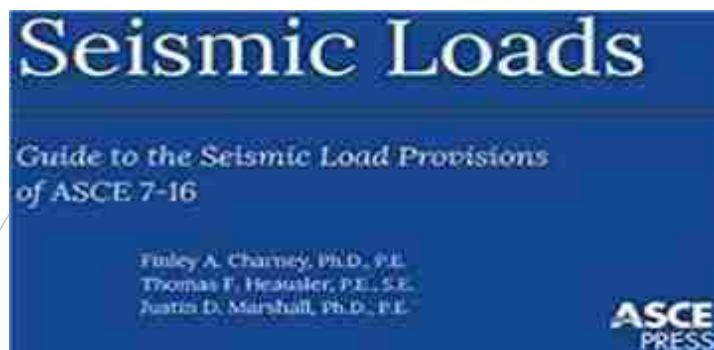
صرفا مقاومت (Strength)
قاب در برابر ۲۵ درصد برش
پایه کفایت می کند.



C12.2.5 System-Specific Requirements

C12.2.5.1 Dual System. The moment frame of a dual system must be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces; this percentage is based on judgment. The purpose of the 25% frame is to provide a secondary seismic force-resisting system with higher degrees of redundancy and ductility to improve the ability of the building to support the service loads (or at least the effect of gravity loads) after strong earthquake shaking. The primary system (walls or bracing) acting together with the moment frame must be capable of resisting all of the design seismic forces. The following analyses are required for dual systems:

1. The moment frame and shear walls or braced frames must resist the design seismic forces, considering fully the force and deformation interaction of the walls or braced frames and the moment frames as a single system. This analysis must be made in accordance with the principles of structural mechanics that consider the relative rigidities of the elements and torsion in the system. Deformations imposed upon members of the moment frame by their interaction with the shear walls or braced frames must be considered in this analysis.
2. The moment frame must be designed with sufficient strength to resist at least 25% of the design seismic forces.



Unfortunately, the standard is not clear on how the 25% rule is to be applied, because there are two possible interpretations. The first of these is that one analysis of the full system is required, and in that analysis the sum of the column shears at the first story in the moment frame should be not less than 25% of the seismic base shear. The second interpretation is that the full system be analyzed under 100% of the lateral load, that the moment frame is separately analyzed for 25% of the lateral forces, and that the largest of the moment frame component forces from the two analyses be used. It seems that the first approach is more rational because it provides a more realistic distribution of design forces in the moment frame, requires only one mathematical model, and is applicable to all methods of analysis. It is noted, however, that the Commentary to the SEAOC Blue Book (SEAOC 1999) clearly indicates that “the special moment resisting frame, *acting independently*, shall be designed to resist not less than 25% of the total required force.”

It is interesting to note that where the moment frame is separately analyzed and designed for 25% of the lateral load, the frame is being designed for a force distribution that is completely different than that which includes the interaction. See FAQ A14 for additional discussion.

FEMA P-1051/July 2016

10.5.1 Analysis of Frame-Only Structure for 25 Percent of Lateral Load

Where a dual system is utilized, *Standard* Section 12.2.5.1 requires that the moment frames themselves are designed to resist at least 25 percent of the total base shear. This provision ensures that the dual system has sufficient redundancy to justify the increase from $R = 6$ for a special reinforced concrete structural wall to $R = 7$ for a dual system (see *Standard* Table 12.2-1). This 25 percent analysis was carried out using the ETABS program with the mathematical model of the building being identical to the previous version except that the panels of the structural walls were removed. The boundary elements of the walls were retained in the model so that behavior of the interior frames (Frames 3, 4, 5 and 6) would be analyzed in a rational way. It could be argued that keeping the boundary columns in the 25 percent model violates the intent of the provision since they are an integral part of the structural walls as well as the moment frames. However, in this condition, the columns are needed for the moment frames adjacent to the walls and those in longitudinal direction (which resist a small amount of torsion). Since these eight boundary columns resist only a small portion (just over 15 percent) the total base shear for the 25 percent model, the intent of the dual system requirements is judged to be satisfied. It should be noted that it is not the intent of the *Standard* to allow dual systems of co-planar and integral moment frames and structural walls. It may be preferable to establish a dual system layout that maintains a separation between the elements of the structural walls and moment frames, but that was not practical for the structure of this particular design example.

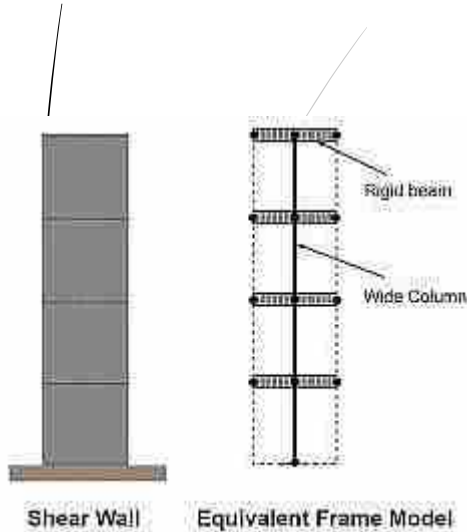
بنابراین طبق توصیه FEMA1051:

در صورتی که سهم باربری جانبی ستونهای متصل به دیوار کم باشد (کمتر از ۱۵ درصد) میتوان در فایل ۲۵ درصد ستونهای اطراف دیوار را حذف نمود.

نکته :

۱- بهترین روش در هر دو بحث استفاده از **Section Cut** است. (دقت کنید در این روش

برش طبقاتی که جوابگو بودند افزایش نیابد)



۲- در مدل ۵۰ درصد مفصل کردن تیرهای قاب خمشی کفایت می کند هر چند توصیه نمی شود.

۳- در مدل ۲۵ درصد به جای حذف کامل دیوار می توان از **المان ستون معادل** به جای دیوار با مقطع

معادل آن و **دوسر مفصل کردن ستونها و تیر روی آن** استفاده کرد. (حذف دیوارها و کاهش باربری ثقی

نیز مد نظر نیست لذا با حذف آنها یا اعمال ضرایب کاهش مقاومت F22 این اثر نیز کاهش می یابد)

۴- در مدل ۲۵ درصد یا ۵۰ درصد می توان (باید) از **توزیع استاتیکی** برای کنترل سازه استفاده نمود.



۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده

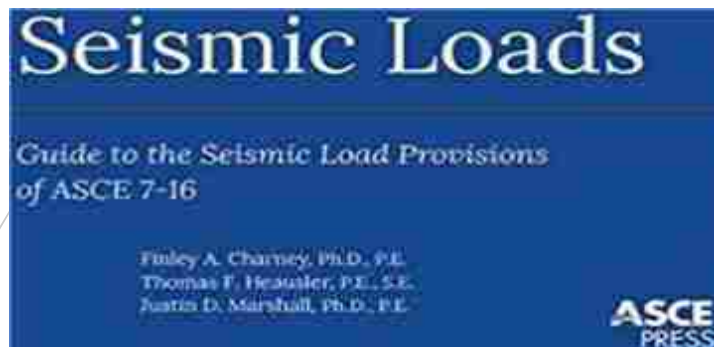
می شود، برای اقصاء ضابطه بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه

به دست آمده از تحلیل طیفی را به قاب های خمشی، مهاربندی ها و یا دیوارهای برشی اثر

داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می باشند. برای توزیع

این برش در ارتفاع سازه می توان از توزیع برش به دست آمده از تحلیل طیفی و یا از

توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

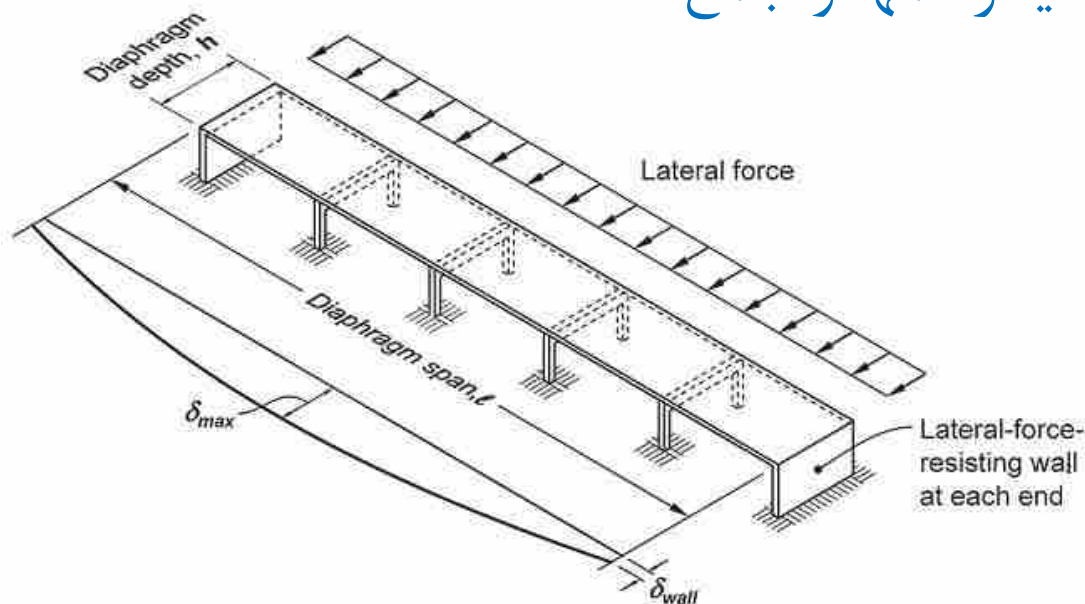


The 25% rule was developed during a time when virtually all structural analysis was performed in two dimensions, and equivalent lateral-force analysis was used. Today, most analysis is performed in three dimensions, and the modal response spectrum method is often required. Some recommendations for the 25% rule applied to current practice are as follows:

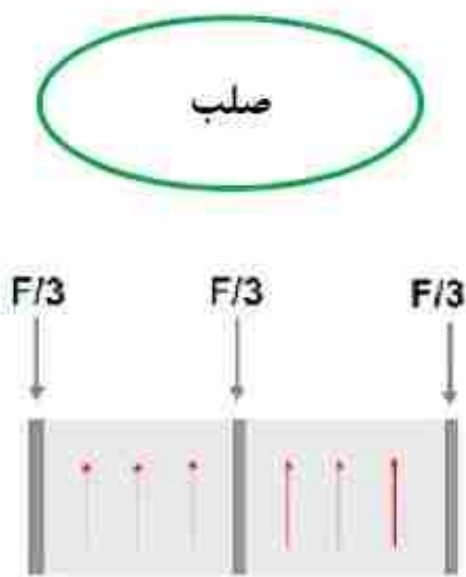
1. The 25% analysis of the moment frames must be performed using the equivalent lateral force method. There is no rational approach to perform the analysis using modal response spectrum analysis.
2. In addition to the lateral loading, the moment frames must be designed to carry tributary gravity loads.
3. It is not necessary to include P-delta effects.
4. It is not necessary to perform drift checks.
5. It is not necessary to include accidental torsion.
6. It is necessary, if required for the direction of loading under consideration, to use load combinations that include the appropriate value of ρ computed for the full system and the appropriate overstrength factor Ω_0 for moment frame components where required by Section 12.3.3.3.

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

د : دیافراگمها و جمع کننده ها

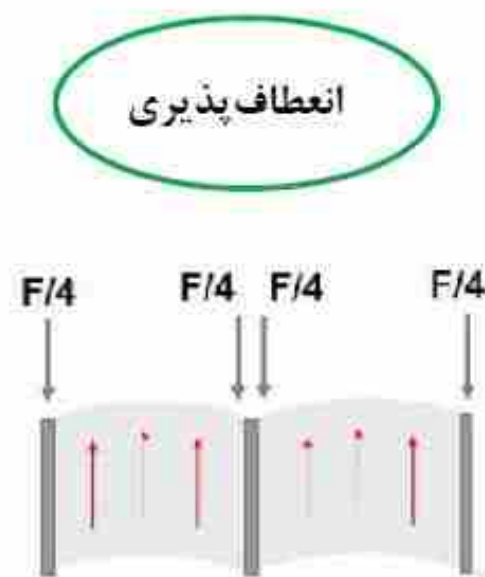


تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر



RIGID
Center Wall Shear = $F/3$

توزیع به نسبت سختی



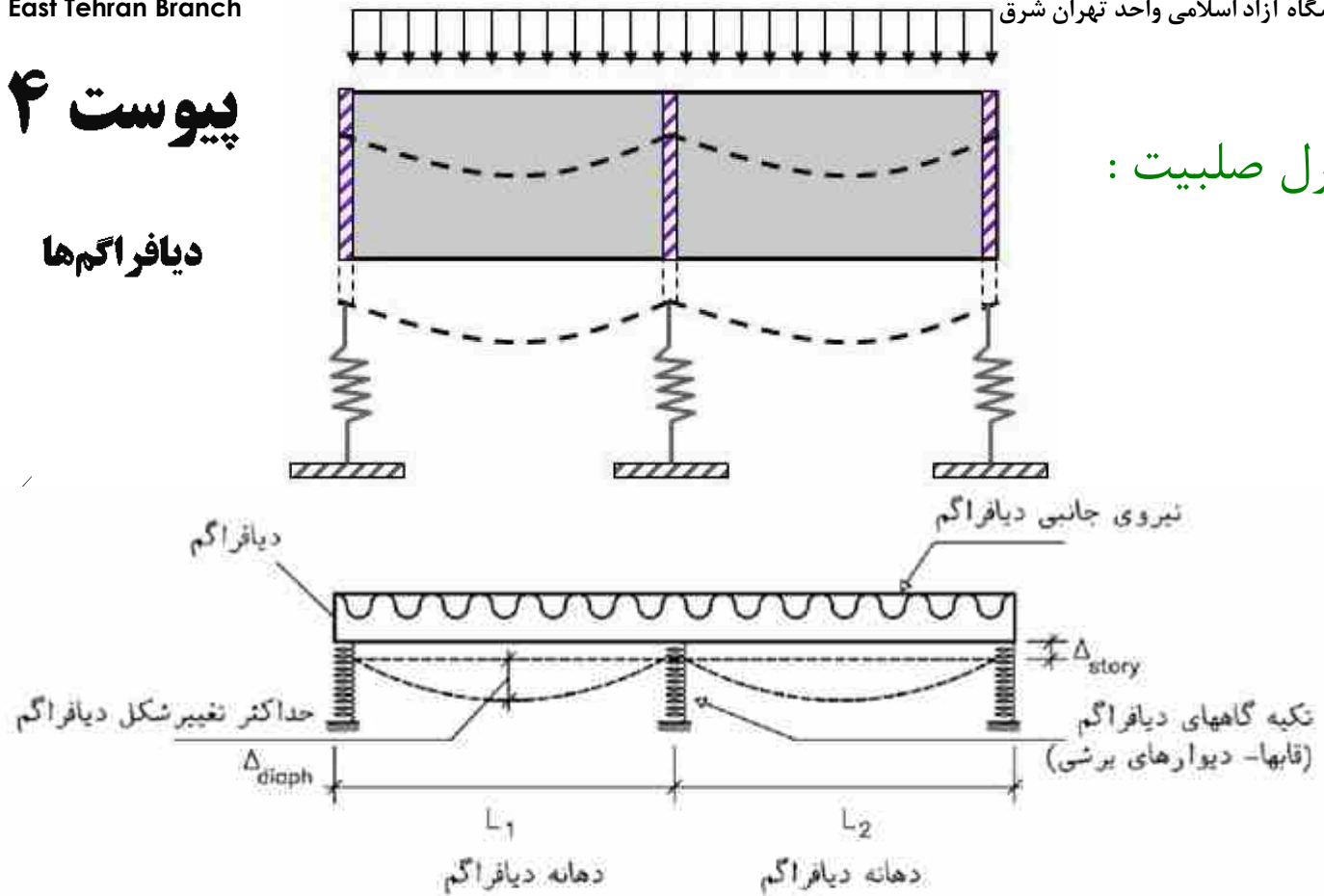
FLEXIBLE
Center Wall Shear = $F/2$

توزیع به نسبت جرم

پیوست ۴

دیافراگم‌ها

کنترل صلبیت :

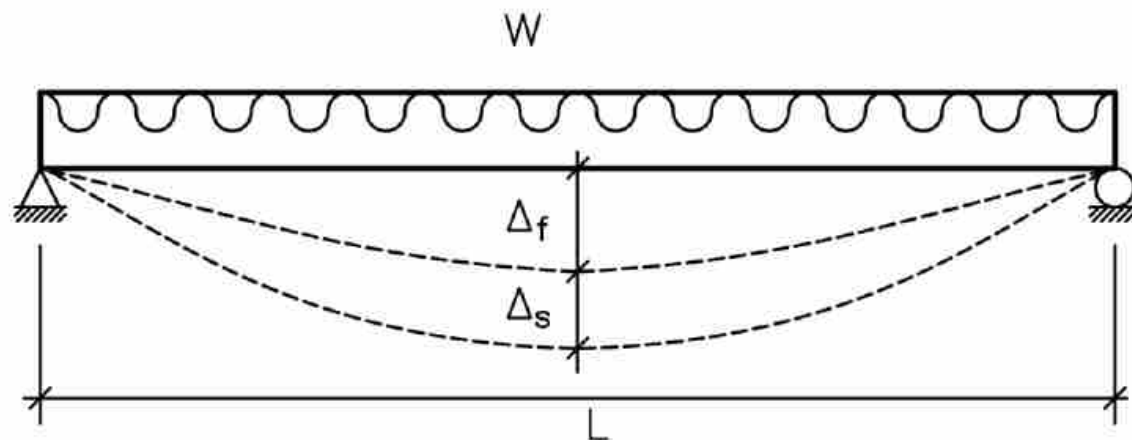


بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم‌ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ به سه دسته

صلب $\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5$

نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.
 Δ_{story} = تغییر مکان نسبی Δ_{diaph} = حداکثر تغییر شکل دیافراگم

کنترل صلبیت :



$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

تغییر شکل خمشی

$$\Delta_s = \frac{\alpha wL^2}{8AG}$$

تغییر شکل برشی

w = بار گسترده یکنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

α : ضریب فرم

A : سطح مقطع کل دیافراگم

G : مدول برشی بتن

w : بار جانبی یکنواخت

پیوست ۴

دیافراگم‌ها

تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر

۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه‌بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است از روش‌های ساده‌شده استفاده شود.

- ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

PEER/ATC 72-1

Seismic Loads

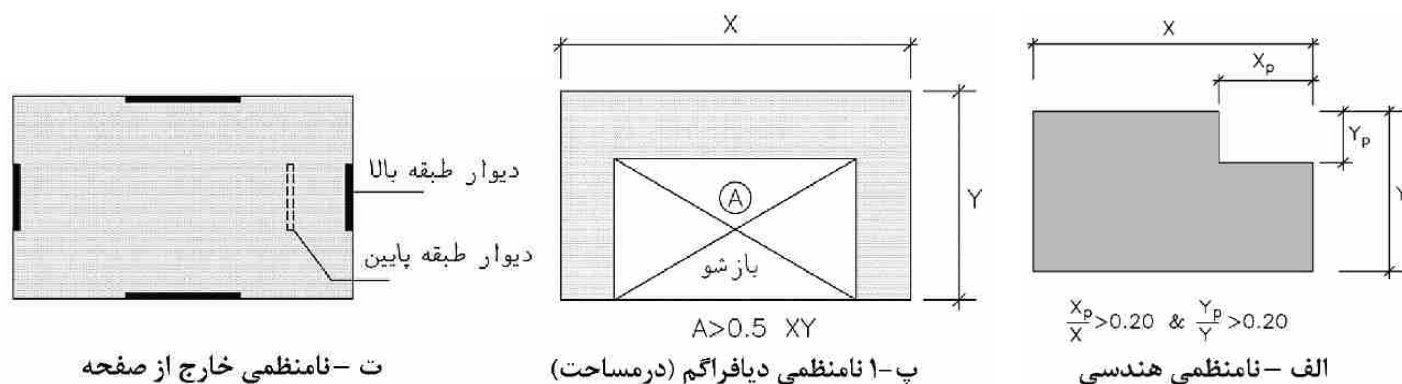
Guide to the Seismic Load Provisions
of ASCE 7-16

A semi-rigid diaphragm model is considered more accurate, particularly for irregular configurations or diaphragms with large openings, because it explicitly considers the diaphragm stiffness properties.

An omission in Table 12.3-1 is the fact that the presence of *any* horizontal irregularity effectively precludes the classification of diaphragms as rigid (see Section 12.3.1.2). In accordance with Section 12.7.3 any horizontal irregularity would require that diaphragms be modeled as semirigid.

کجا باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کرد؟

مطابق ASCE7-16 و ATC 72-1 در نامنظمی در پلان با شرایط زیر باید از قیود دیافراگم نیمه صلب استفاده شود:



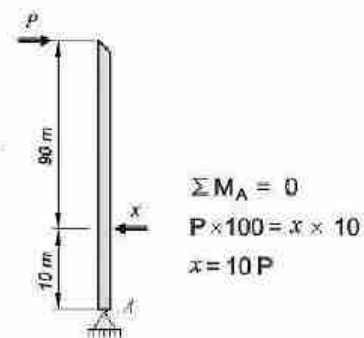
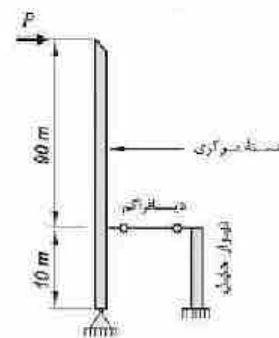
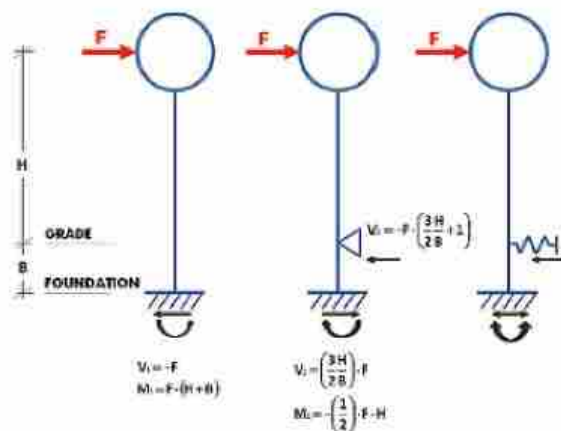
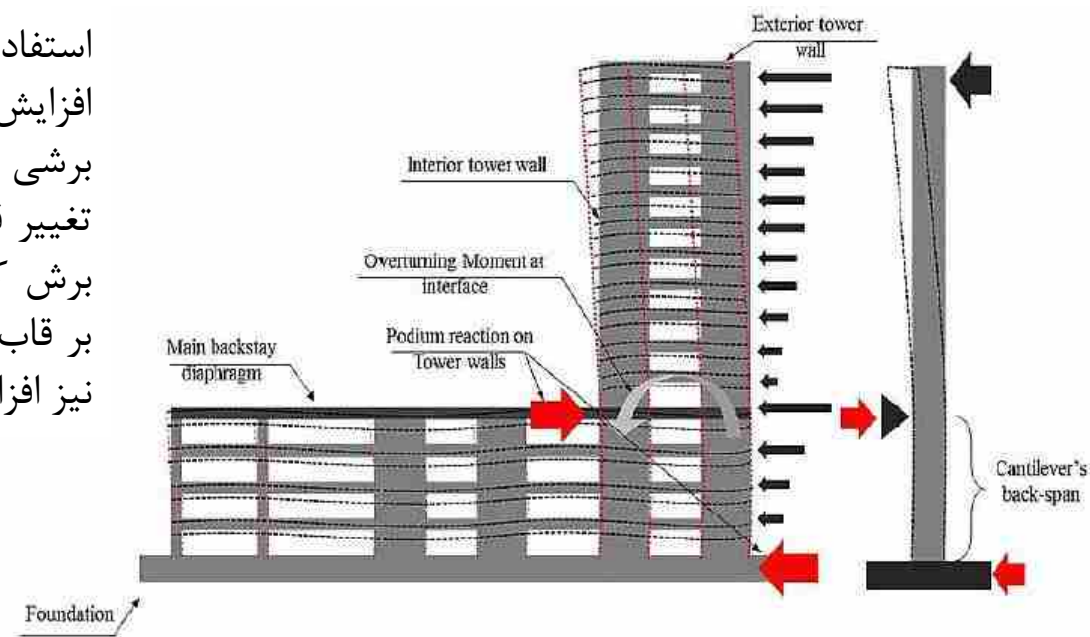
A.6.2 Building Code Requirements

Prior to 2005, building codes did not regulate the choice between diaphragm modeling assumptions. Beginning with ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006), use of a rigid diaphragm assumption for concrete diaphragms required that no horizontal irregularities be present in the building. Diaphragms in buildings not meeting this requirement must be modeled as semi-rigid.

:Backstay effect

نکته :

استفاده از قید دیافراگم صلب باعث افزایش قابل ملاحظه برش در دیوار برشی تراز انتقال به پایین می شود. با تغییر قید دیافراگم به نیمه صلب این برش کاهش پیدا کرده اما فشار وارد بر قاب در طبقات بالا بیشتر و دریافت نیز افزایش می یابد.



PEER/ATC 72-1

تفاوت مدلسازی صلب و نیمه صلب:

رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم صلب	فرض می شود دیافراگم در مقایسه با المان های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه ای بی نهایت صلب باشد. توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی نسبی المان های قائم است. اختلاف های بین مرکز جرم و سختی منجر به پیچش پلان می شود که بین المان های قائم توزیع می گردد.	این فرض متداول ترین رویکرد مدلسازی دیافراگم های بتنی و بتن روی عرشه ی فولادی می باشد. به طور گسترده در نرم افزارهای تحلیل سازه ای تجاری موجود برای ساختمان ها استفاده می گردد.

رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم نیمه صلب	در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می شود.	واقعی ترین مدل، اما برای به کار بردن (اعمال)، زمان بر تر و دشوار تر. موجود در بعضی نرم افزارهای تحلیل سازه ای سه بعدی. باید به منظور مدل کردن دیافراگم ها در آثار backstay مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۲-۴-۱۴-۹ طراحی دیافراگم و اجزای تشکیل دهنده‌ی آن از جمله جمع کننده‌ها، بدون

توجه به عمل کرد صلب یا انعطاف پذیر آن، ضروری است.

نیروی طراحی دیافراگم :

12.10.1.1 Diaphragm Design Forces

Floor and roof diaphragms shall be designed to resist design seismic forces from the structural analysis, but shall not be less than that determined in accordance with Eq. 12.10-1 as follows:

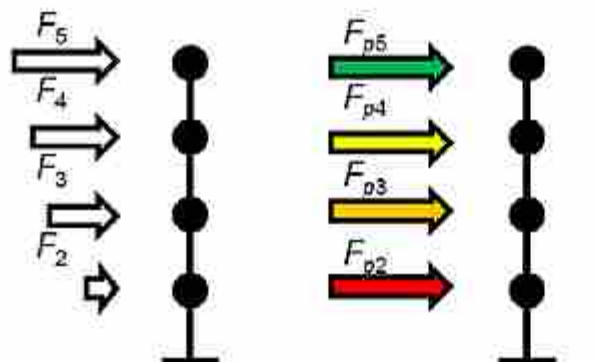
$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (12.10-1)$$

۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع کننده‌ها

(۱۵-۳)

نکته: (اگر یک دیافراگم وجود داشته باشد)

- ۱- بیشترین نیروی وارد بر دیافراگم در تراز بام و برابر نیروی جانبی بام F_n است.
- ۲- کمترین نیروی وارد بر دیافراگم برابر با $C.W1$ در پایین ترین تراز است.



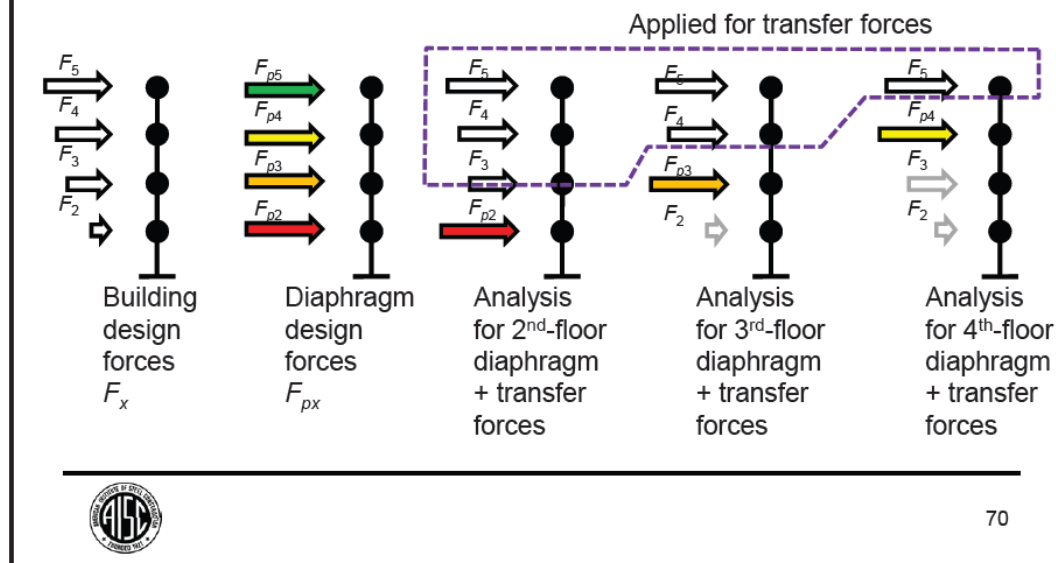
Building
design
forces

Diaphragm
design
forces

نکته:

این نیرو ترکیبی از طیف (شتاب) پاسخ طبقه (فصل چهارم ۲۸۰۰) و شکلپذیری تقریبی سازه در هر مد (یا کل سازه) است.

Combining diaphragm and transfer forces



۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد این بخش از نیروها باید در ضریب اضافه مقاومت بر طبق ضوابط بند ۳-۳-۱۰ نیز ضرب شود.

نیروی حداقل و حداکثر طراحی دیافراگم :

The force determined from Eq. (12.10-1) shall not be less than

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (12.10-2)$$

The force determined from Eq. (12.10-1) need not exceed

$$F_{px} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (12.10-3)$$

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A I W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A I W_i$ در نظر گرفته شود.

$$0.5 S_0 A I W_i$$

$$S_0 A I W_i$$

نکته : جمع کننده ها برای زلزله تشدید یافته طراحی می شوند!

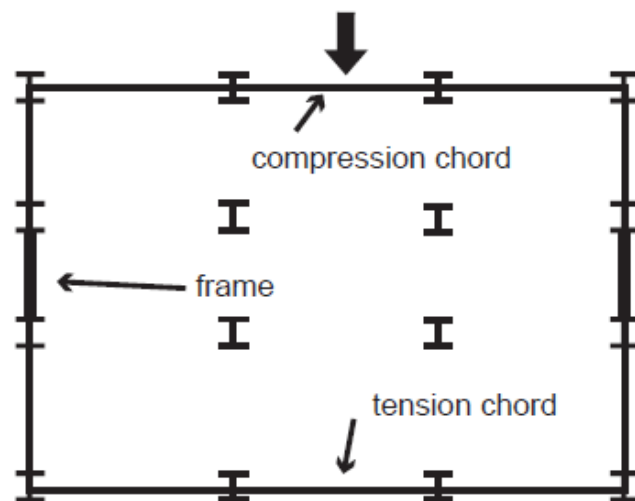
در ۲۸۰۰ وجود ندارد



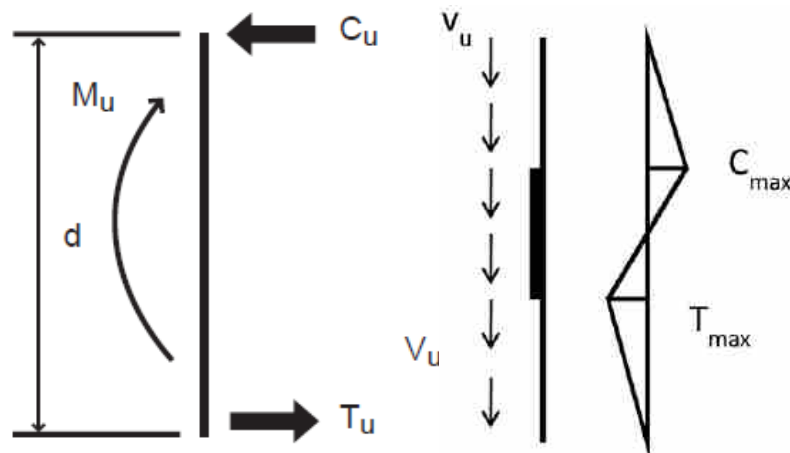
نیاز به تشدید نیروهای حداقل، توسط p در نیروهای انتقالی و المانهای جمع کننده

عدم نیاز به تشدید نیروهای حداقل و حداکثر توسط Ω_0 در طراحی جمع کننده ها

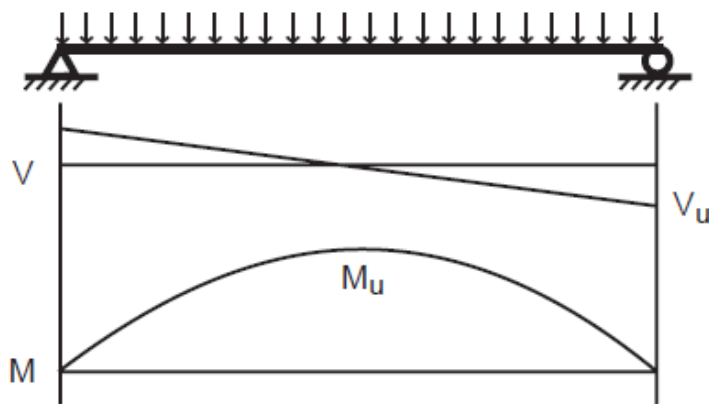
اعضای دیافراگم :



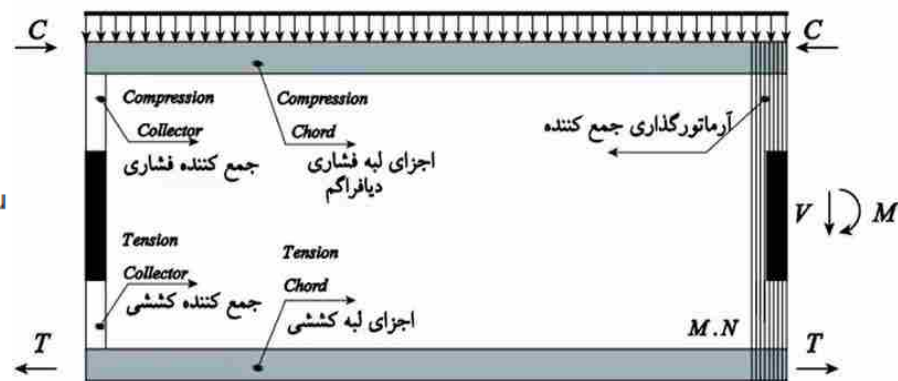
(a) Plan



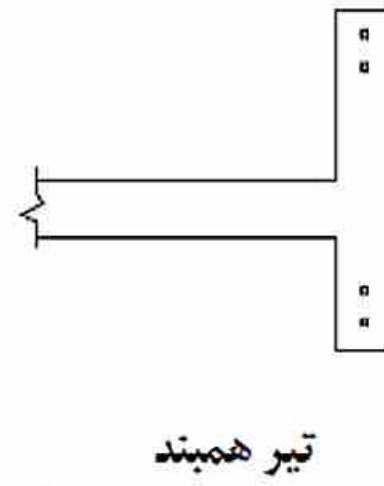
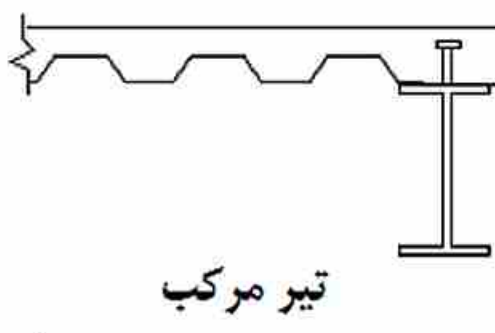
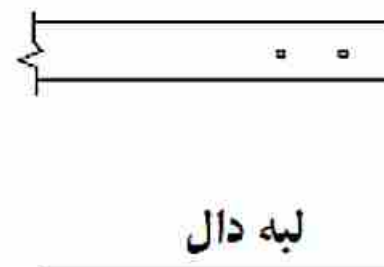
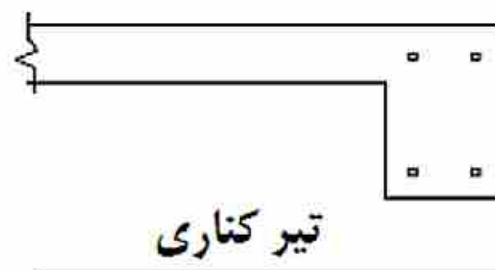
(c) Internal moment and shear resistance



(b) Simple beam idealization



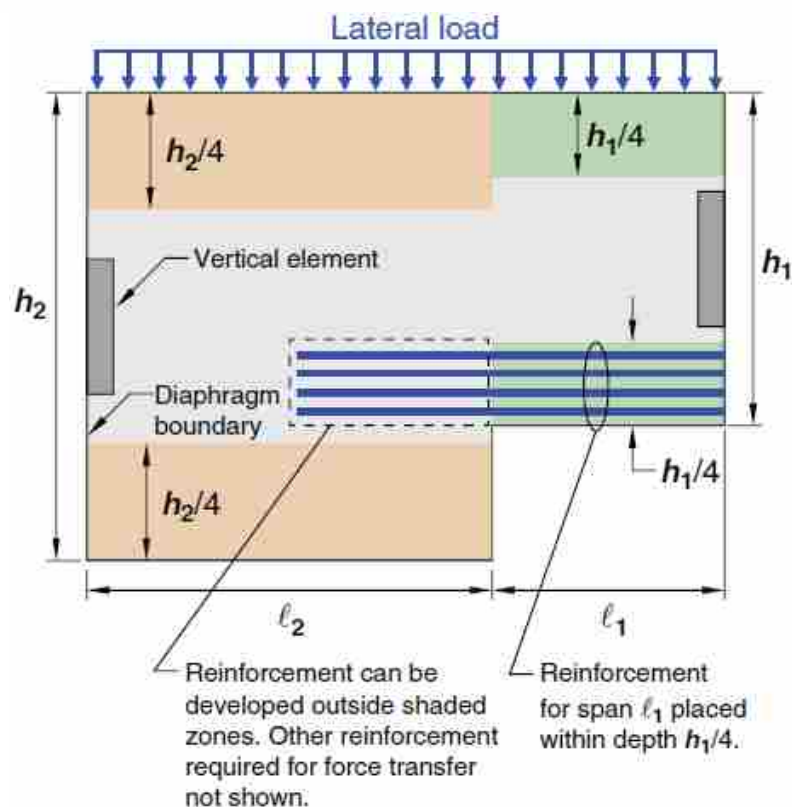
انواع تیر لبه به قرار زیر است :



نکته:

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری انجام شود.
(۵-۷-۸-۲۰-۹)

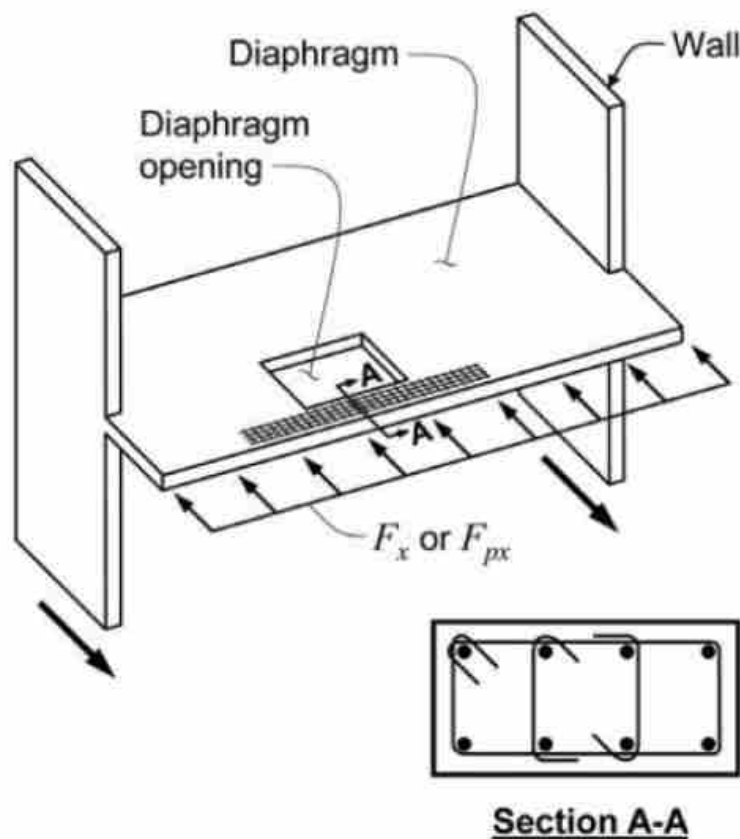
۹-۱۴-۲-۳ آرماتورها و اتصال دهنده های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه گیری می شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.



• لبه تیر (Chord) – میلگرد گذاری

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری انجام شود.

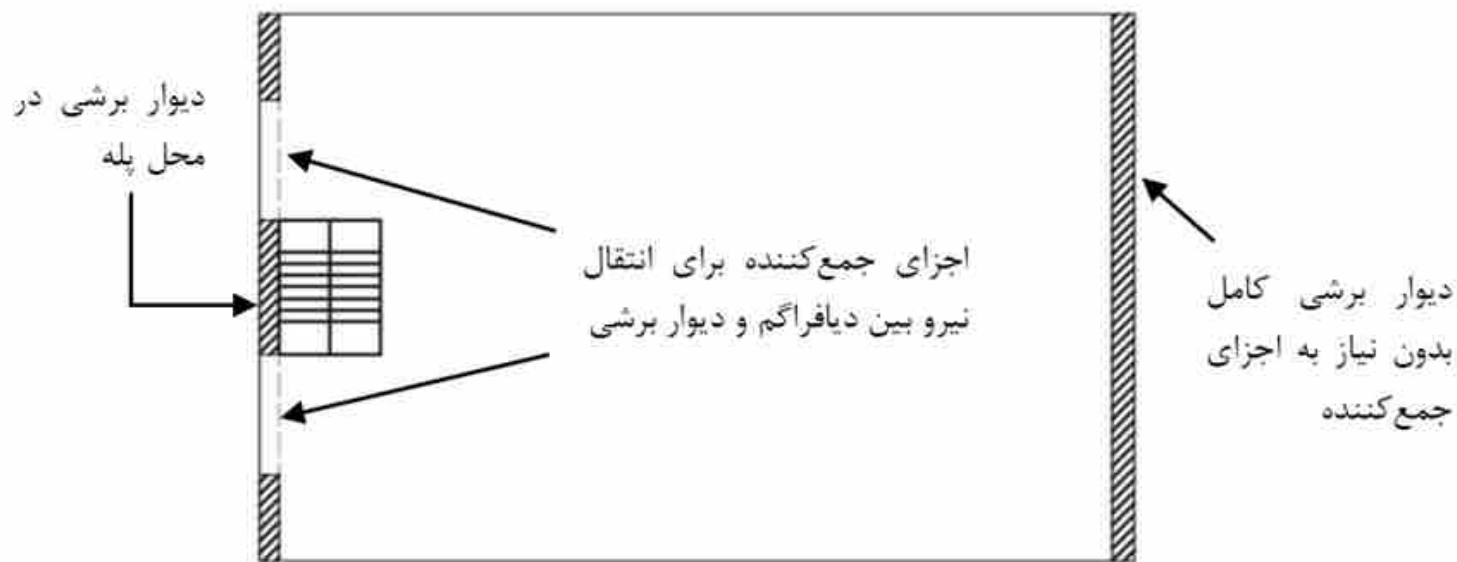
۹-۲۳-۴-۳-۲-۵ (شکل ۲)

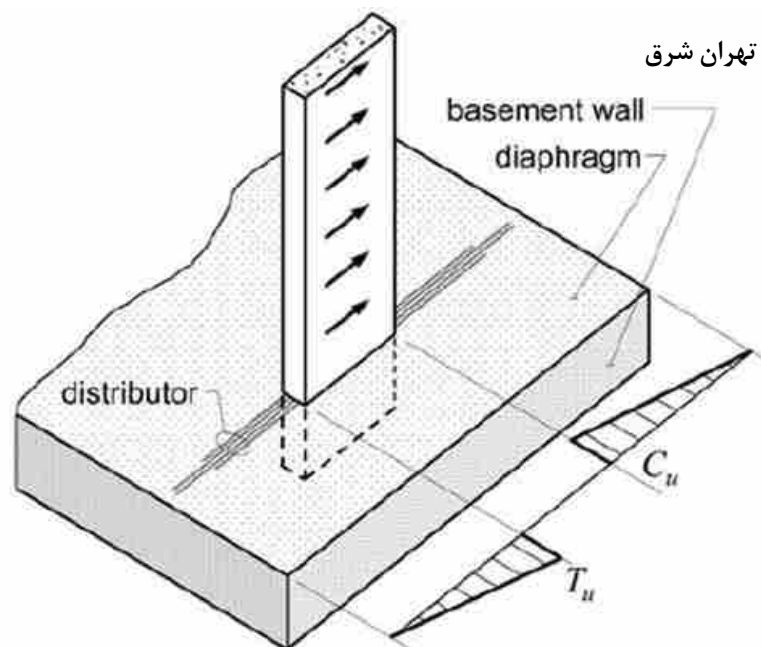


نکته: فشار اگر از $0.2f'_c$ بیشتر شود یا مطابق نظر ACI-18.12.7.5 چنانچه این فشار با اثر اضافه مقاومت از $0.5f'_c$ بیشتر شود نیاز به خاموت گذاری است.

• جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها

جمع کننده‌ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می‌باشند. نیروی جانبی زلزله در بدنه دیافراگم (به خصوص زمانی که دهانه دیوار جابجا شود و یا امکان انتقال نیرو به دیوار به طور مستقیم از محل اتصال به دیوار امکان پذیر نباشد) توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می‌گردند. همچنین اگر دیوارهای پیرامونی حائل وجود داشته باشد نیاز به توزیع کننده - توزیع نیرو از دیوار به دیافراگم - خواهد بود.





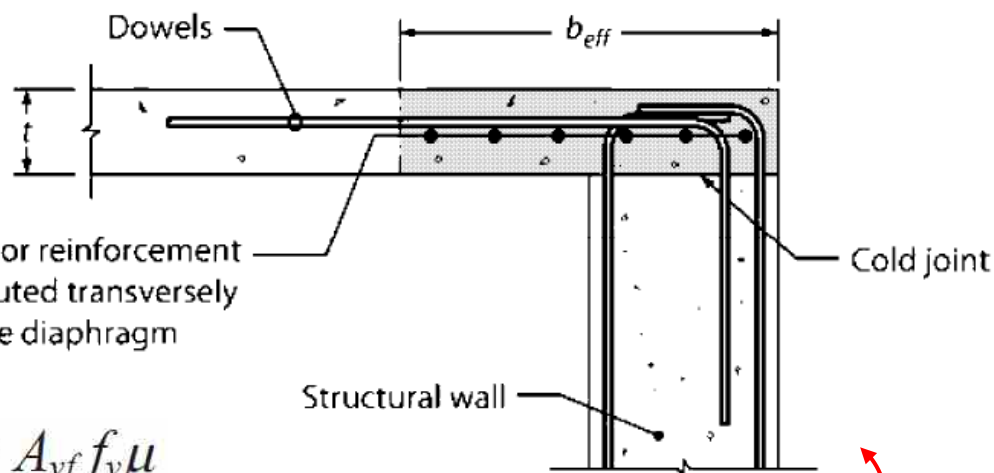
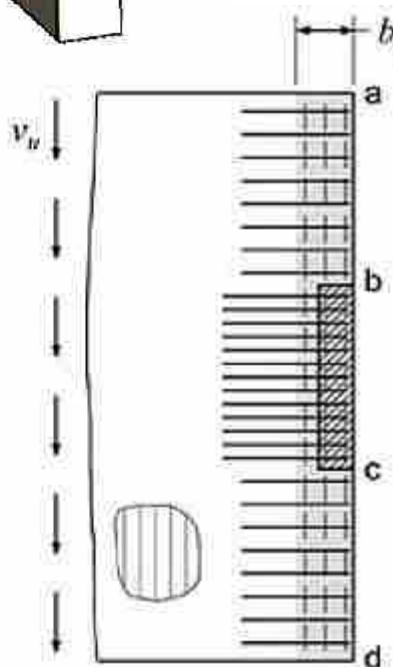
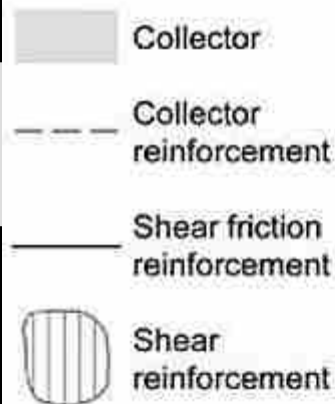
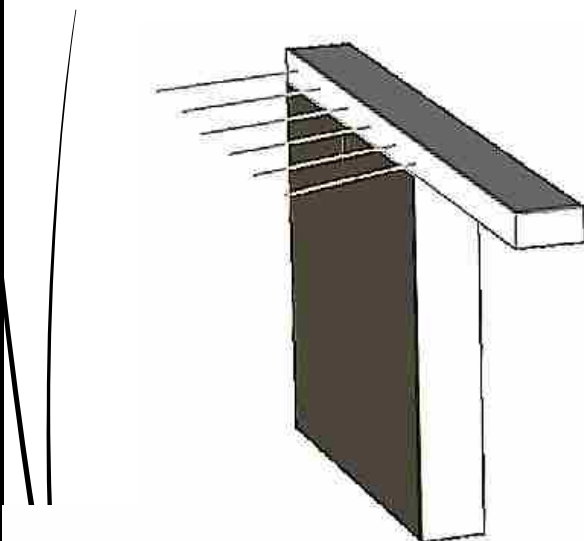
جریان برش در محور (امتداد) اعضای باربر جانبی باعث پدید آمدن نیروهای محوری در اعضای این محور (و برش در لبه دال مجاور) می شود که مسیر انتقال برش دیافراگم به اعضای باربر جانبی هستند. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل فوق نشان داده شده است. در اینجا نیز مانند لبه تیر، باید میلگرد طولی برای کشش و نیز خاموت به منظور شکلپذیری در فشار برای جمع کننده ها طراحی نمود. در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می باشد:

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۳

۱-۵-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌طور یکپارچه عمل کند. در این مورد کف‌ها باید به عناصر قائم باربر، قاب‌ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند، به‌طوری‌که بتوانند به‌صورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.



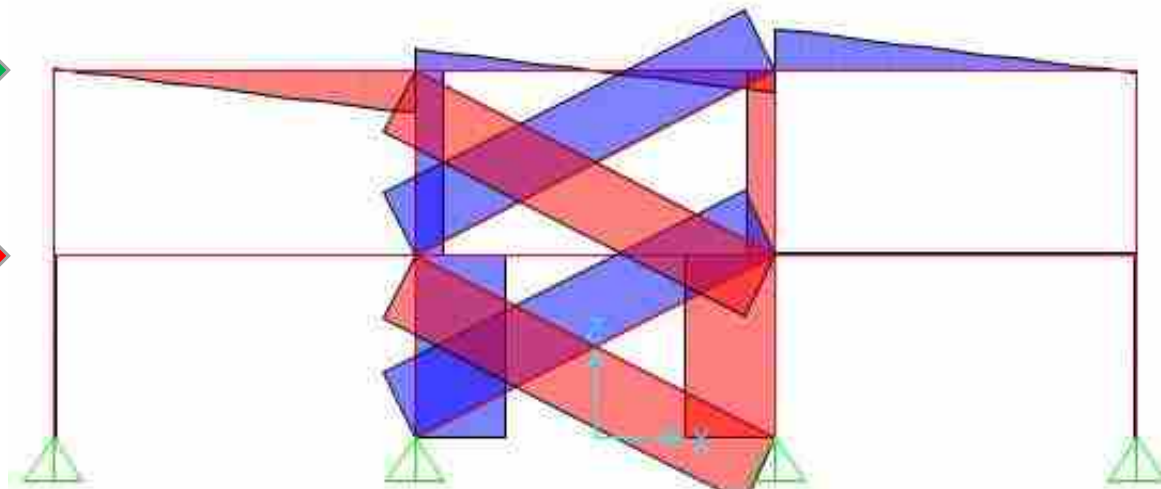
$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

A_{vf} refers to the distributed vertical reinforcement in the wall web; in a wall with boundary elements, A_{vf} can be conservatively calculated as if the distributed vertical web reinforcement continues uninterrupted into the boundary elements.

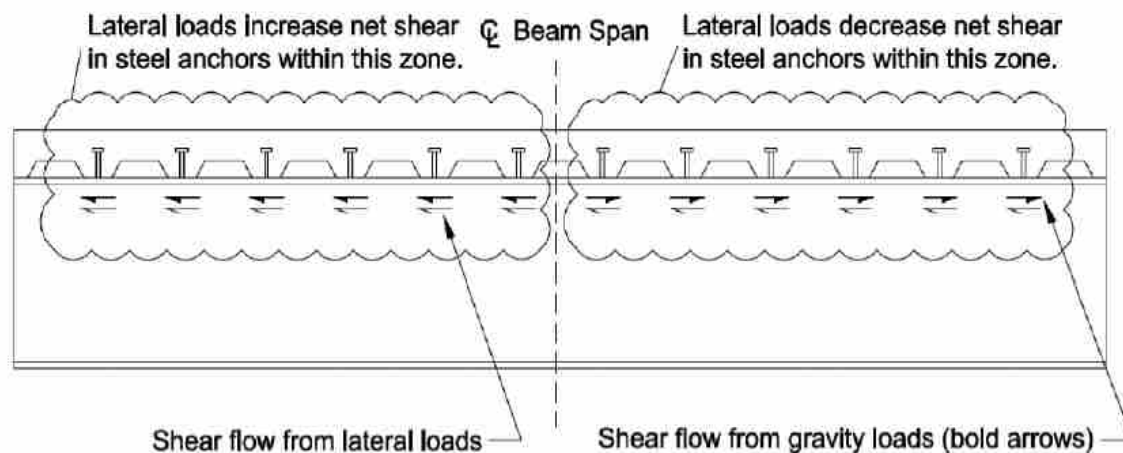
دیافراگم نیمه صلب

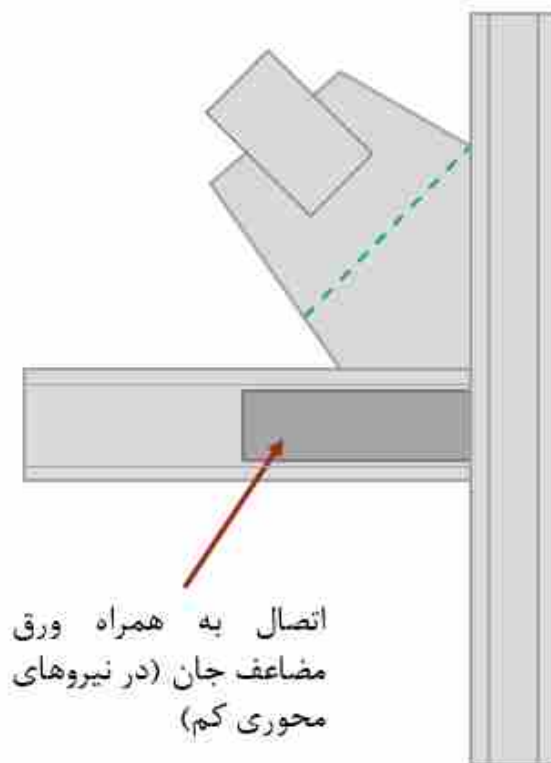
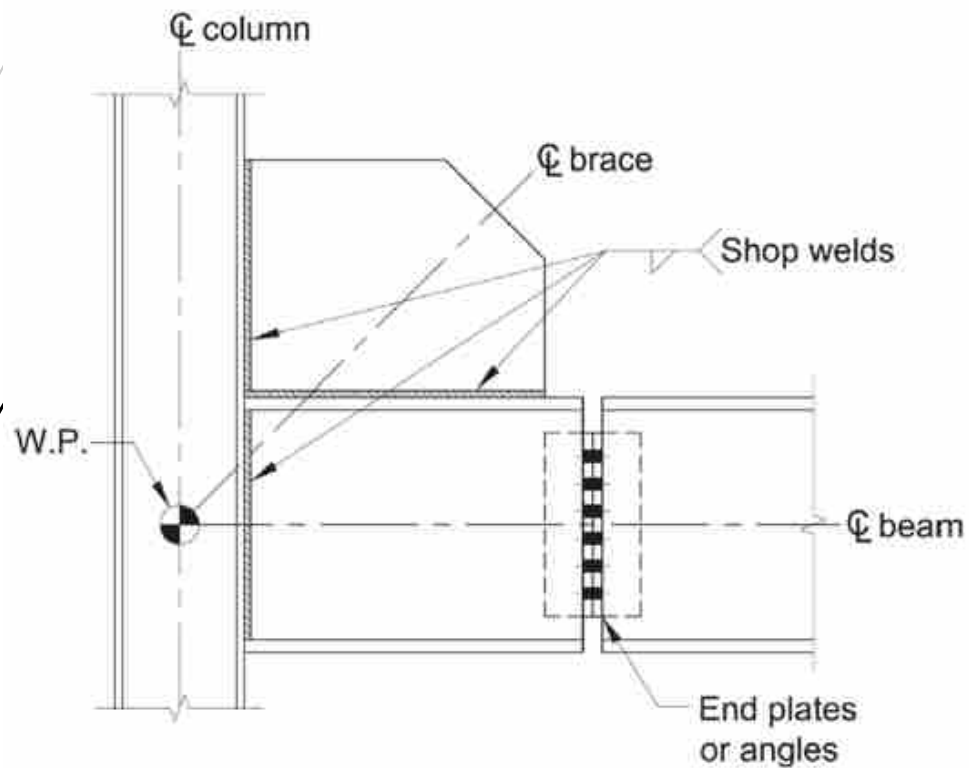


دیافراگم صلب



نیروی محوری وقتی بار در تمام طول قاب اعمال شده است





۳- الزامات ژئوتکنیکی

فصل ششم

الزامات ژئوتکنیکی

۳-۱ ملاحظات ژئوتکنیکی



برای سایر ساختمان‌های با اهمیت متوسط (بیش از ۴ سقف، یا ارتفاع از روی شالوده بیش از ۱۲ متر، و یا سطح اشغال بیش از ۳۰۰ متر مربع) و همچنین ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد، انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری می‌باشد. در هر حالت چنانچه ساختمان مورد نظر (با هر درجه اهمیت و هر تعداد سقف) به صورت انبوه‌سازی یا شهرک‌سازی باشد، لازم است مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر انجام شود.

مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی

مطالعات ژئوتکنیکی شامل حفاری (ماشینی یا دستی)، نمونه‌گیری دست‌خورده و دست‌نخورده، آزمایش‌های درجا نظیر آزمایش نفوذ استاندارد و دانسیته برجا، آزمایش‌های فیزیکی و مکانیکی بر روی خاک به‌دست آمده در آزمایشگاه و تجزیه و تحلیل نتایج و نتیجه‌گیری در مورد وضعیت ژئوتکنیکی زمین مورد نظر می‌باشد.

برای زمین‌هایی که مطالعات ژئوتکنیکی (شامل نفوذ استاندارد، نمونه‌گیری و آزمایش‌های آزمایشگاهی) **کافی تشخیص داده نشود** لازم است علاوه بر مطالعات ژئوتکنیکی، مطالعات ژئوفیزیکی نیز به‌منظور تعیین سرعت موج برشی (V_s) در لایه‌های مختلف خاک انجام شود.

مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی

۴-۲-۶ گسلش

۴-۲-۵ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین می‌تواند موجب آسیب به سازه‌ها گردد، در پهنه‌های گسلی به ویژه گسل‌های اصلی، اجتناب از ساخت ساختمان به ویژه ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد اکیداً توصیه می‌شود.

در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده، احداث ساختمان با اهمیت بسیار زیاد ممنوع است و در مابقی پهنه‌ها احداث آنها با انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد. همچنین در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده احداث ساختمان با اهمیت زیاد صرفاً با انجام مطالعات ویژه و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد.

پهنه‌های گسلی دربرگیرنده تغییر شکل‌های عمده در محدوده اطراف گسل‌ها می‌باشد که برای گسل‌های اصلی، پهنه گسل‌های اصلی نام‌گذاری می‌شوند. گسل‌های اصلی، گسل‌هایی هستند که طول آنها بیش از ده کیلومتر است.

مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی

تهیه نقشه مقدماتی خطر زلزله بر مبنای خطوط گسل

طبق تئوری پهنه‌بندی، در این مرحله گسل‌های نوع اول را که دارای درازای بیش از ده کیلومتر هستند، انتخاب نموده و از میان گسل‌های نوع دوم آنهایی را که دارای درازای بیشتر از پنج کیلومتر هستند با یک دید محافظه کارانه به دسته اول اضافه کرده و عملیات حریم‌گذاری^۱ بر روی آنها اعمال شده است (پریریان و همکاران ۱۳۷۱).

ناحیه (۱) با حریم ۱۰۰۰ متری از اطراف گسل با عنوان پهنه حریم گسلش

ناحیه (۲) با حریم ۳۰۰۰ متری با عنوان پهنه ویرانی خیلی شدید

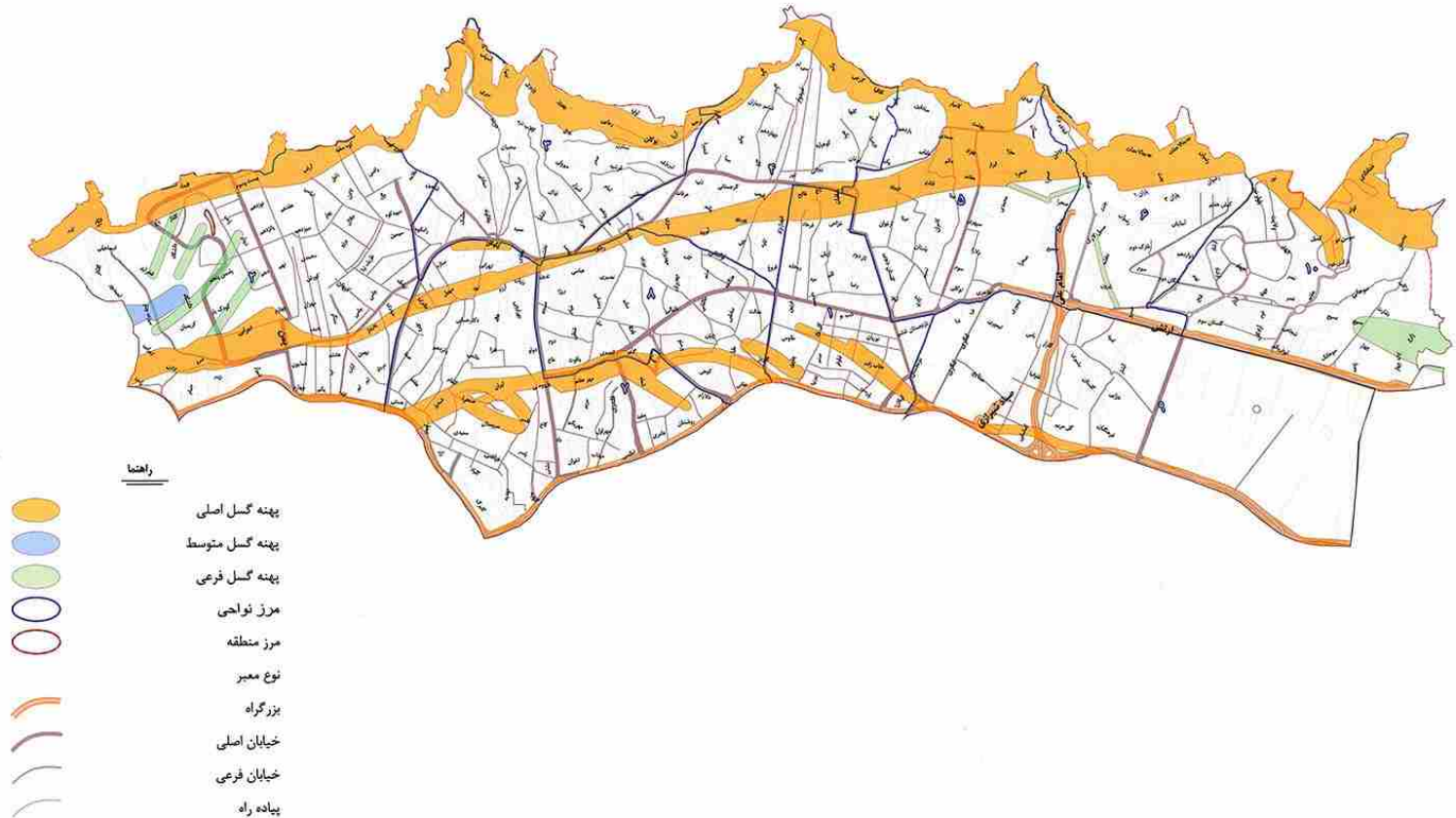
ناحیه (۳) با حریم ۷۰۰۰ متری با عنوان پهنه تکان‌های شدید یا ویرانی گسترده

ناحیه (۴) با حریم ۱۰۰۰۰ متری با عنوان پهنه حرکت‌های تند یا خسارت زیاد

مطابق توضیحات ارائه شده در مقاله "*Earthquake & Fault Zone structure*" چاپ شده در نشریه انجمن زمین‌شناسی آمریکا (سال ۲۰۱۷)، عرض پهنه گسلی (مجموع دو طرف از محل گسل) بین ۰/۵ تا ۱/۵ کیلومتر می‌باشد.

مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی

نقشه پهنه های گسلی منطقه ۱ شهر تهران



مطالعات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی

تعریف :

گسلش تغییر شکل ناشی از تغییر مکان نسبی دو قطعه مجاور از پوسته زمین می باشد. تغییر مکان می تواند به طور ناگهانی در یک زلزله یا در اثر تجمع تدریجی تغییر شکل در یک مدت زمان طولانی رخ می دهد. گسلش که باعث گسیختگی سطح زمین شود از اهمیت بسیاری برخوردار است چرا که تاثیر زیادی بر روی مستحذات واقع بر روی آن می گذارد. مقدار جابجایی سطحی گسل کاملاً با طول گسیختگی گسل و در نتیجه بزرگی زلزله ارتباط دارد. گسیختگی های لایه های درونی و سطحی زمین در اثر تجمع تنش تکتونیکی، معمولاً بر روی امتداد گسل ها و یا در ادامه امتداد گسل ها صورت می پذیرد. شکستگی های لایه های زمین (گسل ها) مسیر تضعیف شده مستعدی برای ادامه شکستگی و گسیختگی بعدی ناشی از اعمال نیروهای تکتونیکی فراهم ساخته و زون طویل و خطی لرزه خیزی را تشکیل می دهد.

به نظر می رسد که عوامل دیگری از قبیل نوع گسل (امتداد لغز، عادی، معکوس و غیره) و چینش زمین ساختی تا حدی بر مقدار جابجایی سطحی تاثیر دارند. قاسمی (۲۰۱۶) بر پایه نوع گسل (نرمال، معکوس و راستا-شیب لغز و همه انواع گسلها) رابطه زیر را ارائه نمود.

$$\log D = -6.32 + 0.938M_s$$

رابطه ۹-۲

در روابط بالا:

M_s : بزرگی سطحی زلزله

D : بیشترین جابجایی کلی گسل بر حسب متر

No.	Name Of Fault	Length (Km)	Rmin (Km)	Mmax	Maximum shear movement at surface (m)	
					Bonilla	Ghassemi
1	Khazar Fault	190	99.7	7.50	4.22	5.14
2	North Alborz Fault (West Zone)	150	96.5	7.4	3.40	3.95
3	South Amol Fault	110	111.8	7.2	2.22	2.80
4	Babol Fault	65	133.8	6.9	1.17	1.56
5	Noor Fault	60	82.3	6.9	1.17	1.43
6	Kandovan Fault	65	52.2	6.9	1.17	1.56
7	Mosha Fault (West Zone)	190	30.5	7.5	4.22	5.14
8	North Tehran Thrust	75	14.0	7.0	1.45	1.83
9	Niyavaran Fault	18	12.4	6.3	0.32	0.38
10	Mahmoodieh Fault	11	11.6	6.0	0.17	0.22
11	Parchin Fault	28	10.8	6.5	0.50	0.61
12	Telo-Paeen Fault	13	21.3	6.1	0.21	0.26
13	Kahrizak Fault	40	17.9	6.7	0.76	0.91
14	South Ray Fault	18.5	10.9	6.3	0.32	0.39
15	North Ray Fault	16.5	7.4	6.2	0.26	0.34
16	Robat Karim Fault	100	16.8	7.2	2.22	2.52
17	Eshtehard Fault	60	59.8	6.9	1.17	1.43
18	Pishva Fault	34	46.8	6.6	0.61	0.76
19	Garmsar Fault	70	64.3	7.0	1.45	1.70
20	Arad Fault	40	34.9	6.7	0.76	0.91
21	Shian-Kousar Fault	18	11.6	6.3	0.32	0.38
22	Ghasr-e-Firoozeh Fault	13.5	9.5	6.1	0.21	0.27
23	Eivanaki Fault	31	49.5	6.6	0.61	0.69
24	Taleghan Fault	65.3	56.8	6.9	1.17	1.57
25	Alamoot	140	79.4	7.3	2.75	3.66
26	Alam kooh	95	124.8	7.1	1.79	2.38
27	North of Qazvin F	60	137.7	6.9	1.17	1.43



جمهوری اسلامی ایران



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی وزارت راه و شهرسازی

ضوابط ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی

کلان شهرها

(نسخه ۹۷-۰۷-۰۹)

جدول ۱-۱- طبقه بندی میزان خطر پهنه های گسلی

بیشتر از دو متر	بین یک متر تا دو متر		کمتر از یک متر		حداکثر جابجایی گسل
به هر میزان	بیشتر از یک متر	کمتر از یک متر	بیشتر از نیم متر	کمتر از نیم متر	جابجایی گسل طرح
خطر عمده				کم	میزان خطر پهنه گسلی
خیلی زیاد	زیاد	متوسط	متوسط		

۱-۵- محاسبه جابجایی گسل

۱-۵-۱- تعیین حداکثر جابجایی گسل

مقدار حداکثر جابجایی گسل از روابط میان حداکثر جابجایی و بزرگی زلزله (ولز و کوپر اسمیت، ۱۹۹۴) قابل محاسبه است:

$$\log(MD) = -1.69 + 1.16 * \log(SRL)$$

برای گسل های امتداد لغز

$$\log(MD) = -0.44 + 0.42 * \log(SRL)$$

برای گسل های معکوس

$$\log(MD) = -1.98 + 1.51 * \log(SRL)$$

برای گسل های نرمال

در روابط فوق MD بیشینه جابجایی در راستای گسل بر حسب متر، و SRL طول گسیختگی سطحی گسل بر حسب کیلومتر است.

جدول ۱-۲- محدودیت کاربری، تعداد کل طبقات مجاز و حداقل فاصله خاک از ساختمان مجاور بر اساس طبقه بندی میزان خطر پهنه های گسلی

میزان جابجایی گسل	نوع خطر پهنه	محدودیت کاربری	حداکثر تعداد کل طبقات مجاز	حداقل فاصله از خاک یا ساختمان مجاور
جابجایی حداکثر بیش از ۲ متر و جابجایی طرح به هر میزان	خیلی زیاد	عدم احداث ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد	-	$\frac{1}{4}d^*$
		احداث ساختمان های با اهمیت متوسط در صورت انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه	۶ ^[۱]	
جابجایی حداکثر ۱ تا ۲ متر و جابجایی طرح بیش از ۱ متر	زیاد	عدم احداث ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد	-	$\frac{1}{4}d$
		احداث ساختمان های با اهمیت زیاد در صورت انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه	۳ ^[۱]	
		احداث ساختمان های با اهمیت متوسط در صورت انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه	۸ ^[۱]	
		احداث ساختمان های با اهمیت متوسط در صورت انجام مطالعات و اعمال تمهیدات عادی	۵ ^[۱]	d

* مقدار جابجایی گسل طرح

د- موارد زیر از بندهای ۱-۴ (ملاحظات معماری) و ۱-۵ (ملاحظات پیکربندی سازه ای) در آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) که به صورت توصیه و یا با قید "تا حد امکان" ذکر شده اند در ساختمان های واقع در پهنه های گسلی اجباری است.

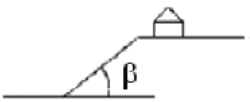
۱-۱۲- سازه

۱-۱۲-۱- کلیه قاب های ساختمان باید از نوع شکل پذیر ویژه باشند.

۳-۶ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر شیب‌ها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی (S_T) برای شیب‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویهٔ میانگین بیش از 15° صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیب‌ها ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار k_h ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۲-۶) ارائه گردیده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد.

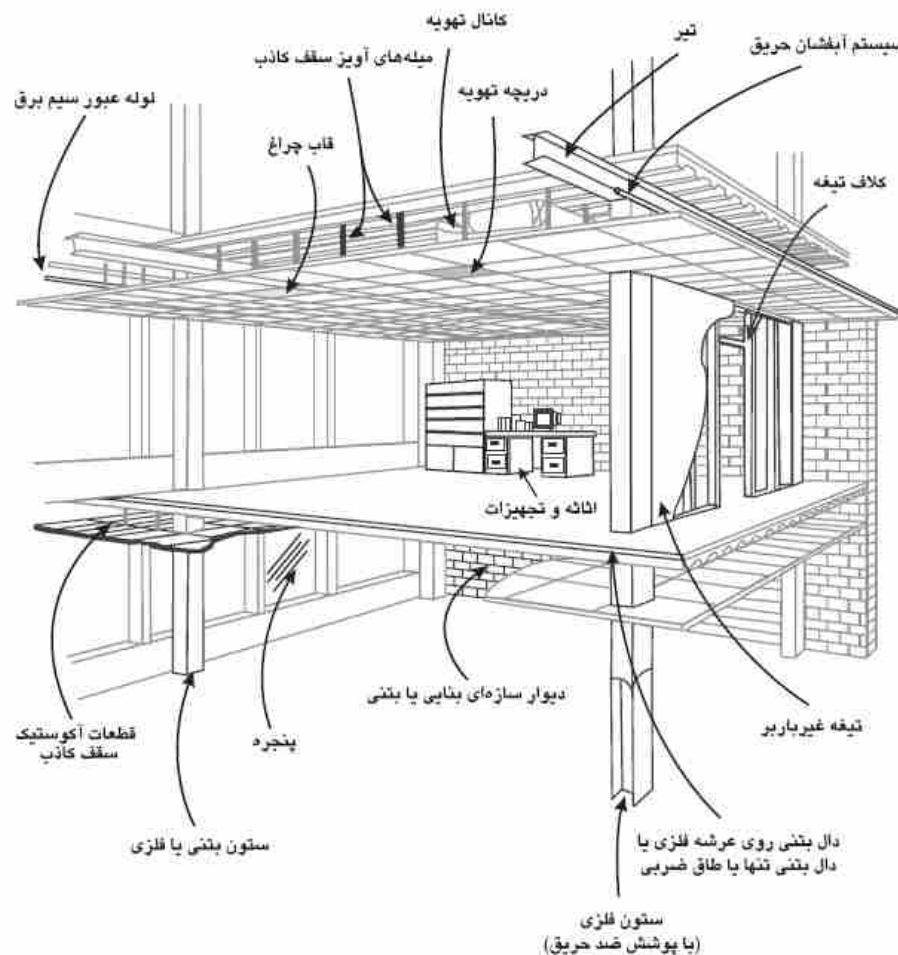
جدول ۲-۶ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	S_T
	> 15	$\geq 1/2$
	۱۵ تا ۳۰	$\geq 1/2$
	> 30	$\geq 1/4$

S_T : ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی
 β : میانگین زاویه شیب

۴- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای غیرسازه ای

فصل چهارم



۴-۱-۱ تعریف

اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها به اجزایی اطلاق می‌شود که به سازه اصلی متکی‌اند ولی در تحمل بار جانبی زلزله به آن کمک نمی‌کنند. اجزای معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، را شامل می‌شود:

تبصره: دیوارهای داخلی در ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از هشت، مشمول ضوابط فصل هفتم آیین‌نامه می‌گردند. در پیوست جدید ۴ طبقه و کمتر

۴-۵-۴ دیوارهای داخلی-تیغه‌ها

دیوارهای داخلی یا تیغه‌های با ارتفاع بیشتر از $1/8$ متر باید به نحو مناسبی، مانند استفاده از وادارها و...، از نظر جانبی به سازه مهار شوند.

دیوارها و تیغه‌های داخلی و خارجی، آسانسورها، مخازن تأسیساتی روی بام، استخرها، راه پله فرار و ... مطابق توضیحات صفحه بعد ...!

نکته :

با توجه به **وزن** این عناصر غیر سازه ای (یا سازه ها) به ۲ دسته تقسیم می شوند:

الف - اجزای با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن (موثر لرزه ای) ساختمان

۵-۴-۱ درموردی که وزن این سازه ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین نامه می گردد.

مشابه این بند در فصل "چهارم" هم آمده است :

ب - اجزای با وزن بیش از ۲۵ درصد وزن موثر لرزه ای ساختمان

ضوابط این فصل کلیه ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، **بجز موارد عنوان شده در زیر**، را شامل می شود:

الف- اجزای غیرسازه ای با وزن بیشتر از ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه ای کل سازه (وزن اجزای غیرسازه ای و سازه نگهدارنده). این اجزاء در گروه سازه های غیرساختمانی قرار می گیرند و مشمول ضوابط فصل پنجم آیین نامه می گردند.

ساختمان با اهمیت زیاد و بسیار زیاد یا ۸ طبقه و بیشتر

۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۱-۲-۴) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۲-۱-۲-۴) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

۱-۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۱-۴) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

۲-۲-۴ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۵-۴) تعیین می‌شود. این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب‌های بارگذاری‌های مختلف به کار برده شود.

$$F_{pu} = 0.2A(1 + S)I_pW_p \quad (۵-۴)$$

ساختمان با اهمیت زیاد و بسیار زیاد یا ۸ طبقه و بیشتر

$$V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right) \quad (۱-۴)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقدار به ۱/۴ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲)

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

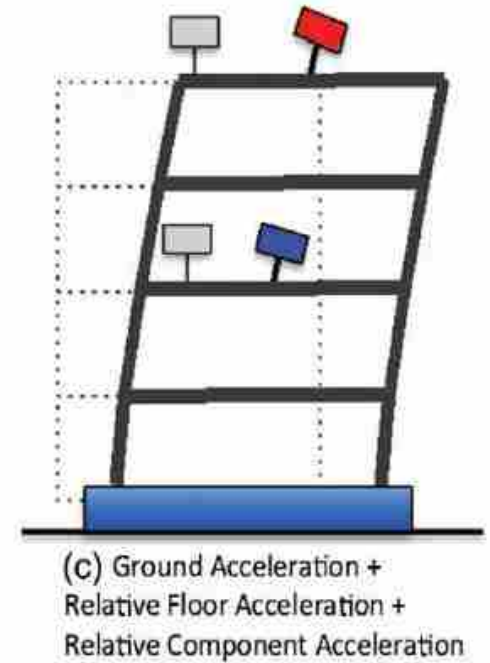
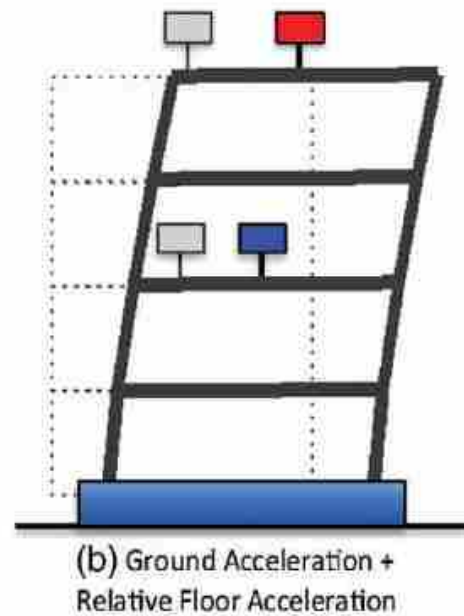
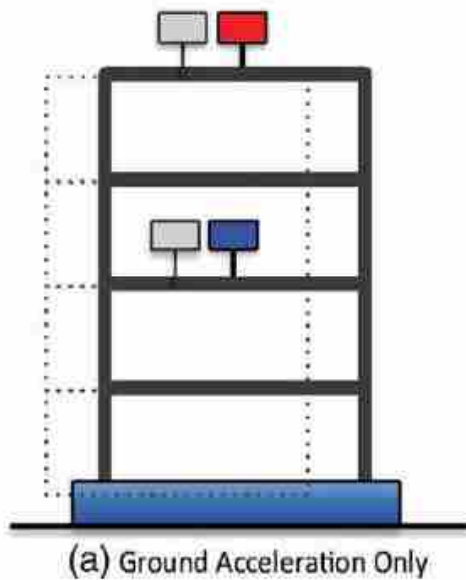
H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

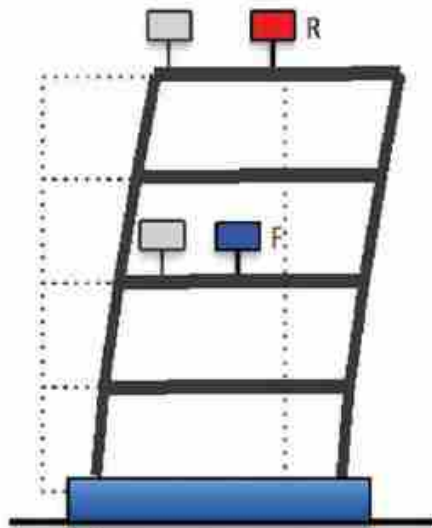
طیف پاسخ طبقه

$$S_a = 0.4A(1+S) \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right)$$

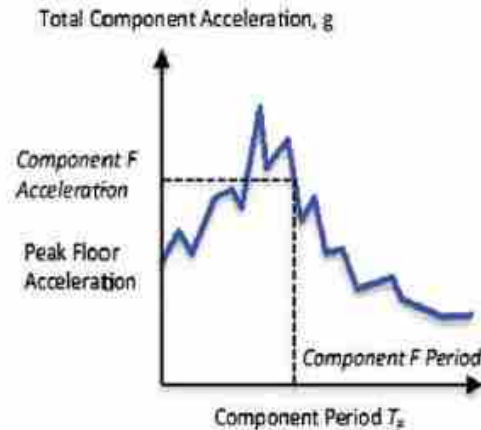
$$C_n = 0.4A(1+S) \left(1 + 2\frac{Z}{H}\right) \frac{a_p I_p}{R_{pu}}$$

ساختمان با اهمیت زیاد و بسیار زیاد یا ۸ طبقه و بیشتر

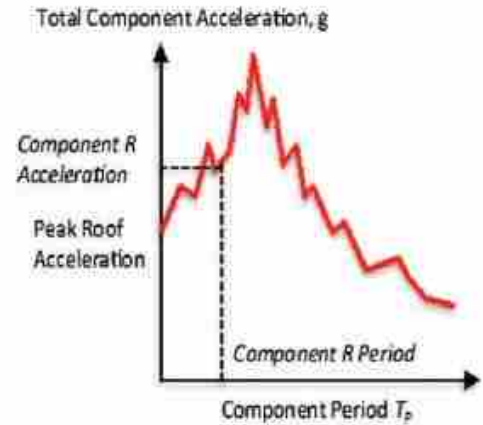




(a) Ground Acceleration +
Relative Floor Acceleration



(b) Floor Spectrum for Component F



(c) Roof Spectrum for Component R

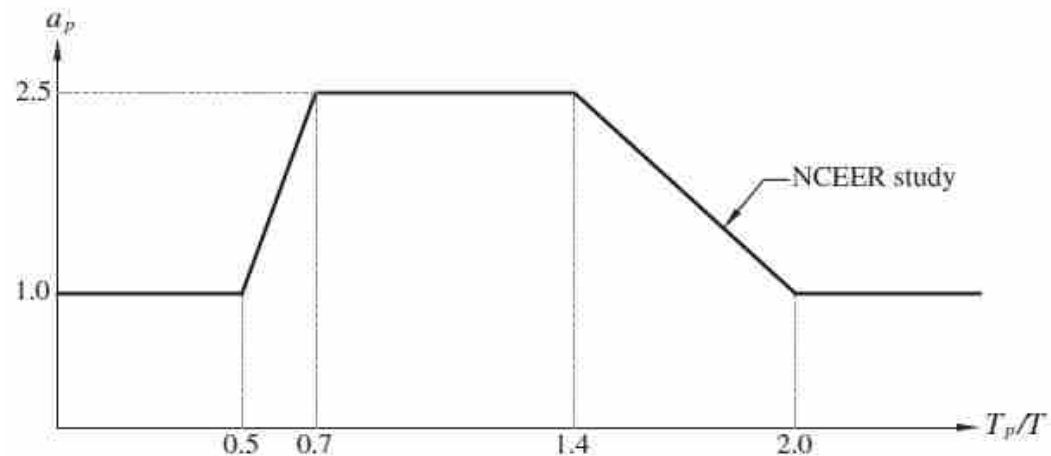


FIGURE C13.3-1 NCEER Formulation for a_p as Function of
Structural and Component Periods

:ap

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵	۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه
۲/۵	۱	- دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵	۱	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن
۲/۵	۱/۲۵	- دیوار و اتصال آن - بست‌های سیستم اتصال
۲/۵	۱	۵- پوشش نما
۱/۵	۱	- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها - اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	۶- خرپشته (به استثنای حالتی که این بخش به صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)
۲/۵	۱	۷- پله فراری که جزئی از سازه اصلی ساختمان نباشد
۲/۵	۱	آسانسور و پله برقی

a_p, R_{pu} :

ساختمان با اهمیت زیاد و بسیار زیاد یا ۸ طبقه و بیشتر

Ip:

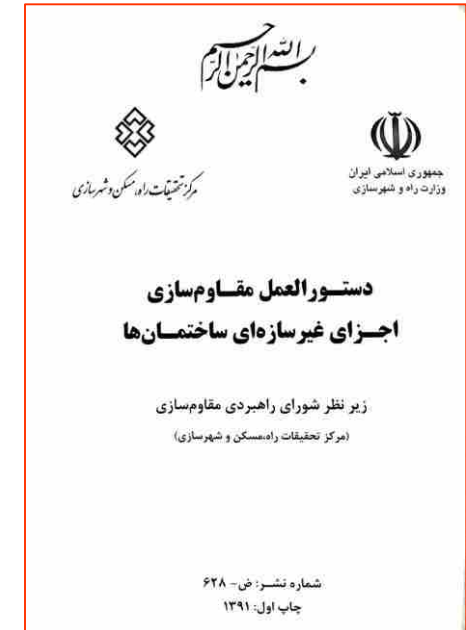
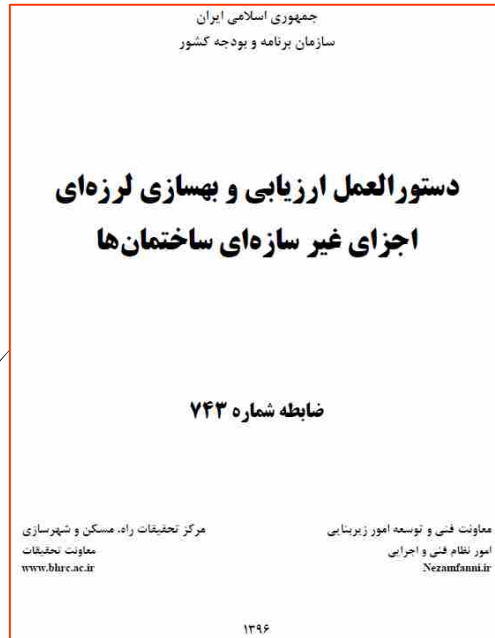
اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء I_p " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با $1/4$ و برای سایر اجزاء برابر $1/0$ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

Wp آسانسور:



w_1

w_2

w_3

وزن کابین خالی:

حداکثر بار قابل حمل توسط آسانسور:

وزن وزنه تعادل:

بر اساس توصیه استانداردهای آسانسور وزن لرزه‌ای برابر است:

$$W_p = \min (w_1 + 0.4w_2, w_3)$$

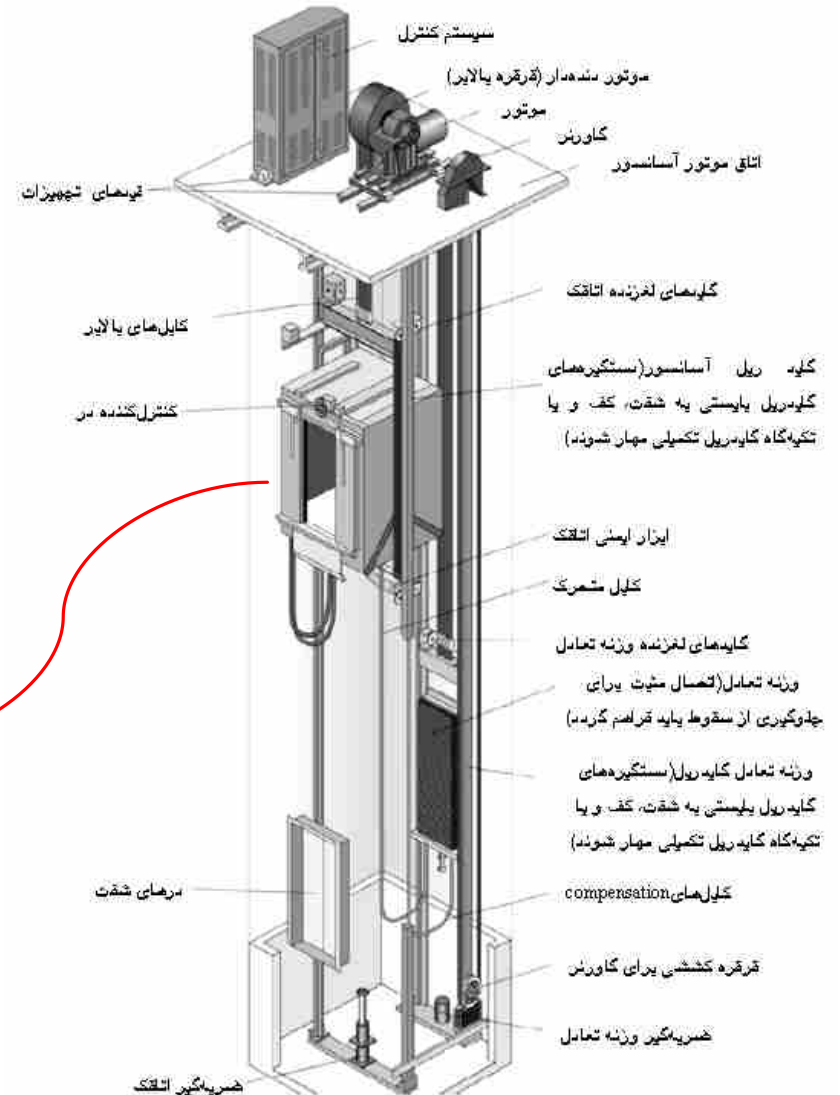
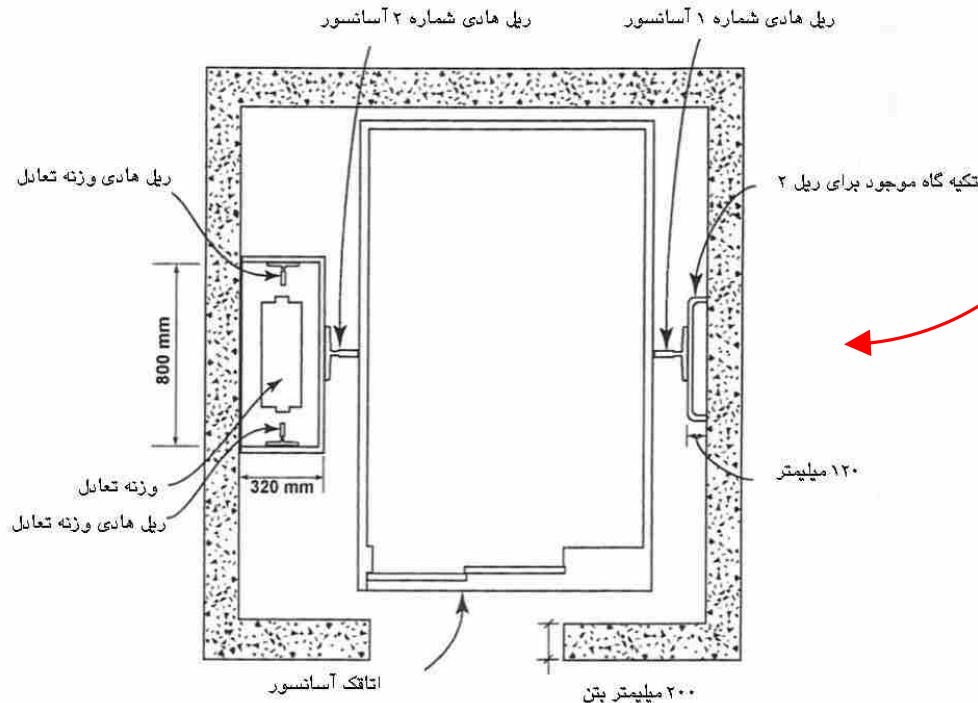
ضابطه شماره ۷۴۳

Wp آسانسور:

نکته:

بحرانی ترین حالت وقتی است که آسانسور
(ASME 2403.3, 2403.4) در طبقه بام باشد

$$\frac{Z}{h} = 1$$

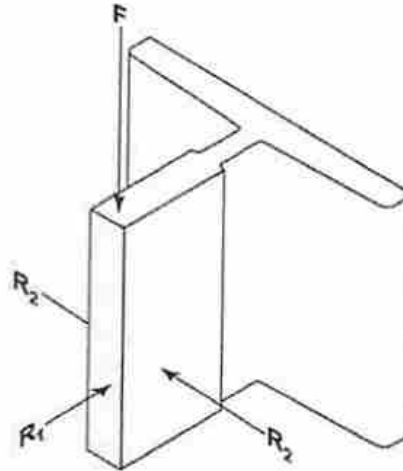


ضابطه شماره ۷۴۳

Wp آسانسور:

مطابق شکل زیر ، سه نوع نیرو بر ریل آسانسور وارد می شود. نیروهای جانبی R_1 و R_2 ناشی از زلزله و یا نامتوازن بودن بار زنده می باشند. نیروی F در موقع ترمز اضطراری بر سیستم وارد شده و نیازی به در نظر گیری همزمان آن با نیروهای لرزه ای نیست.

نمودار نیروهای طراحی ریل



معمولا فرض می شود که نیروی جانبی وارد بر ریل به صورت نقطه ای به ریل وارد می شود. در این صورت

$$R_1 = F_p$$

$$R_2 = F_p / 2$$

برای منظور کردن حالت بحرانی در طراحی تکیه گاه ها، نیروهای R_1 و R_2 باید در محل تکیه گاه اعمال گردند.

FEMA P-1051/July 2016

Wp پله فرار:

نکته:

برخلاف محاسبه نیروی زلزله ساختمان (یا آسانسور) که با توجه به ارتفاع بام محاسبه می شود، در عناصر غیر سازه ای پیوسته یا متغییر در ارتفاع (مانند راهپله) نیروی هر جز (یا هر قسمت) باید با توجه به ارتفاع آن $(1 + \frac{2Z}{H})$ محاسبه گردد.

18.3.3.1 Flights of Stairs. (شمشیری ها)

$$D = W_p = 706 \text{ lb}$$

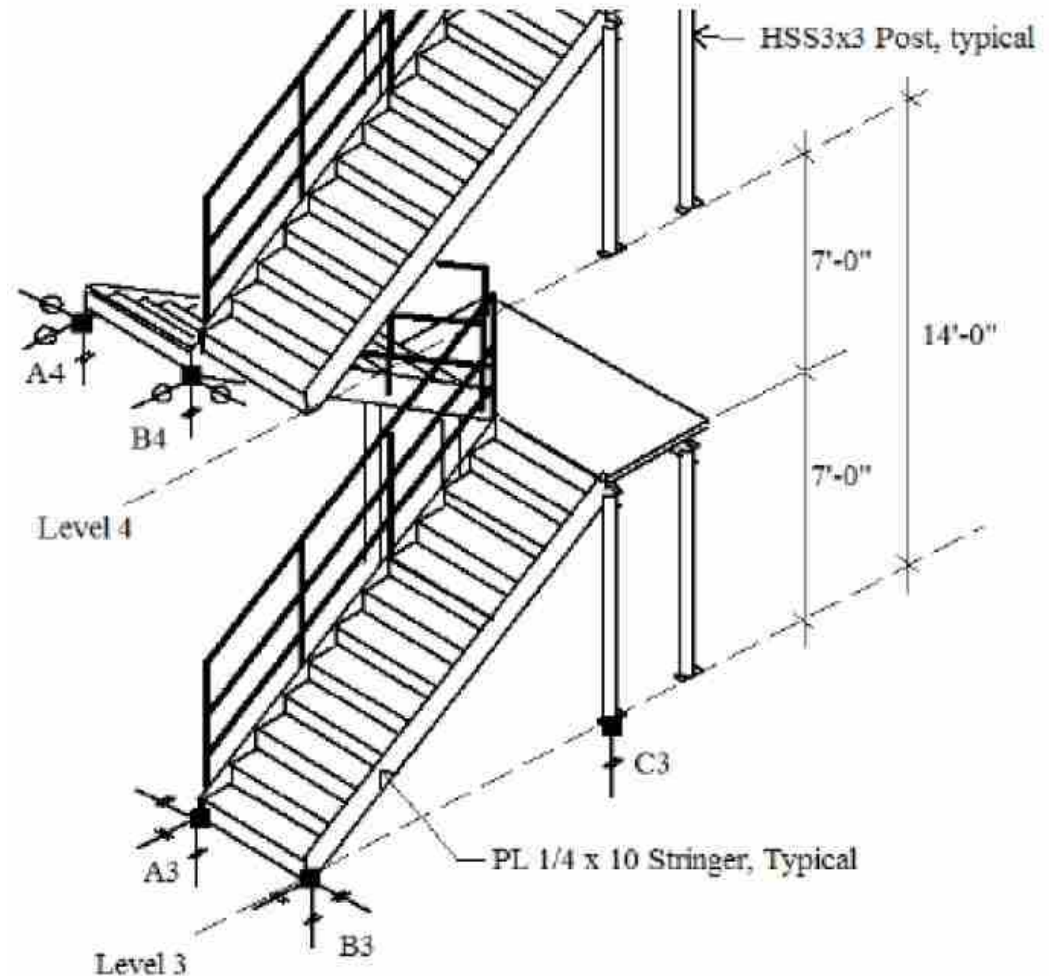
$$L = (10.08)(3.5)(100 \text{ psf}) = 3,528 \text{ lb}$$

$$F_p = \frac{0.4(1.0)(1.0)(706 \text{ lb})}{2.5/1.5} (1 + 2(0.4)) = 306 \text{ lb}$$

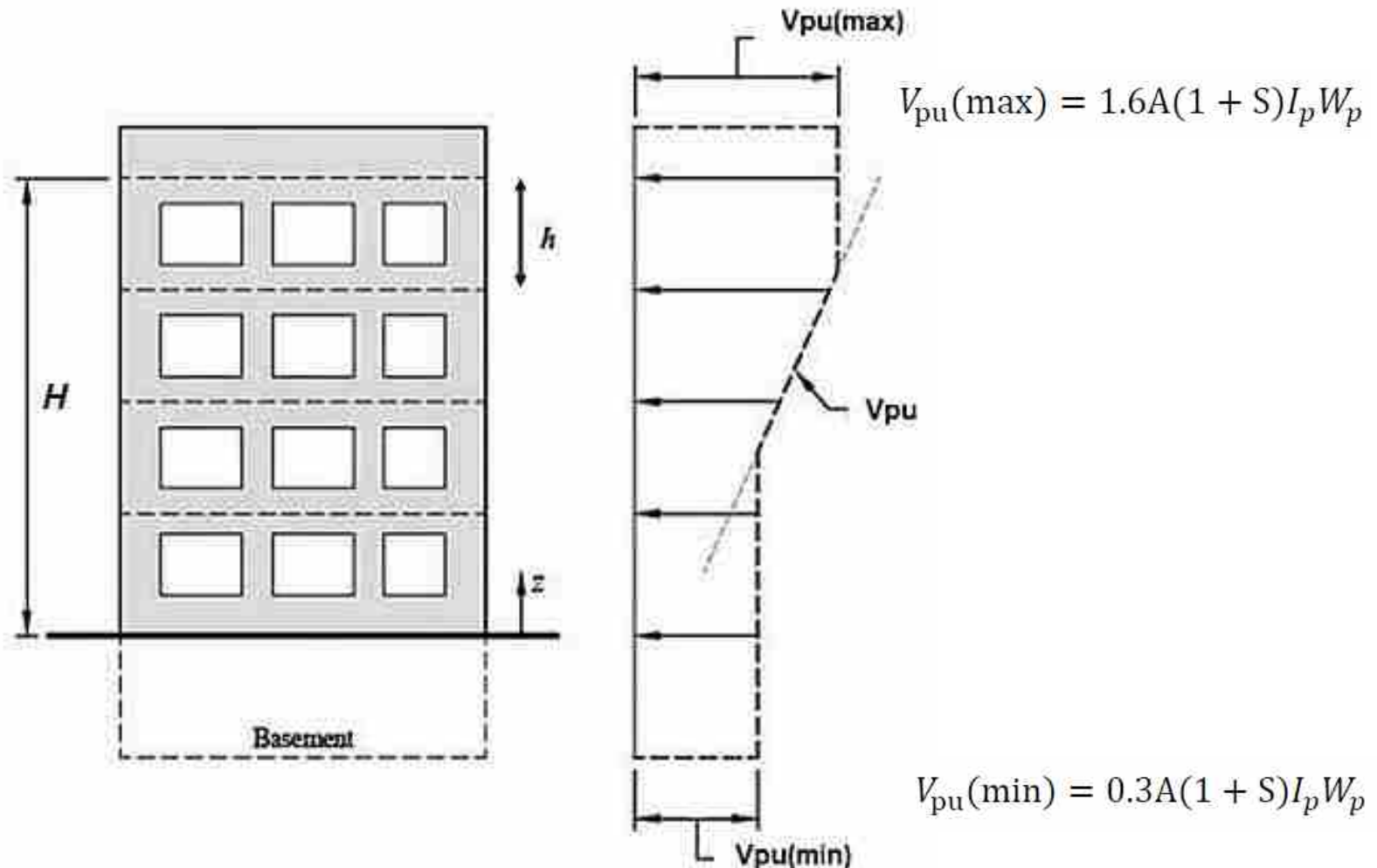
$$F_{pmax} = 1.6(1.0)(1.5)(706 \text{ lb}) = 1,694 \text{ lb}$$

$$F_{pmin} = 0.3(1.0)(1.5)(706 \text{ lb}) = 318 \text{ lb}$$

Standard Eq. 13.3-3 governs, and $F_p = 318 \text{ lb}$



ساختمان با اهمیت زیاد و بسیار زیاد یا ۸ طبقه و بیشتر



ساختمان متوسط با ارتفاع کمتر از ۸ طبقه (در پیوست جدید ۴ طبقه و کمتر)

۷-۵-۳ دیوار غیرسازه‌ای

دیوار غیرسازه‌ای دیواری است که برای جداکردن فضای داخلی ساختمان به عنوان تیغه یا جداگر به کار برده می‌شود. این دیوار سهمی در تحمل بارهای قائم ندارد و باید با استفاده از عناصر کمکی مطابق با سایر شرایط این بند، بار جانبی ناشی از وزن خود را تحمل کند.

دیوار غیرسازه‌ای باید شرایط زیر را دارا باشد:

۱- حداکثر طول مجاز هر دیوار غیرسازه‌ای بین دو کلاف قائم، نباید از ۶ متر یا ۴۰ برابر ضخامت آن دیوار بیشتر باشد (شکل ۷-۱۴).

۲- حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار غیرسازه‌ای نباید از $\frac{1}{30}$ کمتر باشد. در صورت استفاده از آجر، حداقل ضخامت دیوار غیرسازه‌ای باید برابر با عرض آجر باشد.

۳- حداکثر ارتفاع دیوار غیرسازه‌ای از تراز کف $\frac{3}{5}$ متر است. در صورت تجاوز از این مقدار باید دیوار غیرسازه‌ای با تعبیه عناصر افقی و قائم مانند زیر بند ۵ زیر به طور

مناسبی مقید و محدود شود.

ساختمان متوسط با ارتفاع کمتر از ۸ طبقه (در پیوست جدید ۴ طبقه و کمتر)

نکته :

به جای این بند می توان از جزئیات
نشریه ۷۴۳ یا ۶۲۸ مرکز تحقیقات و یا
پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ استفاده کرد.

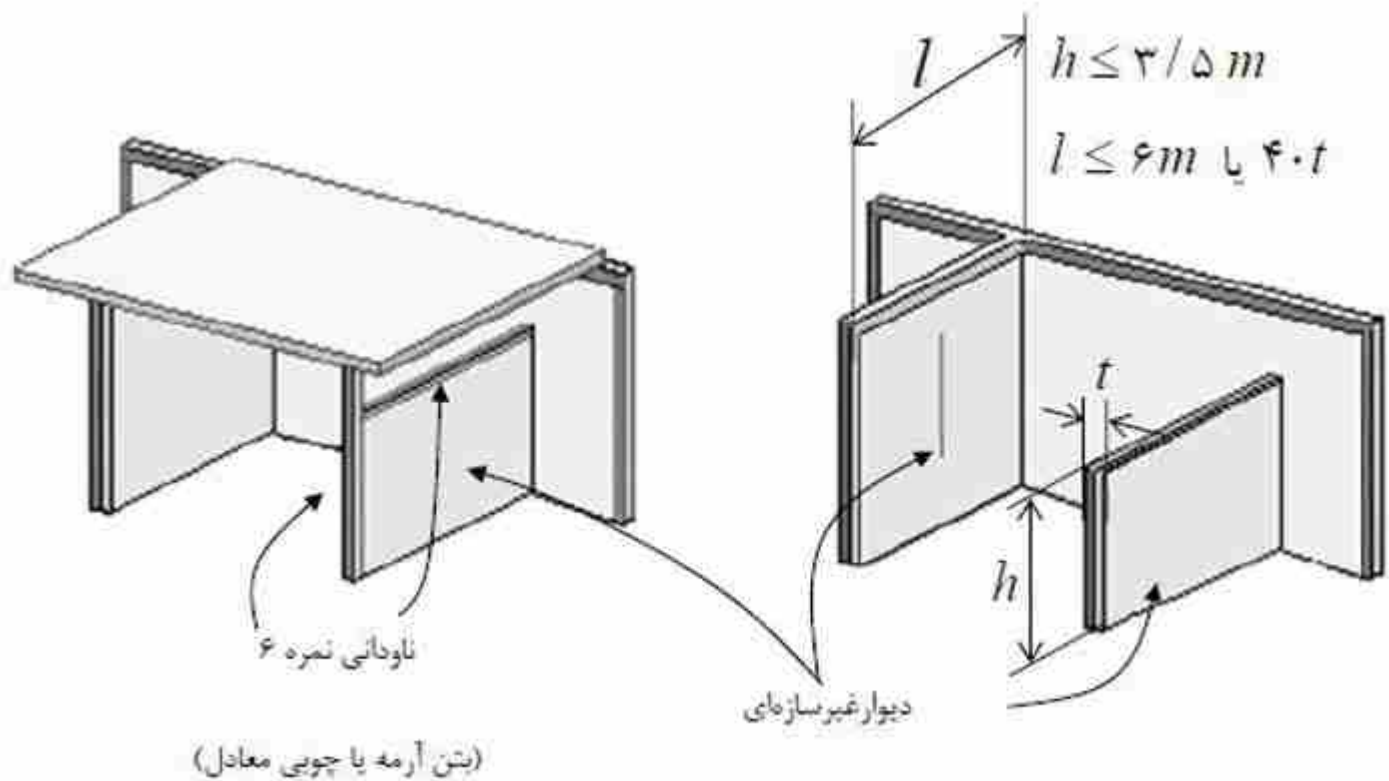


۴- دیوار غیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارد، باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شود، یعنی رگ آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده (مُهر) شود.

۵- لبه فوقانی (افقی) دیوار غیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع ادامه ندارد باید با کلاف فولادی یا ناودانی نمره ۶ یا معادل مقطع بتن مسلح یا چوبی که به دیوارسازه‌ای یا کلاف‌های احاطه‌کننده دیوار غیرسازه‌ای متصل باشد، مقید شود (شکل ۷-۱۴).

۶- در صورتی که لبه قائم دیوار غیرسازه‌ای (تیغه) آزاد باشد، این لبه باید به یک تیغه دیگر، یا یک دیوار عمود بر آن، یا کلاف قائم و یا ستونک معادل یک ناودانی فولادی نمره ۶ یا مقطع بتن آرمه یا چوبی، با اتصال کافی تکیه داشته باشد.

ساختمان متوسط با ارتفاع کمتر از ۸ طبقه (در پیوست جدید ۴ طبقه و کمتر)



دیگر مراجع:



پ ۱-۱-۶ مقدمه

در فصل چهارم این استاندارد ضوابط طراحی مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها بیان شده است. در این پیوست راهکارهایی برای طراحی و مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای معماری ارائه شده است. رعایت جزییات ارائه شده در این پیوست الزامی است ولی مهندس طراح می‌تواند از سایر راهکارها، در صورتی که محاسبات مربوط به طراحی و مهار لرزه‌ای براساس ضوابط فصل چهارم انجام شود و اهداف این پیوست را برآورده نماید، استفاده کند. نمونه‌هایی از جزییات مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای مکانیکی، الکتریکی و بیمارستانی در نشریه ۷۴۳ سازمان برنامه و بودجه کشور ارائه شده است.

پ ۱-۲-۶ انواع اجزای غیرسازه‌ای معماری

اجزای غیرسازه‌ای معماری ساختمان شامل موارد زیر است:

۱- دیوار خارجی

۲- تیغه و دیوار داخلی

۳- جان پناه

۴- راه پله

۵- سقف کاذب

۶- نما

۷- سایر موارد

پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

الزامات لازم برای جداسازی مطابق جزییات ارائه

شده در این بند باید در کلیه ساختمان‌های بلندتر از چهار طبقه و نیز در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و با طبقات کمتر از چهار طبقه رعایت شود.

دیوارهای چسبانده شده به سازه (میانقابی) در سختی آن دخالت دارند و باید در برآورد نیروهای وارد بر آن طبق بخش پ ۶-۲ دخالت داده شوند. در این صورت باید رفتار و عملکرد میانقابی دیوار و نیروهای وارد بر تیر و ستون و خود دیوار - بر اثر این رفتار - براساس ضوابط ارائه شده در آن بخش در محاسبات لحاظ شود.

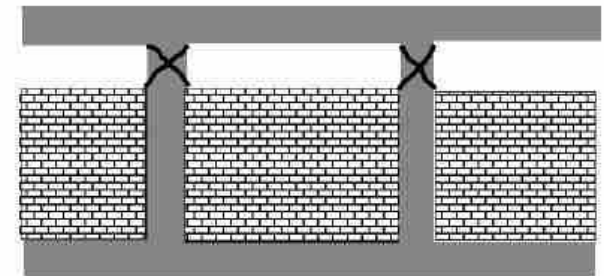
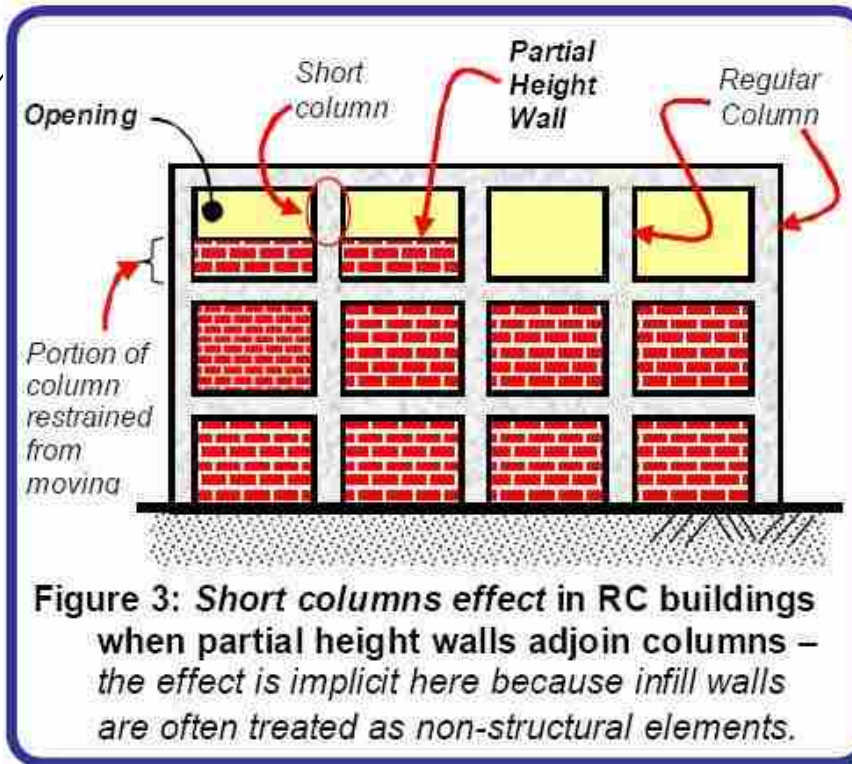
پ ۶-۱-۴-۱-۱- محدودیت ابعاد هندسی

طول آزاد دیوار خارجی در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از ۳/۵ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای با طول بیشتر از ۴ متر باید از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی به عنوان تکیه‌گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار (وادار) و در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد را کاهش داد.

پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

تبصره ۱: دیوارهای خارجی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهند (دیوار کوتاه)، بخصوص در ساختمان‌های بتنی، همواره باید از قاب سازه‌ای جدا شوند. زیرا در غیر اینصورت می‌تواند باعث تشکیل "ستون کوتاه" در سازه شود.



(a)



(b)

پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

پ ۶-۱-۴-۱-۳- عرض درز های انقطاع (فاصله جداسازی)

فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت تیر می‌باشد.

پ ۶-۱-۴-۲- دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

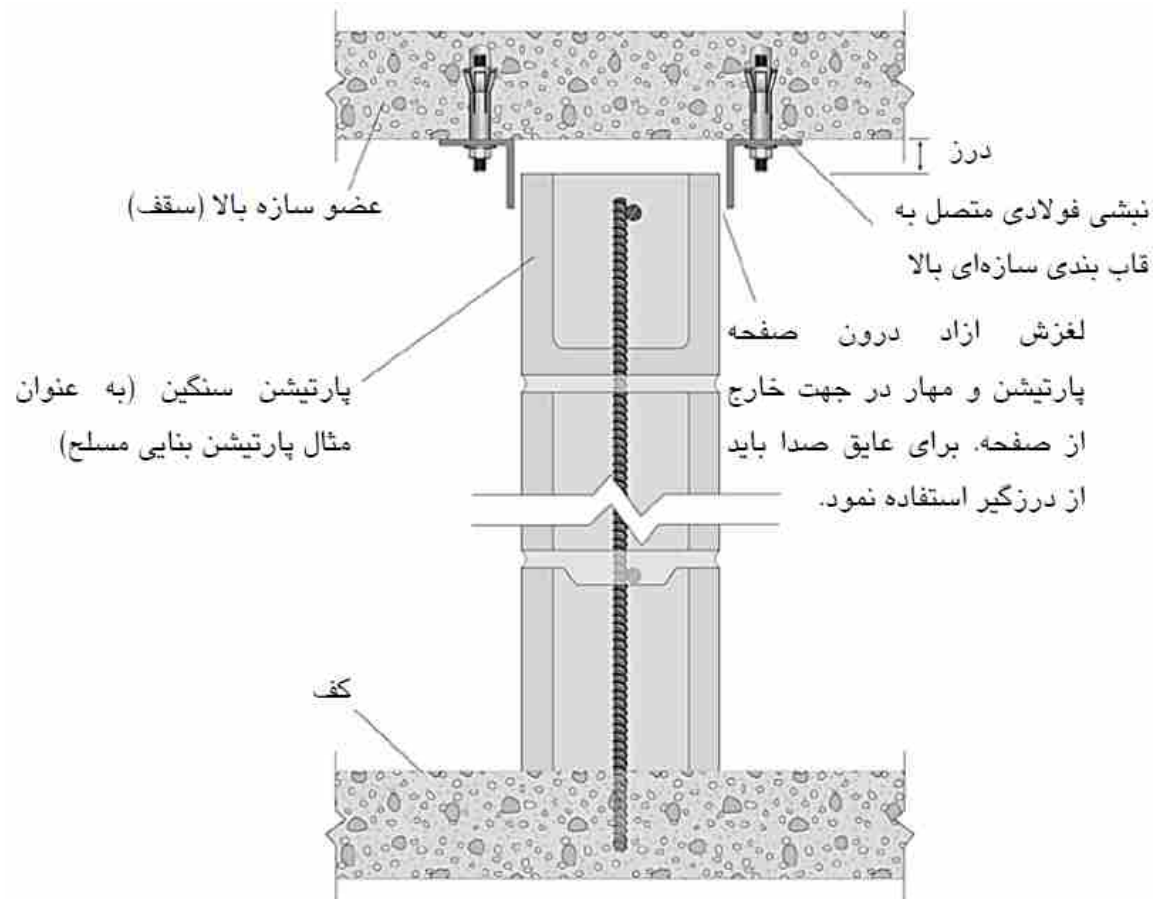
خرابی تیغه‌ها در زلزله یکی از عوامل اصلی آسیب‌رسان بوده است. به علاوه در حالتی که از تیغه‌ها به عنوان مهار جانبی برای لوله‌کشی، اتاقک‌های الکتریکی، قفسه‌ها یا دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود، خرابی تیغه‌ها ممکن است باعث آسیب رساندن به این تاسیسات شود. تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند.

پ ۶-۱-۴-۳- تیغه بلوکی

در تیغه‌های بلوکی، دیوار مشابه با یک پوسته و دال دو طرفه طراحی می‌شود. جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه می‌تواند توسط قطعات نبشی فولادی، بست‌های U شکل و یا قطعات مشابه آنها، متصل به سازه در تراز سقف و متصل به ستون‌ها در دو انتهای (طرفین) دیوار و وادارهای میانی، انجام شود.

پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها



پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

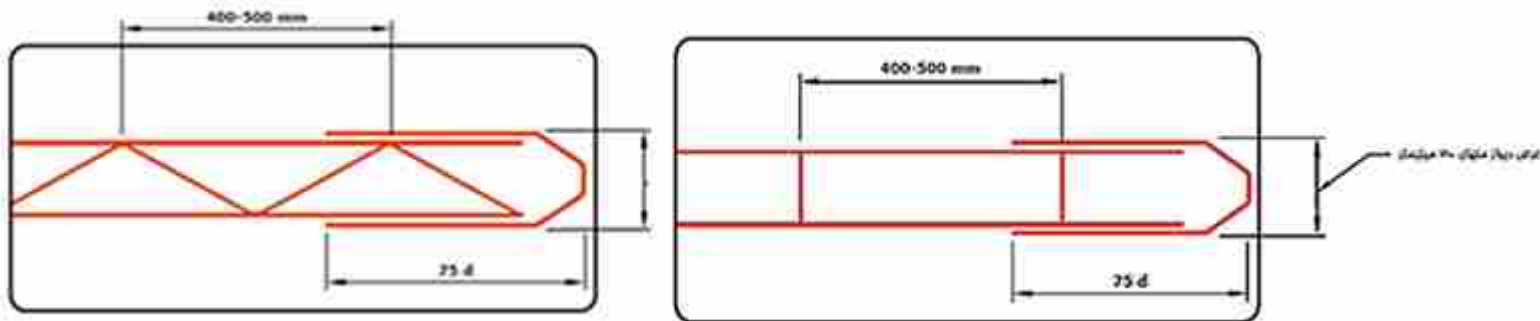
پ ۶-۱-۴-۱-۳- تیغه بلوکی (ادامه)

در این دیوارها باید از

المان مسلح کننده میلگرد بستر خرابایی یا نردبانی برای دیوارهای دارای ملات ماسه سیمان و از بست‌های فولادی منقطع یا پیوسته برای دیوارهای دارای ملات بستر نازک جهت یکپارچه‌سازی و حفظ پیوستگی دیوار استفاده کرد. در دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۳/۵ متر لزومی به اجرای وادار انتهایی در نزدیکی ستون نمی‌باشد.

میلگردها و بست‌های مورد استفاده باید طبق ضوابط

مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در مواردی که مورد نیاز است از جنس فولاد ضد زنگ یا فولاد گالوانیزه و یا میلگرد آج‌دار سرد نورد باشند. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده 0.003 سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار یک متر می‌باشد که باید قطعه براساس آن طراحی و محاسبه شود.

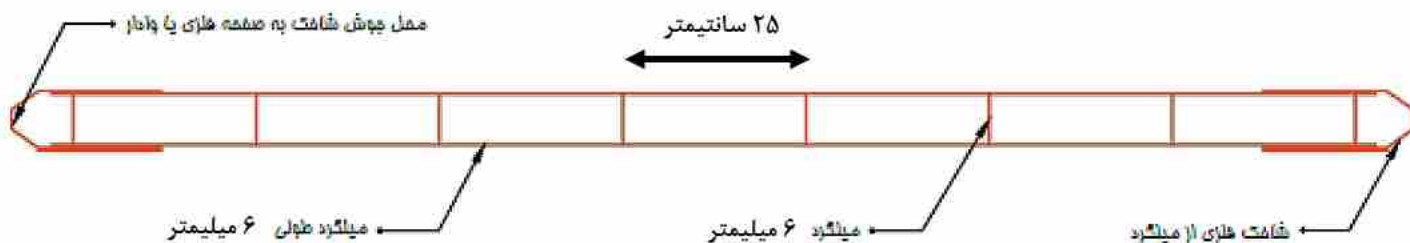


مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان - ویرایش سوم ۱۳۹۸

۸-۳-۵ اعضای غیر سازه ای

۸-۳-۵-۱ دیوار غیر سازه ای جداگر (تیغه ها)

- در دیوار غیر سازه ای غیر مسلح که با واحدهای مصالح بنایی (آجر و بلوک سفالی یا سیمانی) ساخته شده و طول آن از ۲/۵ متر بیشتر باشد، لازم است در سه تراز مختلف در ناحیه یک سوم میانی ارتفاع دیوار از میلگرد بستر استفاده شود. میلگرد بستر باید شامل حداقل دو میلگرد طولی، هر کدام به قطر حداقل ۶ میلی متر، که در فاصله ای برابر دو سوم ضخامت دیوار از یکدیگر به صورت قرینه در بند بستر قرار می گیرند، باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلی متر و در فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی متر به یکدیگر متصل شوند. میلگردهای بستر باید بدون انفصال در سرتاسر دیوار تا محل کلاف های قائم ادامه یافته و در داخل آن ها مهار شوند.



جمع بندی بحث محدودیت هندسی دیوارها

الف - دیوار خارجی (پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰)

ساختمان ۵ طبقه و بیشتر (و یا با اهمیت زیاد و خیلی زیاد)

پ ۶-۱-۴-۱-۱-۱- محدودیت ابعاد هندسی

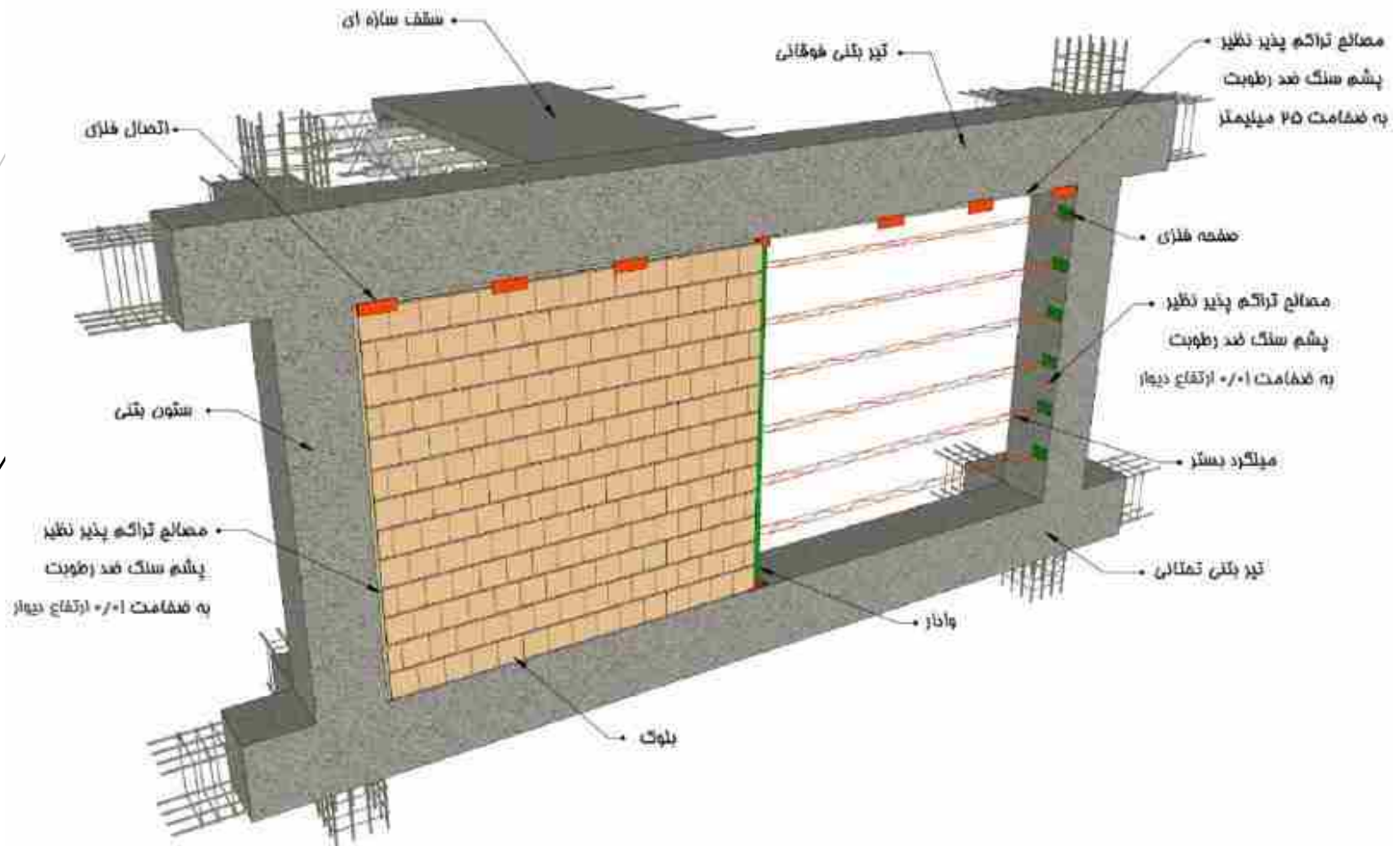
طول آزاد دیوار خارجی در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از ۳/۵ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای با طول بیشتر از ۴ متر باید از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی به عنوان تکیه‌گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار (وادر) و در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد را کاهش داد. (فاصله بین وادارها با میلگرد بستر مسلح می گردد)

ب - دیوار داخلی (تیغه ها) مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۸

۸-۳-۵-۱ دیوار غیرسازه ای جداگر (همه ساختمانها)

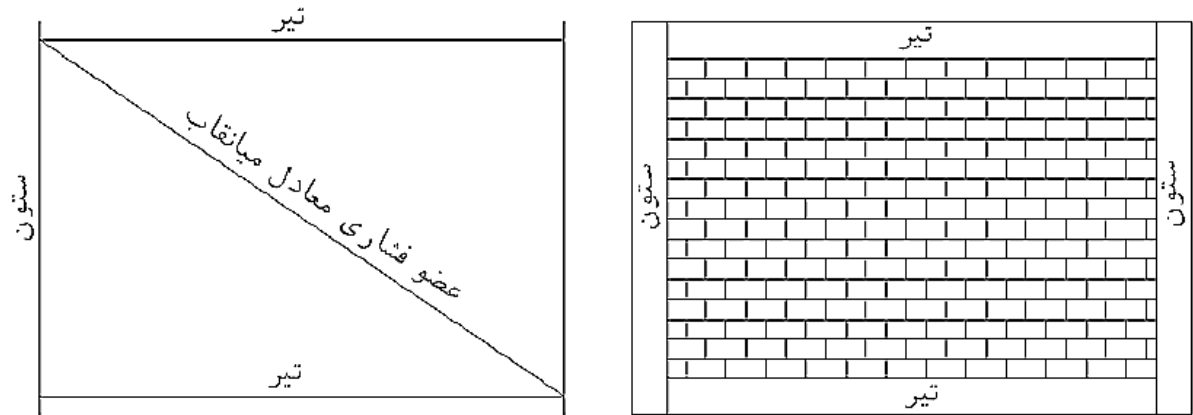
در دیوار غیرسازه‌ای غیرمسلح که با واحدهای مصالح بنایی (آجر و بلوک سفالی یا سیمانی) ساخته شده و طول آن از ۲/۵ متر بیشتر باشد، لازم است در سه تراز مختلف در ناحیه یک‌سوم میانی ارتفاع دیوار از میلگرد بستر استفاده شود.

(چنانچه طول تیغه بیش از ۵ متر یا ۴۰ برابر عرض دیوار گردد نیاز به مهار قائم می باشد)



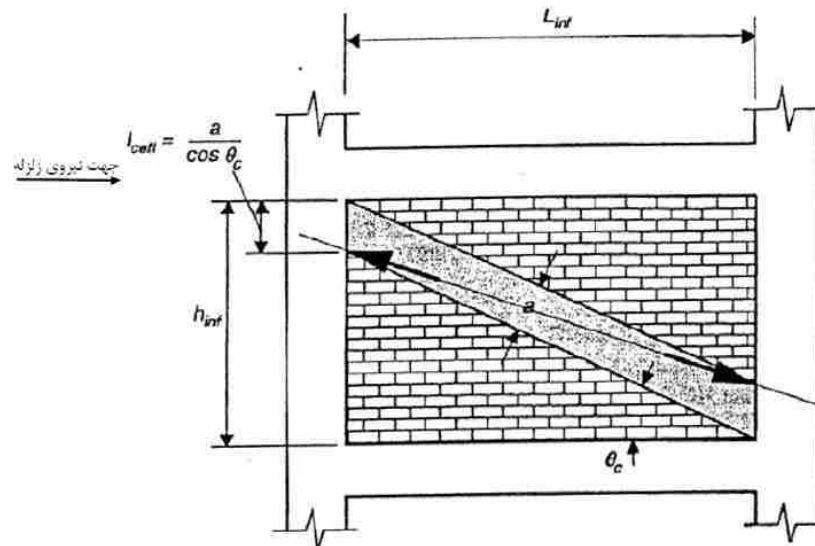
شکل پ ۶-۱- دیوار خارجی بلوکی (سفال، آجر بلوک سیمانی سبک و...) دارای ملات سیمانی مسلح شده به میلگرد بستار

پ ۶-۲- در نظر گیری اثر میانقابی دیوار در ساختمان



ب) مدل قاب میانپر

الف) دیوار با عملکرد میانقابی



شکل پ ۴۲-۶- نیروی وارد به ستون از طرف میانقاب

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

ASCE | LIBRARY

JOURNALS

BOOKS ▾

MAGAZINE

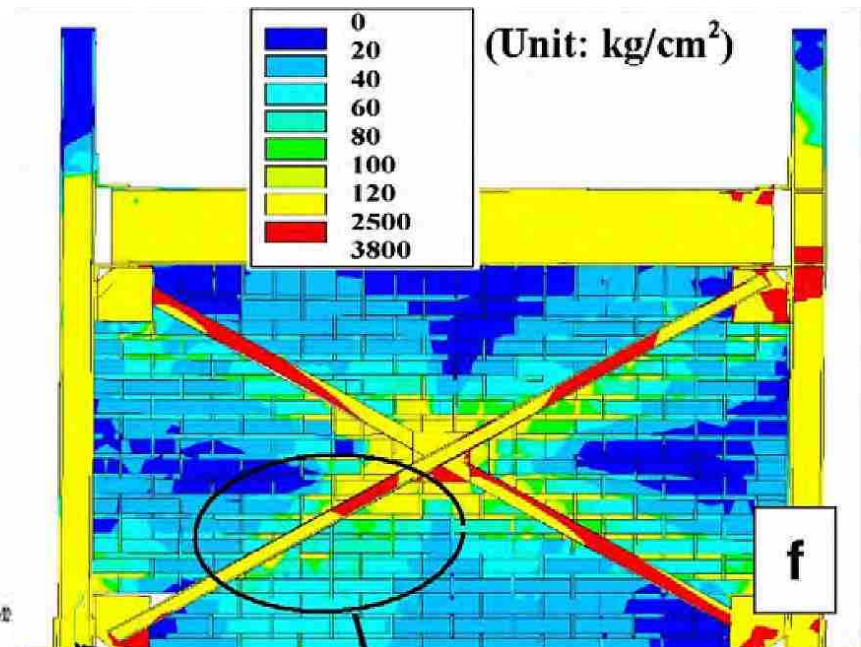
AUTHOR SERVICES

Journal of Structural Engineering / Volume 142 Issue 10 - October 2016

Analytical Study of the Seismic Performance of Steel-Braced Frames with Masonry Infill

Roohollah Ahmady Jazany; Iman Hajirasouliha; Abdolreza S. Moghadam; Hossein Kayhani

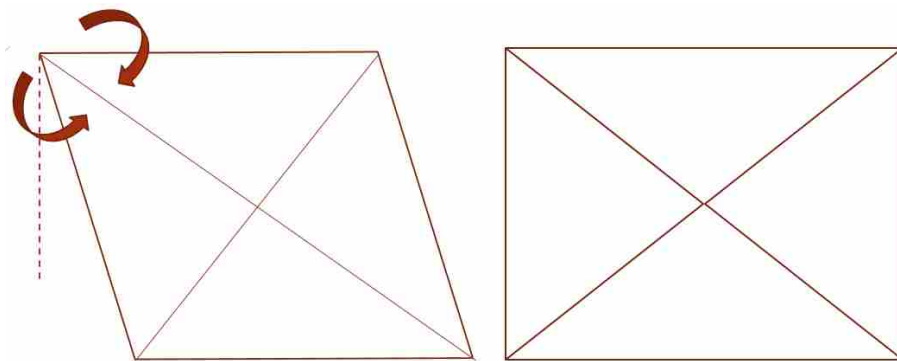
Show all authors



قابهای دارای مهاربند

اثر میانقاب روی مهاربند

جمع شدن زاویه کنج دهانه مهاربند باعث فشرده شدن مصالح بنایی و در نتیجه شکست اتصال به علت فشار آجر به مهاربند می شود!



پ-۶-۱-۴-۲-۹-اجرای دیوار در دهانه های مهاربندی

در دهانه های مهاربندی در تمام ساختمان ها، دیوار باید در جهت داخل صفحه از قاب سازه ای جداسازی شود. اجرای دیوار در محور مهاربند یا با هرگونه تماس یا اتصال به مهاربند با توجه به اینکه مانع از عملکرد صحیح و رفتار مناسب مهاربند می شود ممنوع می باشد دیوار باید خارج از محور مهاربند و با جزییات جداسازی ارائه شده در این پیوست اجرا شود. در صورت نیاز می توان برای عدم نمایان بودن مهاربند از دو دیوار در دو سمت مهاربند که فاقد هر گونه اتصال و درگیری با مهاربند می باشند استفاده کرد.

دیگر مراجع قدیمی تر:

ب : نشریه ۵۵

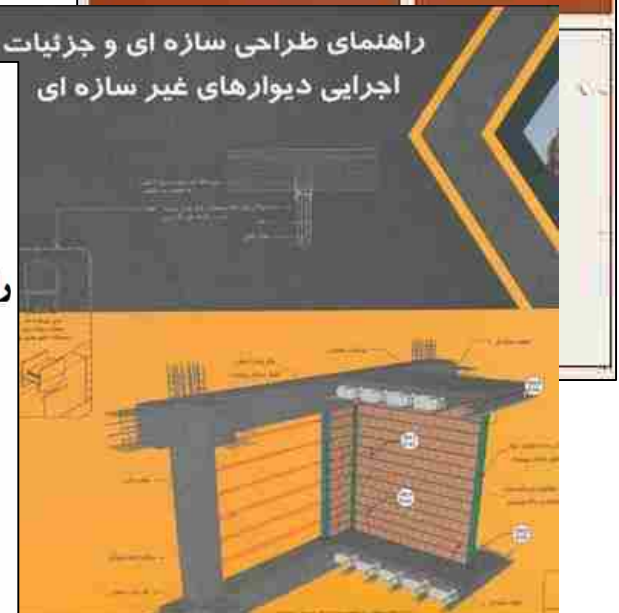
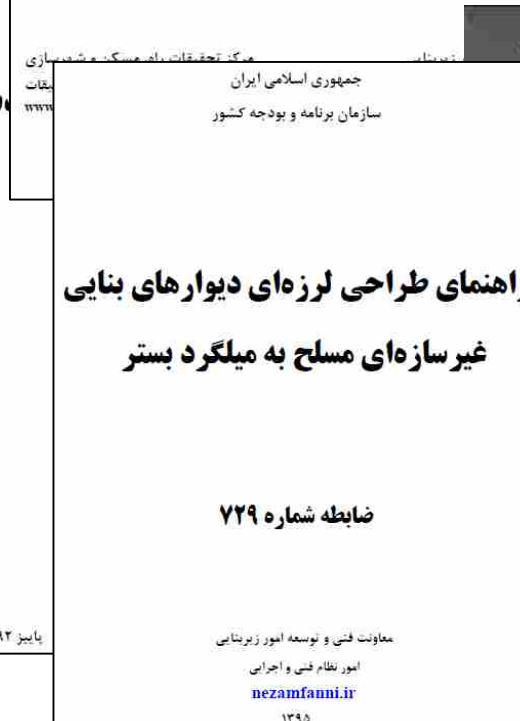
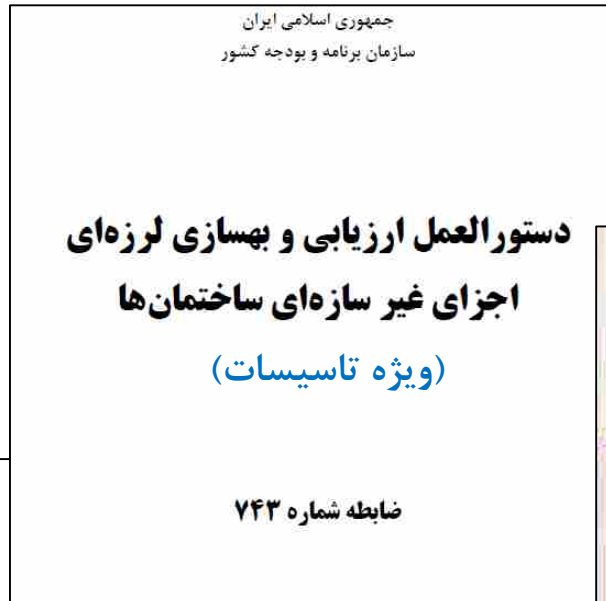
۱- اتصال دیوار با ستون فلزی

در هر متر ارتفاع، یک قطعه اتصال جوش شده به ستون فلزی باید در داخل ملات دیوارچینی قرار گیرد. قطعه اتصال به صورت T با میلگردی به قطر حداقل ۸ میلیمتر به اندازه ۱۵۰×۳۵۰ میلیمتر که بعد ۱۵۰ میلیمتری آن به ستون جوش داده می شود.

۲- اتصال دیوار با ستون بتنی

در هر متر ارتفاع، ۲ عدد شاخک U شکل به ابعاد $۲۵۰ \times ۲۵۰ \times ۸۰$ از میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر به صفحه ای به ابعاد $۱۰۰ \times ۱۰۰ \times ۶$ میلیمتر جوش داده می شود، این صفحات با شاخکهای مناسب هنگام بتن ریزی در داخل ستون بتنی کارگذاری شده اند. شاخکهای U شکل در داخل دیوار آجری و درون ملات بین آجرها قرار داده خواهند شد.

دیگر مراجع:



معاونت فنی و نظارت
دفتر فنی، تحقیقات و مقاوم‌سازی مدارس کشور
www.nosazimadares.ir/behsazi/

پاییز ۱۳۹۲

معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی
امور نظام فنی و اجرایی
nezamfanni.ir

۱۳۹۵

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی (تابلوها و علائم و ...)

فصل پنجم

۵-۱ کلیات

۵-۱-۱ سازه های غیرساختمانی به سازه هایی اطلاق می شود که کاربری آنها مشابه ساختمان های متعارف نیست، مانند سازه های صنعتی، دکل های انتقال نیرو و ...

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی

۵-۱-۲ سازه‌های غیرساختمانی به لحاظ باربری جانبی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

الف- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آنها مشابه یکی از سیستم‌های سازه‌های ساختمانی است. (از جدول ۵-۱)

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آنها مطابق بند الف نباشد. به تعدادی از این سازه‌ها در جدول (۵-۲) اشاره شده است. این سازه‌ها ممکن است متکی به زمین یا سازه‌های دیگر باشند.

۵-۱-۳ نیروهای زلزله مؤثر بر سازه‌های غیرساختمانی عمدتاً با استفاده از ضوابط فصل سوم آیین‌نامه تعیین می‌شوند. تنها در بعضی موارد الزامات دیگری جایگزین شده‌اند که در این فصل عنوان می‌گردند.

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی

۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها

۵-۲-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها مطابق فصل سوم می باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه ها در بندهای (۵-۲-۲) تا (۵-۲-۱۰) آورده شده است.

۵-۲-۲ روش تحلیل: در سازه هایی که زمان تناوب اصلی آنها از 0.5 ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه ها می توان از روش های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۵-۲-۳ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T

در این سازه ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳-۳) مجاز نمی باشد.

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی

۵-۲-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمان‌ها شامل وزن‌های زیرند:

الف- بارهای مرده ناشی از وزن اجزای سازه و تجهیزات صنعتی

ب- حداقل ۴۰ درصد بار زنده کف‌ها

پ- وزن محتویات در زمان بهره‌برداری

در مواردی که در شرایط استثنایی محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا می‌کند، وزن اضافی نباید در محاسبه W اثر داده شود.

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

۵-۲-۵ پارامترهای نیروی جانبی

در این سازه‌ها پارامترهای Ω_0 ، R_u و C_d با استفاده از جدول (۵-۱) تعیین می‌شود.

۵-۲-۸ تغییرمکان‌های جانبی

در این سازه‌ها رعایت تغییرمکان جانبی نسبی موضوع بند (۵-۳) ضرورتی ندارد، اما باید اطمینان حاصل شود که این تغییرمکان‌ها اثری بر پایداری کل سازه یا اثری نامطلوب بر روی اجزای غیرسازه‌ای متصل به آنها نمی‌گذارد.

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی

جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی

۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها و متکی بر زمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه ها عیناً مشابه سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می گردند:
الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می گردند.

۴-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان ها و متکی بر سازه های دیگر

۱-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین نامه می گردد.

۲-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید همزمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

۵- ضوابط طراحی لرزه ای اجزای سازه ای غیرساختمانی (متکی بر سازه دیگر)

الف- در شرایطی که سازه^{غیر} ساختمانی شرایط صلب بودن را مطابق تعریف بند (۷-۲-۵) دارا باشد، اثر آن را در مدل کل سازه می توان به صورت توزیع جرم مناسب آن در نظر گرفت. سازه نگهدارنده باید برای پارامترهای خود مطابق فصل سوم یا چهارم (هر کدام مناسب تر است) تحلیل و طراحی شود. سازه غیرساختمانی باید بر اساس ضوابط اجزای غیرسازه ای فصل چهارم تعیین شده و در آن به جای R_p مقدار R_u از جدول (۲-۵) و مقدار a_p برابر با یک در نظر گرفته می شود.

(نیروی زلزله وارد بر عضو و اتصال)

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه های صلب
سازه های صلب به سازه هایی اطلاق می شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد.

ب- در مواردی که سازه غیر ساختمانی صلب نباشد، کل سازه، سازه‌های غیر ساختمانی به همراه سازه نگهدارنده آن، باید هم‌زمان مدل شده و تحلیل گردد. ضریب رفتار این (کل یا مجموع دو) سازه باید کمترین دو مقدار R_u برای سازه نگهدارنده از جدول (۵-۱) و سازه غیر ساختمانی از جدول (۵-۲) اختیار گردد. سازه غیر ساختمانی و اتصالات آن برای نیروهای حاصل از تحلیل کل سازه طراحی می‌گردد.

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_o	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	
	دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی	۳	۲	۳	
	تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین- جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتن پیش تنیده	۳	۲	۲/۵	

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بدون محدودیت	برج‌های خرپایی طره‌ای یا مهارشده توسط کابل - دودکش‌های مهارشده توسط کابل	۳	۲	۲/۵	
	برج‌های خنک‌کن بتن آرمه یا فولادی	۳/۵	۲	۳	
	برج‌های مخبراتی قبابی یا خرپای فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	۳	
	دیرک - فولادی یا بتنی	۱/۵	۱/۵	۱/۵	
	سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود	۲/۵	۲/۵	۲/۵	
	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است	۲	۲	۲	
	تابلوها و علائم	۳/۵	۲	۳	
	سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق	۲/۵	۲/۵	۲/۵	

۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه‌های غیرساختمانی

نظر به تنوع گسترده‌ای که سازه‌های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، نیاز به دستورالعمل‌های ویژه دارند که باید به تدریج تهیه و تدوین گردند. تعدادی از این دستورالعمل‌ها تاکنون تهیه شده و تعدادی نیز در دست تهیه می‌باشد. از جمله این نشریات می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف- "نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی" نشریه شماره ۱۲۳
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی

ب- نشریه شماره ۳۸ شرکت نفت با عنوان "آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت"

Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

با تشکر از توجه شما



@ISTAINS

@Faroughi.alireza