جمهوری اسلامی ایران

آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه‌آهن در برابر زلزله

نشریه شماره ۴۶۳

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور
معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرائی
http://tec.mporg.ir/

وزارت راه و ترابری
معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری
دفتر مطالعات فناوری و ایمنی
www.rahiran.ir

۱۳۸۷

بسمه تعالی

ریاست جمهوری

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره :** ۱۰۰/۹۱۸۷۶
	تاریخ : ۱۳۸۷/۱۰/۱

موضوع :

آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله

به استناد آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، موضوع ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ٤٢٣٣٩/ت ٣٣٤٩٧هـ ، مورخ ۱۳۸۵/٤/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۴۶۳ دفتر نظام فنی اجرایی این معاونت، با عنوان «آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله» از نوع گروه اول ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۸۷/۱۲/۱ اجرا شود.

رعایت کامل مفاد این نشریه از طرف دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر در اجرای طرح‌ها، الزامی است.

امیرمنصور برقعی

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

561651

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی :

دفتر نظام فنی اجرائی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی با استفاده از نظـر کارشناسـان برجـسته مبادرت به تهیه این نشریه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده اسـت. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیـر غلطهـای مفهـومی، فنـی، ابهـام ، ایهـام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو ، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونـه ایـراد و اشـکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید :***

۱- ***شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید .***

۲- ***ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید .***

۳- ***در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید .***

۴- ***نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید .***

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود .

نشانی برای مکاتبه : تهران، میدان بهارستان خیابان صفی علیشاه ، معاونت برنامه‌ریـزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری ، دفتر نظام فنی اجرائی

بسمه‌تعالی

پیشگفتار

بهره‌گیری از ضوابط، معیارها و آیین‌نامه‌های ملی در تمامی مراحل طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرحهای عمرانی با رویکرد کاهش هزینه، زمان و ارتقاء کیفیت، از اهمیتی ویژه برخوردار بوده و در نظام فنی و اجرایی کشور، مورد تأکید جدی قرار گرفته است.

براساس مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مورد نیاز طرحهای عمرانی می‌باشد. با توجه به تنوع و گستردگی طرحهای عمرانی، طی سالهای اخیر سعی شده است در تهیه و تدوین اینگونه مدارک علمی، از مراکز تحقیقاتی و توان فنی دستگاههای اجرایی ذیربط استفاده شود.

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری نیز در راستای وظـایف و مسئولیتهای قانونی و به منظور هماهنگی و همگامی با آخرین مطالعات و تحقیقات صورت گرفته در مورد کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله ، با همکاری معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری و شورای عالی فنی امور زیربنائی حمل و نقل وزارت راه و ترابری اقدام به بازبینی و به‌روزرسانی نشریه شماره ۲۳۵ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (ابلاغیه شماره ۲۰۱۹۶ مورخ ۱۳۷۴/۴/۱۸ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران) نموده است که منجر به تدوین نشریه حاضر با عنوان«آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه‌آهن در برابر زلزله » گردید.

بدینوسیله از خدمات ارزنده مدیران و کارشناسان محترم معاونت آموزش ، تحقیقات و فناوری، شورای عالی فنی امور زیربنائی حمل و نقل و پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری ، شرکت های مهندسان مشاور و اساتید محترم دانشگاههای کشور که با راهنمائیهای ارزنده خود در تدوین و بررسی این مجموعه مشارکت داشتند تشکر و قدردانی می‌نماید.

مهدی رحمتی

معاون نظارت راهبردی

۱۳۸۷

آیین‌نامه طرح پلهای راه و راه‌آهن در برابر زلزله

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول -کلیات	1
1_1_ هدف	1
1_2_ حدود کاربرد	1
1_3_ ضوابط کلی	2
1 _ 4 _ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب اهمیت	3
1_ 5 _ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب شکل	3
فصل دوم- محاسبه نیروها و ترکیب بارها	5
2_1_ کلیات	5
2_2_ بار زنده	6
2_3_ روش محاسبه در برابر زلزله	6
2_4_ روش تحلیل استاتیکی معادل	6
2_ 5 _ روش تحلیل دینامیکی پل‌ها	14
2_6 _ ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها	19
فصل سوم- ضوابط خاص طراحی	21
3-1- نیروهای طراحی ستون، قاب شمع و شمع (سازه‌ای)	21
3-2- نیروهای طراحی پایه‌های دیواری	21
۳-۳- طراحی اتصالات و طول نشیمنگاه	۲۱
۳-٤- ضوابط طراحی شالوده و کوله	۲۵

۳-۵- اثر زلزله بر خاکریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها..... ۲۶
۳-۶- ضوابط طراحی سازه‌های فولادی ۲۹
۳-۷- ضوابط طراحی بتن مسلح..... ۲۹
پیوست شماره ۱- درجه‌بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران..... **۳۷**
پیوست شماره ۲- ضوابط تکمیلی روشهای تحلیل پل در برابر زلزله **۵۵**

فصل اول

کلیات

۱ـ۱ـ هدف

هدف از تهیه این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات با بهره‌گیری از آیین‌نامه آشتو و حداکثر انطباق با ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، جهت طرح و اجرای پل‌ها، اعم از پل‌های راه و راه‌آهن، در مقابل اثرهای ناشی از زلزله می‌باشد. با رعایت این آیین‌نامه انتظار می‌رود پل‌های با اهمیت زیاد (بند ۱-٤-۱) در برابر ***زلزله‌های خفیف*** * ***و متوسط*** *، با قابلیت بهره‌برداری بدون وقفه و در برابر ***زلزله‌های شدید***، بدون آسیب عمده سازه‌ای قابل استفاده باشند و پل‌های با اهمیت متوسط (بند ۱-٤-۲) در برابر ***زلزله‌های خفیف و متوسط***، با حداقل خسارت سازه‌ای، قابل بهره‌برداری آتی بوده و در برابر ***زلزله‌های شدید*** بدون فرو ریختن، ایستایی خود را حفظ نمایند.

۱ـ۲ـ حدود کاربرد

این آیین‌نامه برای طرح و اجرای پل‌های فولادی، بتن مسلح، مختلط و بتن پیش تنیده به کار می‌رود.

---

*زلزله خفیف و متوسط یا زلزله سطح بهره‌برداری، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال بیشتر از ۹۹/۵ درصد باشد و زلزله شدید یا همان زلزله طرح ، زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال کمتر از ۱۰ درصد باشد.

۱-۲-۱- پل‌هایی که پایه‌های آنها با بتن بدون آرماتور یا با مصالح بنایی ساخته می‌شوند، مشمول این آیین‌نامه نمی‌شوند.

۱-۲-۲- پل‌های آبرو مدفون* در خاک معمولاً نیاز به محاسبه خاصی برای زلزله ندارند.

۱ـ۳ـ ضوابط کلی

۱-۳-۱- پل‌ها باید در دو امتداد عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشند و در هر یک از این دو امتداد بایستی نیروهای جانبی را به نحوی مناسب به شالوده‌ها انتقال دهند. این دو امتداد معمولاً محور طولی پل و محور عمود بر آن انتخاب می‌شوند. در مورد پل‌هایی که در پلان قوسی شکل‌اند، یکی از محورها را می‌توان راستای خطی که کوله‌ها را به هم متصل می‌کند، در نظر گرفت.

۱-۳-۲- در پل‌هایی که پایه‌های آنها در پلان نسبت به محور طولی مورب‌اند، دو امتداد عمود بر هم گفته شده در بند (۱-۳-۱) را می‌توان در راستای محور پایه‌ها و عمود بر آن راستا در نظر گرفت.

۱-۳-۳- عرشه پل‌های راه و راه‌آهن معمولاً از مقاومت و صلبیت کافی برخوردارند، اما به عنوان دیافراگم باید بتوانند نیروهای ناشی از زلزله را به نحوی مطلوب به تکیه‌گاهها منتقل نمایند. ضوابط اتصال عرشه به پایه‌ها و کوله‌ها و نیز تکیه‌گاهها براساس ضوابط خاص طراحی فصل سوم انجام می‌گیرد.

۱-۳-٤- کوله‌های پل‌ها و دیوارهای حایل باید بتوانند فشار خاک اضافی ناشی از زلزله را بر طبق بند (۳-۵) تحمل نمایند.

---

* پلهای آبرو مدفون به پلهای آبرویی اطلاق می‌شود که حداقل ٦٠ سانتیمتر خاک روی آنها وجود دارد.

۱-۳-۵- در صورت لزوم طراحی پل در مجاورت گسل‌های فعال، زمینهای متشکل از خاک رس حساس و نیز زمینهایی که در اثر زلزله دچار روانگرایی، نشست زیاد، زمین لغزش و یا سنگ‌ریزش گردد، مطالعات ژئوتکنیکی خاص و تمهیدات فنی ویژه الزامی می‌باشد.

۱ـ ٤ ـ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب اهمیت

در این آیین‌نامه، پل‌ها از نظر اهمیت به دو گروه تقسیم می‌شوند:

۱-٤-۱- پل‌های با اهمیت زیاد

این گروه شامل پل‌های زیر است :

الف ـ پل‌های آزادراهها، بزرگراهها، راههای اصلی و فرعی درجه یک و پل‌های شبکه اصلی و فرعی راه‌آهن کشور

ب ـ پل‌های راههای اتصالی به صنایع حیاتی کشور و تأسیسات مهم نظامی

۱-٤-۲- پل‌های با اهمیت متوسط

این گروه شامل کلیه پل‌ها به جز موارد بند (۱-٤-۱)، از قبیل پل‌های راههای فرعی درجه دو و درجه سه (روستایی) می‌باشد.

۱ـ ۵ ـ گروه‌بندی پل‌ها بر حسب شکل

در این آیین‌نامه، پل‌ها به لحاظ شکل به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند :

۱-۵-۱- پل‌های منظم

این گروه شامل پل‌هایی است که کلیه شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱- تعداد دهانه‌ها ٦ و یا کمتر باشد.

۲- زاویه قوس پل در پلان مساوی یا کمتر از ۹۰° باشد.

۳- در پل‌های متشکل از دهانه‌های ساده متوالی، زاویه قوس پل در پلان مساوی یا کمتر از ۲۰° باشد.

٤- نسبت طول دهانه‌های متوالی کمتر از ۲ باشد.

۵- نسبت سختی پایه‌های متوالی میانی کمتر از ۳ باشد.

۱-۵-۲- پل‌های نامنظم

این گروه شامل کلیه پل‌ها به جز مواردی که در بند (۱-۵-۱) ذکر شده‌اند، می‌باشد.

فصل دوم

محاسبه نیروها و ترکیب بارها

۲ـ۱ـ کلیات

۲-۱-۱- کلیه پل‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز موارد گفته شده در بندهای (۱-۲-۲) و (۱-۲-۳) باید طبق ضوابط این فصل محاسبه شوند.

۲-۱-۲- در محاسبات فقط مؤلفه افقی نیروی زلزله در نظر گرفته می‌شود و از اثر مولفه قائم صرفنظر می‌گردد. نیروی عمودی تکیه‌گاهی ناشی از زلزله افقی در بند (۳-۳-۲-۲) ارائه شده است.

۲-۱-۳- پل در دو امتداد عمود بر هم مطابق بندهای (۱-۳-۱) و (۱-۳-۲) محاسبه می‌شود. در محاسبه اثر مؤلفه افقی نیروی زلزله در هر امتداد، ۳۰٪ اثر نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن بطور همزمان بایستی اعمال گردد.

۲-۱-٤- نیروی زلزله باید در هر یک از امتدادهای پل به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

۲-۱-۵- محاسبه پل‌ها در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود.

۲ـ۲ـ بار زنده

۲-۲-۱- در محاسبه نیروی افقی زلزله، در پل‌های شهری، اعم از راه و راه‌آهن، حداقل نصف بار زنده عادی منظور می‌شود.

۲-۲-۲- در محاسبه نیروی افقی زلزله به استثنای موارد موضوع بند (۲-۲-۱)، در صورتی که مقدار بار زنده کمتر از نصف بار مرده عرشه باشد، بار زنده منظور نمی‌گردد. در غیر این صورت، دو سوم مجموع بار مرده و زنده عرشه در محاسبات منظور می‌شود.

۲ـ۳ـ روش محاسبه در برابر زلزله

۲-۳-۱- محاسبه پل‌ها در برابر نیروی زلزله، با یکی از دو روش زیر انجام می‌گیرد :

الف ـ روش تحلیل استاتیکی معادل

ب ـ روش تحلیل دینامیکی

موارد کاربرد هر یک از این روشها برای پل‌های منظم و غیر منظم در بندهای (۲-۳-۲) و (۲-۳-۳) مشخص شده‌اند.

۲-۳-۲-در پل‌های منظم موضوع بند (۱-۵-۱) که طول کل پل کمتر از ۳۰۰ متر و دارای دهانه‌های با طول کمتر از ۱۰۰ متر و پایه‌های با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر باشند، می‌توانند با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل محاسبه شوند. در غیر این صورت این پل‌ها باید به روش دینامیکی تحلیل شوند.

۲-۳-۳-در پل‌های از نوع معلق، ترکه‌ای، باسکولی و کلیه پل‌های نامنظم تحلیل دینامیکی اجباری است.

۲ـ٤ـ روش تحلیل استاتیکی معادل

۲-٤-۱- در این روش نیروی جانبی زلزله، بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان پل و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد. این نیرو با توجه به شکل نوسان پل در مد اصلی و بر اساس یکی از دو روش ارائه شده در پیوست شماره ۲ در طول پل توزیع می‌گردد.

۲-٤-۲- نیروی جانبی زلزله مؤثر بر عرشه پل در هر یک از دو امتداد از رابطه (۲-۱) بدست می‌آید :

$$F = C.W \qquad (۲-۱)$$

در این رابطه :

F : نیروی مؤثر بر عرشه پل

W : وزن مرده عرشه پل به اضافه مقداری از بار زنده روی پل که در بخش (۲-۲) مشخص شده‌است.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۲) به دست می‌آید :

$$C = \frac{ABI}{R} \qquad (۲-۲)$$

در این رابطه :

A : ضریب شتاب مبنای طرح (نسبت شتاب طراحی به شتاب ثقل g)،

B : ضریب بازتاب پل که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می‌آید،

I : ضریب اهمیت پل،

R : ضریب رفتار پل،

۲-٤-۳- شتاب مبنای طرح (A) در مناطق مختلف کشور به شرح زیر تعیین می‌شود :

منطقه	خطر نسبی پهنه	مقدار شتاب مبنای طرح(A)
۱	خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	زیاد	۰/۳۰
۳	متوسط	۰/۲۵
٤	کم	۰/۲۰

پهنه‌بندی مناطق چهارگانه فوق در پیوست شماره (۱) مشخص شده‌اند.

۲-٤-٤- ضریب بازتاب پل، B

ضریب بازتاب پل بیانگر نحوهٔ پاسخ پل به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱- الف و ۱- ب) تعیین می‌شود.

$$\begin{aligned} B &= 1 + S\,(T/T_0) && 0 \le T \le T_0 \\ B &= S+1 && T_0 \le T \le T_S \\ B &= (S+1)\,(T_S/T)^{\frac{2}{3}} && T \ge T_S \end{aligned} \qquad (۳-۲)$$

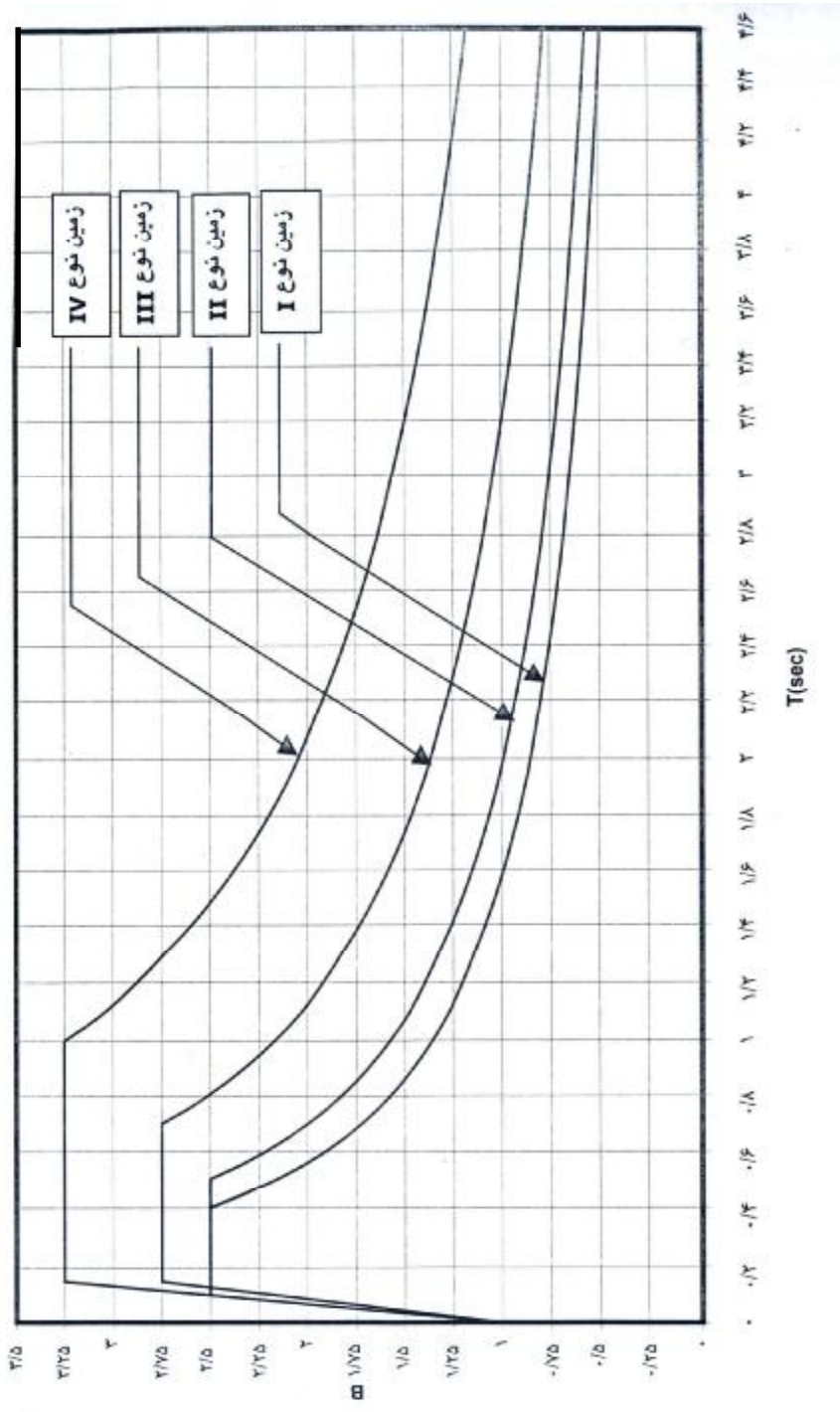
در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان پل به ثانیه که طبق بند ۲-٤-٦ تعیین می‌شود.

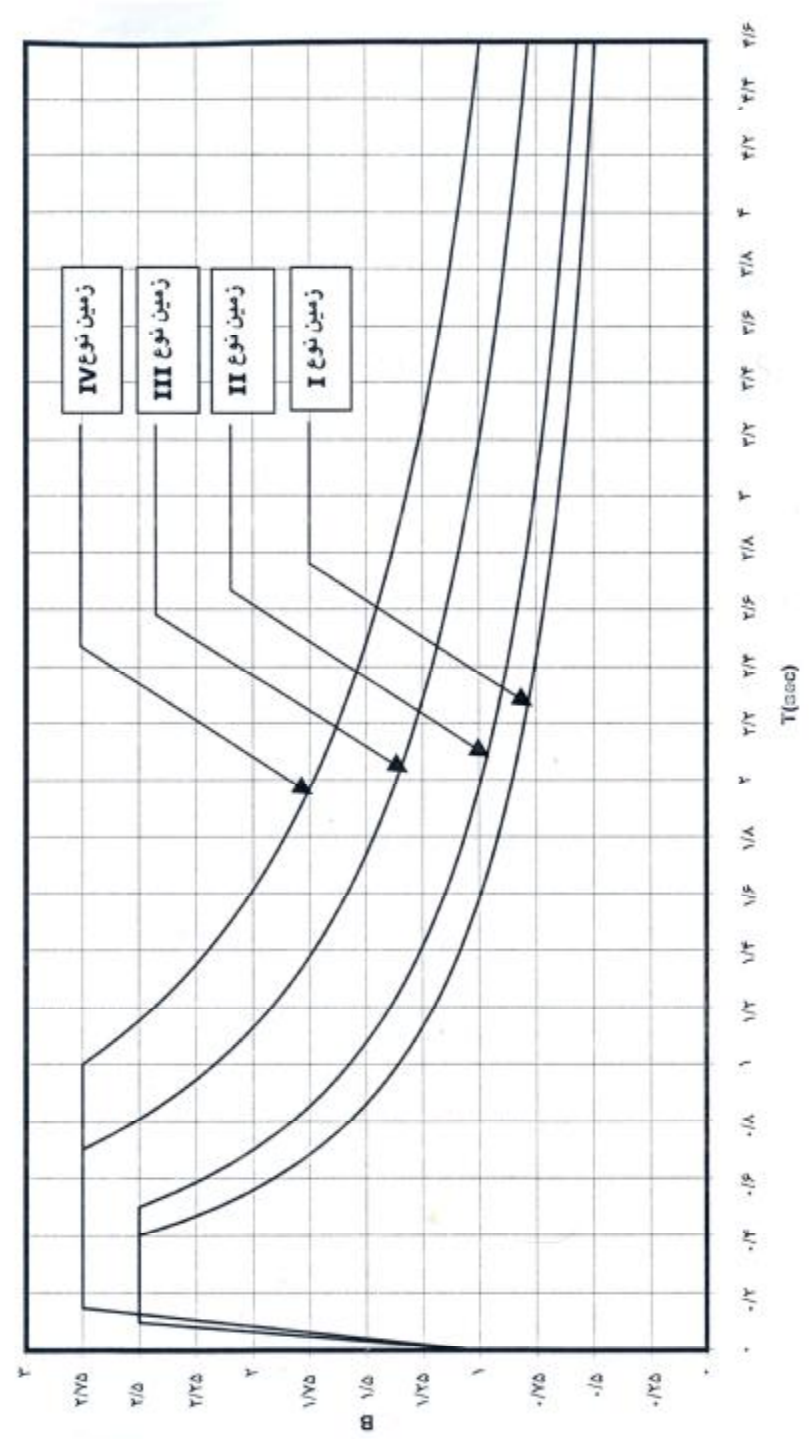
S_0, T_S, T_0 پارامترهایی هستند که به نوع زمین ساختگاه و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۱) مشخص شده‌اند.

جدول ۱: پارامترهای مربوط به روابط (۲-۳)

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
I	۰/۱	۰/٤	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۷۵



شکل ۱– الف– ضریب بازتاب پل برای انواع زمینهای مندرج در بند (۲–٤–٤) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۱- ب- ضریب بازتاب پل برای انواع زمینهای مندرج در بند (۲-٤-٤) با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

۲-٤-۵- طبقه‌بندی نوع زمین از نظر نوع سنگ و خاک، موضوع بند (۲-٤-٤)، به شرح جدول (۲) انجام می‌شود.

جدول ۲: طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف مواد متشکله	حدود تقریبی $\overline{V_s}$ (متر بر ثانیه)
I	الف ـ سنگهای آذرین(دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده‌ای (گنایس‌ها ـ سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی ب ـ خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر	بیشتر از ۷۵۰ $۳۷۵ \le \overline{V_s} \le ۷۵۰$
II	الف ـ سنگهای آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی، سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده‌اند. ب ـ خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	$۳۷۵ \le \overline{V_s} \le ۷۵۰$ $۳۷۵ \le \overline{V_s} \le ۷۵۰$
III	الف ـ سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی ب ـ خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵ \le \overline{V_s} < ۳۷۵$ $۱۷۵ \le \overline{V_s} < ۳۷۵$
IV	الف ـ نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب ـ هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ٦ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ٤۰ باشد.	کمتر از ۱۷۵

تبصره: $\overline{V_s}$، سرعت موج برشی می‌باشد که با رعایت اثر ضخامت لایه‌ها تا فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین‌گیری شده است. مثلاً اگر d_i و V_{si} به ترتیب ضخامت لایه i و سرعت موج برشی در آن لایه باشند، می‌توان از رابطه‌ای مشابه زیر $\overline{V_s}$ را محاسبه کرد :

$$\overline{V_s} = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma (d_i / V_{si})}$$

که در آن مقادیر حاصل جمع در صورت و مخرج کسر برای تمام لایه‌های تا فاصله ۳۰ متری عمق از سطح زمین در نظر گرفته می‌شود.

ارقام ستون سوم به عنوان راهنما بوده و در صورتیکه تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول توسط طراح امکان پذیر نباشد، لازم است براساس آزمایش‌های آزمایشگاهی یا صحرائی، V_{si} مستقیماً اندازه‌گیری و یا با توجه به روابط تجربی معتبر از روی یکی از پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک محاسبه گردد. طبقه‌بندی نوع خاک با توجه به مقدار $\overline{V_S}$ صورت می‌پذیرد.

در صورت وجود تردید در انطباق زمین محل احداث پل با مشخصات زمین های مندرج در جدول (۲) باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگتری به دست می‌دهد، انتخاب شود.

۲-٤-٦- زمان تناوب اصلی نوسان پل (T) را می‌توان از رابطه (۲-٤) بر اساس روش بار یکنواخت و یا رابطه مشابه در روش توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش (پیوست شماره ۲) محاسبه نمود.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \qquad (٤-٢)$$

در این رابطه:

K :سختی جانبی پل در جهت مورد نظر است و از تقسیم نیروی جانبی فرضی وارده به عرشه پل به تغییر مکان حداکثر که در عرشه پل ایجاد می‌گردد، به دست می‌آید.

M : جرم موثر لرزه‌ای پل

g : شتاب ثقل

۲-٤-۷- ضریب اهمیت پل (I) با توجه به گروه‌بندی پل‌ها در بخش (۱-٤)، به شرح زیر تعیین می‌گردد.

گروه پل	ضریب اهمیت پل (I)
گروه با اهمیت زیاد	۱/۲
گروه با اهمیت متوسط	۱/۰

۲-٤-۸- ضریب رفتار (R) که عواملی از قبیل شکل‌پذیری، سیستم سازه‌ای پل، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در پایه‌های پل را مشخص می‌کند و برحسب آنکه پایه‌ها از نوع چه سیستم سازه‌ای ساخته شوند، با رعایت تبصره ذیل جدول (۳) تعیین می‌گردد.

جدول ۳: ضریب رفتار (R)

زیرسازه [۱]	R	اتصالات [٤]	R
- پایه های دیواری [۲]	۲	- اتصال روسازه به کوله	۰/۸
- قاب چند ستونی	۵	- درز انبساط واقع در دهانه روسازه	۰/۸
- تک ستونها	۳	- اتصال ستونها، پایه‌ها یا قاب شمعها به تیر سرستون، تیر سرشمع (Cap Beam) یا روسازه	۱/۰
- شمع ستون بتن آرمه (قاب‌هایی که ستونهای آنها را شمع تشکیل می‌دهد)			۱/۰
a) فقط شمعهای قائم	۳		
b) دارای حداقل یک شمع مایل	۲	- اتصال ستونها یا پایه ها به شالوده	
- قاب شمعهای فولادی یا مرکب (فولاد و بتن آرمه)			
c) فقط شمعهای قائم	۵		
d) دارای حداقل یک شمع مایل	۳		
- شالوده‌ها، سرشمعها و شمعها [۳]	نصف مقدار R که در محاسبه پایه ها به کار برده شده است		

۱: ضریب R بدست آمده باید در هر دو جهت عمود بر هم به زیرسازه اعمال گردد.

۲: پایه دیواری را می‌توان در جهت ضعیف بصورت ستون، طراحی نمود مشروط بر اینکه کلیه ضوابط مربوط به طراحی ستونها مانند دورپیچ، زاویه خم و ... رعایت شده باشند. در چنین شرایطی می‌توان از ضریب R برای تک ستون در جهت ضعیف استفاده کرد.

۳: قسمتهایی از شمع‌ها و سرشمعها که بالای تراز آب یا خاک می‌باشند، پایه تلقی شده و سایر قسمتهای زیر آن شالوده، سرشمع و شمع تلقی می‌گردند.

٤: اتصالات به سیستمهای مکانیکی اطلاق می‌شود که نیروهای برشی و محوری را از یک عضو به عضو دیگر سازه منتقل می‌کند. این وسیله عموماً شامل اتصالات خمشی نمی‌شود و بنابراین فقط سیستم تکیه گاهی و برش‌گیرها را شامل می‌شود.

تبصره : در طراحی پایه‌ها و کلیه اعضای بتن مسلح که در تحمل بارهای جانبی زلزله شرکت دارند، باید« ضوابط خاص طراحی» مندرج در فصل سوم این آیین‌نامه رعایت گردد.

۲-٤-۹- پایه‌های پل علاوه بر نیروی زلزله ناشی از وزن عرشه (بندهای ۲-٤-۱ و ۲-٤-۲)، باید نیروی زلزله ناشی از وزن خود را نیز تحمل کنند. نیروی اخیر، از حاصلضرب ضریب زلزله (که در محاسبه نیروی زلزله روسازه یا عرشه به کار رفته است) در وزن پایه‌ها به دست می‌آید.

۲-٤-۱۰- در توزیع نیروی جانبی زلزله به پایه‌ها، در صورت صلب بودن عرشه نیروی جانبی زلزله وارد به عرشه باید بین پایه‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت عدم صلبیت عرشه در توزیع نیروی جانبی باید اثر تغییر شکلهای ایجاد شده در عرشه نیز منظور گردد.

۲-٤-۱۱- در پایه‌هایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای (موجب لنگرهای خمشی ثانویه بیش از ده درصد لنگرهای خمشی اولیه) در آنها اتفاق می‌افتد، اثر $P-\Delta$ در نظر گرفته شود.

۲ـ ۵ ـ روش تحلیل دینامیکی پل‌ها

در این روشها نیروی جانبی زلزله با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه پل در اثر ***حرکت زمین*** ناشی از زلزله از خود نشان می‌دهد، تعیین می‌گردد.

اثرات حرکت زمین ممکن است به یکی از صورتهای طیف بازتاب شتاب یا تاریخچه زمانی تغییرات شتاب مشخص شود و روشهای دینامیکی شامل روش ***تحلیل طیفی*** و روش ***تحلیل تاریخچه زمانی*** خواهند بود که در روش تحلیل طیفی برای طیف بازتاب شتاب می‌توان از ***طیف طرح استاندارد*** طبق بند (۲-۵-۱-۱- الف) و یا از ***طیف طرح ویژه ساختگاه*** طبق بند (۲-۵-۱-۱- ب) استفاده نمود. در تحلیل دینامیکی برای مدلسازی سازه پل از بند (۲-۱) پیوست ۲ می‌توان استفاده نمود.

۲-۵-۱- روش تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از تحلیل مدها)

در این روش تحلیل دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند (مطابق بند ۲-۵-۱-۲) انجام می‌گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بند (۲-۵-۱-۱) به دست می‌آید. سپس بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتابهای حداکثر هر مد مطابق بند (۲-۵-۱-۳) تخمین زده می‌شود.

۲-۵-۱-۱- طیف‌های طرح

طیف‌های طرح به یکی از دو روش زیر تعیین می‌شود:

الف- طیف طرح استاندارد

این طیف، براساس ضوابط عنوان شده در بند ۲-٤-٤ که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است، از حاصلضرب مقدار ضریب بازتاب سازه (B) در مقدار شتاب مبنای طرح (A)، ضریب اهمیت (I) و عکس ضریب رفتار ($\frac{1}{R}$) بدست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

ب- طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگیهای زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان ریسک و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه و با بکارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتیکه نوع پل و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آنرا مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت (I) و عکس ضریب رفتار($\frac{1}{R}$) ضرب گردد. در هر صورت مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه را نباید کمتر از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد در نظر گرفت.

۲-۵-۱-۲- تعداد مدهای نوسان

در تحلیل طیفی در هر یک از دو امتداد متعامد، تعداد مدها باید حداقل سه برابر تعداد دهانه‌های پل و حداکثر ۲۵ مد در نظر گرفته شود.

۲-۵-۱-۳- ترکیب اثر مدها

در روش تحلیل طیفی از آنجا که حداکثر بازتاب‌های مختلف سازه(نیروها، تلاشها و یا تغییر مکانها) برای مدهای مختلف در یک زلزله بطور هم‌زمان اتفاق نمی‌افتد، لذا لازم است با روش‌های آماری، مقدار بیشینه بازتاب‌های کلی در اعضاء مختلف سازه تخمین زده شود. این چنین روش آماری باید براساس ترکیبی از بیشینه بازتاب‌های مدهای مختلف بوده و اثرات اندرکنش احتمالی بین بازتابهای مختلف نزدیک به یکدیگر حاصله از مدهای مختلف را در بر گیرد. یکی از روش‌های آماری ترکیب مدها با یکدیگر، روش جذر مجموع مربعات یا روش (SRSS)* است. در این روش بازتاب کلی، U، در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$U = \left(\sum_{n=1}^{N} u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} \qquad (۵-۲)$$

در رابطه فوق u_n ، بازتاب درجه آزادی مورد نظر برای مد n بوده و N جمع تعداد مدهای تحت بررسی می‌باشد. از این روش می‌توان در مواردی استفاده نمود که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \le 0.67 \quad (T_n > T_m) \qquad (۶-۲)$$

در رابطه فوق نسبت میرائی برابر ۵ درصد فرض شده و Tn و Tm به ترتیب زمان‌های تناوب طبیعی برای مدهای n و m می‌باشند.

* Square Root of Sum of Squares

در صورتیکه رابطه فوق صادق نباشد، جوابهای بدست آمده از ترکیب جذر مجموع مربعات قابل اعتماد نبوده و بهتر است از روش دیگری بنام "ترکیب مربعی کامل" یا روش (CQC)*، استفاده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اکثر حالات را دارد.

در روش ترکیب مربعی کامل، بازتاب کلی ترکیبی U از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$U = \left(\sum_{n=1}^{N} u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^{N} \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}} \qquad (۷-۲)$$

در رابطه فوق مقادیر u_n و u_m حداکثر بازتابهای سازه در درجه آزادی مورد نظر به هنگام ارتعاش به ترتیب در مدهای n و m بوده و ρ_{nm} ضریب بین مدی می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد. همچنین باید توجه داشت که در محاسبه U طبق رابطه بالا علامتهای u_n و u_m باید رعایت شوند.

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2 (1+r) r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r (1+r)^2} \qquad (۸-۲)$$

در رابطه فوق مقدار r از رابطه (۲-۶) و $\xi = 0.05$ منظور می‌شود.

۲-۵-۲- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی روشی است تحلیلی برای تعیین بازتاب‌ها در هر مقطع زمانی (در مدت وقوع زلزله در سازه)، وقتی که سازه پل در تراز پایه تحت تأثیر شتابهای ناشی از زلزله (شتابنگاشت) قرار می‌گیرد. در این روش بازتاب‌های دینامیکی سازه بصورت تابعی از زمان محاسبه می‌گردد. از این روش می‌توان برای تحلیل خطی ارتجاعی و یا تحلیل غیرخطی سازه‌ها استفاده نمود.

* Complete Quadratic Combination

شتابنگاشت، باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث پل در اثر زلزله باشد. بدین منظور در حالتیکه تاریخچه زمانی ویژه ساختگاه موجود نباشد باید حداقل پنج زوج شتابنگاشت با ویژگی‌های زیر در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد.

۱) در صورتیکه شتابنگاشت‌ها مربوط به زلزله‌های واقعی اتفاق افتاده در مناطق دیگر باشند، باید حتی‌المقدور سعی شود ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک در محل شتابنگاشت با محل احداث پل مورد نظر مشابهت داشته باشند.

۲) مدت زمان حرکت شدید در شتابنگاشت‌ها باید زمانی حداقل برابر۱۰ ثانیه و یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر، هر کدام که بیشتر است، باشد.

۳) زوج شتابنگاشت‌های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف-کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هریک از زوج شتابنگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- طیف‌های پاسخ ترکیبی پنج زوج شتاب‌نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب ۰٫۲T و ۱٫۵T با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. ضریب مقیاس آنچنان تعیین شود که در این محدوده مقادیر متوسط‌ها در هیچ حالت کمتر از ۱٫٤ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. T زمان تناوب اصلی طبق بند (۲-٤-٦) محاسبه می‌گردد.

ث- ضریب مقیاس تعیین‌شده، باید در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

۲ـ٦ ـ ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها

در طراحی پل به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی (روش حالتهای حدی) بار زلزله طبق گروه زیر با سایر بارها ترکیب می‌شود:

گروه بارگذاری زلزله =1.0(D+L+B+SF+E+EQM) (۹-۲)

که در آن:

D : بار مرده

L: بار زنده طبق بند (۲-۲)

B: شناوری

SF: فشار جریان آب

E: فشار خاک

EQM: نیروی لرزه‌ای ارتجاعی اصلاح شده با ضریب رفتار(R) مناسب

در صورتی که محاسبه پل به روش تنش مجاز انجام می‌شود، تنش مجاز سازه‌های بتن‌آرمه به اندازه ۳۳ درصد و تنش مجاز سازه‌های فولادی به اندازه ۵۰ درصد قابل افزایش است.

فصل سوم

ضوابط خاص طراحی

۳-۱- نیروهای طراحی پایه‌های دیواری

نیروهای طراحی(نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر) نیروهائی هستند که از تحلیل ارتجاعی با اعمال ضرایب R به دست می‌آیند. ضوابط طراحی در هر دو جهت پایه‌های دیواری طبق بند (۳-۷-۳) باید رعایت گردد. در صورتی که پایه در جهت ضعیف به صورت ستون طراحی گردد، نیروهای طراحی مطابق بند(۳-۲) بوده و ضوابط بند(۳-۷) در طراحی ستون باید رعایت شود.

۳-۲- نیروهای طراحی ستون، قاب شمع و شمع (سازه‌ای)

لنگرهای طراحی با اعمال ضرایب رفتار جدول (۳) اصلاح می‌شوند ولی در تعیین نیروی محوری و نیروی برشی، ضریب رفتار برابر یک (R =۱) باید منظور گردد.

۳-۳- طراحی اتصالات و طول نشیمنگاه

۳-۳-۱- در محل‌هایی که پیوستگی عرشه قطع می‌شود، مانند محل درزهای روی تکیه‌گاهها و میان دهانه‌ها، باید از طریق افزایش طول تکیه‌گاهها یا اتصال دو

قسمت عرشه به یکدیگر با مهارکننده‌ها و یا با استفاده از ضامن‌های موثر، ترتیبی اتخاذ گردد که بر اثر حرکات ناگهانی زلزله، دو قسمت عرشه از یکدیگر و یا عرشه از روی تکیه‌گاه جدا نشده و جابجایی‌ها باعث سقوط عرشه نشود.

۳-۳-۲- نیروهای طراحی کلیه اتصالات (به جز مهارهای لرزه‌گیر افقی و عمودی) از تحلیل ارتجاعی با اعمال ضرایب R مطابق جدول ۲ به دست می‌آیند. نیروهای طراحی مهارهای لرزه‌گیر افقی و عمودی به شرح زیر می‌باشد.

۳-۳-۲-۱- مهارهای لرزه‌گیر افقی

تابلیه‌ها در محل درزهای انبساط، در محل تکیه‌گاهها و میان‌دهانه‌ها، در صورت لزوم باید با کشهای طولی یا ضامن‌ها بگونه‌ای مهار شوند که ضمن اجازه امکان تغییر مکانهای نسبی در زمان بهره‌برداری، از تغییر مکانهای زیاد ناشی از حرکات لرزه‌ای جلوگیری نماید. مهارها می‌توانند تابلیه‌های مجاور را به یکدیگر و یا آنها را به پایه متصل نمایند (از اصطکاک نمی‌توان به عنوان مهار استفاده نمود). نیروی لازم جهت طراحی این گونه مهارها را می‌توان از حاصلضرب وزن سبکتر دو قسمت مجاور عرشه در ضریب شتاب مبنا به دست آورد.

۳-۳-۲-۲- مهارهای عمودی

در تکیه‌گاههایی که عکس‌العمل قائم ناشی از زلزله، در خلاف جهت عکس‌العمل قائم ناشی از بار مرده عرشه بوده و مقدار آن از نصف عکس‌العمل بار مرده تجاوز می‌کند، عرشه باید به وسیله مهار کننده‌های عمودی نگهداری شود. نیرویی که این مهار کننده باید تحمل کند به شرح زیر تعیین می‌شود :

الف ـ اگر $0/5\ R_D \le R_E \le R_D$ باشد :

$$F_V = 0/1 R_{DS} \qquad (۱-۳)$$

ب ـ اگر $R_E > R_D$ باشد :

$$F_V = 1/2(R_E - R_D) \qquad (۲-۳)$$

$$F_V \geq 0/1 R_{DS} \qquad (۳-۳)$$

در این روابط:

F_V : نیروی مهار کننده عمودی،

R_E : عکس‌العمل قائم ناشی از نیروی جانبی زلزله،

R_D : عکس العمل قائم بار مرده عرشه،

R_{DS} : عکس‌العمل قائم بار مرده عرشه با فرض دوسر مفصل بودن دهانه.

۳-۳-۳- طول نشیمنگاه انتهای آزاد عرشه‌هایی که اجازه حرکت بر روی تکیه‌گاه را دارند، نباید کمتر از مقدار تعیین شده در رابطه زیر اختیار شود :

$$N = 600 + 5L + 10H \qquad (۴-۳)$$

در این رابطه :

N : طول نشیمنگاه به میلیمتر

L : فاصله محل تکیه‌گاه تا محل درز انبساط بعدی یا انتهای عرشه به متر. در مورد پل‌های دارای درز انبساط بین دهانه‌ای L باید مجموع L_1 و L_2 که فاصله‌های تا درز انبساط مجاورند، باشد. برای پل‌های یک دهانه‌ای L برابر است با طول تابلیه. این طولها در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.

H : ارتفاع پایه به متر، که به شرح زیر تعیین می‌شود:

- در کوله‌ها H متوسط ارتفاع ستونهایی است که بین کوله و محل درز انبساط بعدی قرار دارند، این ارتفاع در پل‌های یک دهانه برابر صفر منظور می‌گردد.
- در پایه‌های میانی H ارتفاع ستون یا دیوار در آن پایه است.
- در درزهای میان‌دهانه‌ای، H متوسط ارتفاع دو ستون مجاور درز است.

تبصره: جهت تعیین مقدار طول نشیمنگاه می‌توان از محاسبه تغییر مکانهای ناشی از نیروهای ارتجاعی نیز استفاده نمود. در محاسبه تغییر مکانها لازم است اثر وسایل اتصال

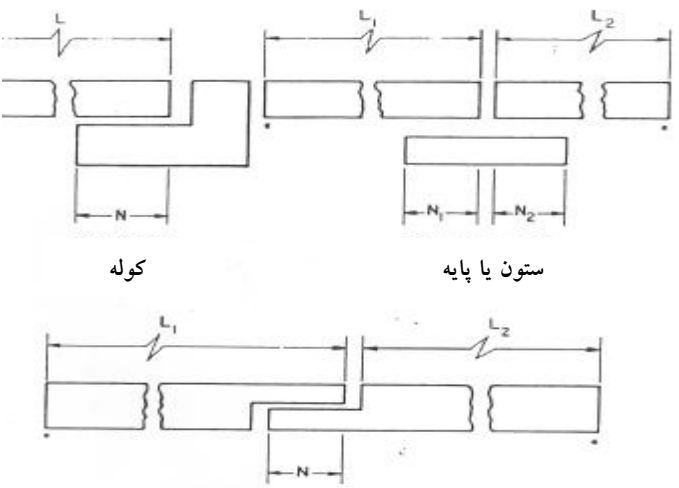
افقی در کلیه درزهای انبساط روسازه‌های پل (از جمله درزهای انبساط میان دهانه) منظـور شود و تاثیر عوامل زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

- پیچش تابلیه در پل‌های مورب (بیه)
- چرخش و یا تغییر مکان جانبی شالوده‌ها
- تغییر مکانهای غیر هم فاز قسمتهای مختلف پل نسبت به هـم و خـصوصاً در تعیین عرض تکیه‌گاهها در محل درزهای انبساط
- حرکت غیر هم فازکوله‌ها و ستونها در اثر حرکت امواج زلزله

ولی در این روش نیز طول نشیمنگاه N بر حسب میلیمتر در جهت عمود بـر نمـای کوله یا پایه نباید از مقدار زیر کمتر باشد:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.000125S^2)$$

در این رابطه تعاریف پارامترهای H و L مشابه تعاریف بالا بوده و S عبارت اسـت از زاویه تورب تکیه‌گاه بر حسب درجه که از یک خط عمود بر دهانه اندازه‌گیری می‌شود.



شکل ۳-۱: ابعاد لازم برای تامین حداقل طول نشیمنگاه

۳-٤- ضوابط طراحی شالوده و کوله

۳-٤-۱- کلیات

در طراحی شالوده و کوله علاوه بر بررسی معمولی محل، خطرهای بالقوه و مقررات طراحی لرزه‌ای مربوط به ناپایداری شیب، روانگرایی، زهکشی، نشست خاکریز و افزایش فشار جانبی خاک نیز باید لحاظ گردد.

۳-٤-۲- طراحی شالوده

به دلیل طبیعت رفت و برگشتی و گذرا بودن بار لرزه‌ای، باید ظرفیت نهایی خاک در ترکیب بارگذاری با اعمال ضریب رفتار شالوده و شمع (جدول شماره ۳) ملاک عمل قرار گیرد. جدائی موقت حداکثر نیمی از شمع‌های یک گروه شمع اتکایی در شالوده‌های عمیق و حداکثر نیمی از سطح تماس پی در شالوده‌های سطحی مجاز است مشروط بر اینکه خاک نسبت به بارهای متناوب حساس نبوده و مقاومت خود را از دست ندهد.

۳-٤-۲-۱- مقررات ویژه شمع

در طراحی جهت بارهای لرزه‌ای ظرفیت باربری نهایی شمع باید مورد استفاده قرار گیرد. شمع‌های بتنی باید به گونه‌ای مسلح شوند که بتوانند لنگرها، برش‌ها و بارهای محوری‌طراحی را تحمل کنند و مقررات ویژه زیر در مورد شمع‌های بتنی باید اعمال گردد:

۱) آرماتور طولی شمع‌های بتنی باید در پی یا سر شمع به نحوی مهار شود (anchor) که ۱/۲۵ برابر مقاومت جاری شدن آرماتور را تأمین نماید.

۲) دورپیچ: طول دورپیچ در محدوده شالوده که پتانسیل لولای خمیری دارد، از زیر سرشمع شروع می‌شود و حداقل به اندازه طولی که از دو برابر قطر شمع یا ٦۰ سانتیمتر کمتر نیست، ادامه می‌یابد. اگر در تحلیل پل و سیستم شمع، تشکیل لولای خمیری در سطح پایینتر از محدوده فوق باشد، در این صورت دورپیچها باید تا آن سطح ادامه یابد.

۳) نسبت حجمی آرماتور برای محبوس کردن بتن: نسبت حجمی آرماتور عرضی در محدوده دارای پتانسیل لولای خمیری شبیه به مقدار لازم برای ستون طبق بند (۳-۷-۲-٤) می‌باشد.

٤) شمعهای بتن درجا: حداقل مساحت آرماتور طولی مورد نیاز در $\frac{۲}{۳}$ قسمت بالایی طول شمعها باید از ۰/۰۰۷۵ سطح مقطع شمع (A_g) بیشتر و با حداقل ٤ عدد میلگرد تامین شود و آرماتور دورپیچ یا تنگهایی به قطر ٦ میلیمتر یا بیشتر و به فاصله گام حداکثر ۲۲/۵ سانتیمتر (به جز در ۱۲۰ سانتیمتر بالای شمع که گام حداکثر ۷/۵ سانتیمتر و ضوابط محبوس کردن بتن طبق بند(۳-۷-۲-٤)) می‌باشد، نیز باید رعایت شود.

۳-۵- اثر زلزله بر خاکریزهای پشت کوله‌ها و دیوارها

۳-۵-۱- کوله‌های آزاد

در مورد کوله‌ها و دیوارهای حایل که مانع مهمی در برابر تغییر مکان افقی آنها وجود ندارد (مانند تابلیه‌هایی که با تکیه‌گاه لغزنده نگهداری شده‌اند)، روش شبه استاتیک *مونونوبه اوکابه* * برای تعیین فشار جانبی محرک خاک در حین زلزله را می‌توان بکار برد. بدین منظور از ضریب زلزله برابر با نصف ضریب شتاب مبنای طرح ($k_h = 0.5A$) استفاده می‌شود و می‌توان از اثرات شتاب قائم صرف نظر کرد. کوله‌ها باید به ابعادی

*کوله باید آزاد بوده و بتواند به مقدار کافی تغییر مکان دهد به طوریکه مقاومت خاک کاملاً بسیج شده یا به عبارت دیگر فشار محرک خاک k_a تامین شود. خاک پشت کوله بدون چسبندگی و با زاویه اصطکاک داخلی ϕ می‌باشد. حدود مقادیر دوران دیوار که باعث بسیج شدن فشار محرک و مقاوم خاک می‌شود در جدول ذیل آمده است:

نوع خاک	دوران دیوار $(\frac{\Delta}{H})$	
	فشار محرک	فشار مقاوم
دانه‌ای متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۲۰
دانه‌ای غیر متراکم	۰/۰۰٤	۰/۰٦۰

طراحی شوند که به جای دوران، بلغزند و تدابیری باید اتخاذ گردد که تغییر مکان افقی A) 250A ضریب شتاب مبنای طرح) بر حسب میلیمتر را بدون وارد آمدن خسارت عمده به تکیه‌گاههای کوله‌ها ممکن سازد. در طراحی کوله‌های فوق الذکر در برابر زلزله باید فشار افقی خاک حاصل از زلزله، به اضافه نیروهای حاصله از اثرات اینرسی کوله و نیروهای انتقالی از تابلیه پل در نظر گرفته شود.

برای کوله‌هایی که از حرکت افقی آنها بوسیله مهاری‌ها یا شمعهای مایل جلوگیری می‌شود، فشار جانبی خاک با استفاده از ضریب زلزله $k_h = 1.5A$ در فرمول *مونونوبه اوکابه* به دست می‌آید.

ضریب فشار محرک خاک K_{AE} و نیروی محرک خاک E_{AE} در حالت زلزله به روش *مونونوبه اوکابه* بوسیله فرمول‌های زیر تعیین می‌شود:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\Psi \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \qquad (۵-۳)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1 - k_v) k_{AE} \qquad (۶-۳)$$

γ: وزن مخصوص خاک

H: ارتفاع دیوار

ϕ: زاویه اصطکاک داخلی

δ: زاویه اصطکاک بین خاک و کوله

$$\theta = Arc\tan(\frac{k_h}{1 - k_v})$$

k_h: ضریب شتاب افقی زلزله

k_v: ضریب شتاب قائم زلزله

1: زاویه شیب خاکریزی

β: زاویه شیب سطح پشت دیوار(زاویه دیوار در سطح تماس با خاک)

$$\Psi = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2 \qquad (۷-۳)$$

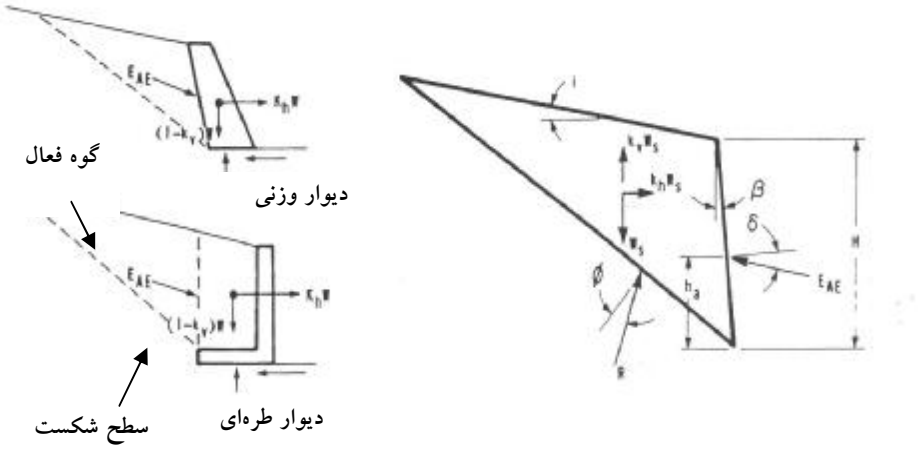
روابط نظیر در مورد ضریب فشار مقاوم خاک K_{PE} و نیروی مقاوم خاک E_{AE} در حالت زلزله به روش *مونونوبه اوکابه* به شرح ذیل می‌باشد:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta+\beta)}{\Gamma\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta-\beta+\theta)} \qquad (۸-۳)$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)k_{PE} \qquad (۹-۳)$$

$$\Gamma = \left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2 \qquad (۱۰-۳)$$

محل تاثیر برآیند فشار خاک در حالت زلزله را می‌توان با فرض آنکه نیروی استاتیک خاک در فاصله $\frac{H}{3}$ از کف دیوار و نیروی دینامیکی اضافی در فاصله $0.6H$ از کف دیوار اثر نماید، محاسبه نمود*.



شکل ۳-۲: نمودار نیروی گوه فعال

* برای بسیاری از حالات می‌توان نیروی حاصله از خاک در شرایط زلزله را در نقطه اثر $h=\frac{H}{2}$ و با توزیع فشار گسترده یکنواخت منظور نمود.

۳-۵-۲- کوله‌های یکپارچه*

در کوله‌های یکپارچه، حداکثر فشار خاک بر روی کوله را می‌توان برابر با حداکثر نیروی طولی زلزله منتقل شده از تابلیه به کوله در نظر گرفت. به منظور به حداقل رساندن خسارت کوله در زلزله، کوله باید چنان طراحی شود که در مقابل فشار مقاوم خاک پشت کوله مقاومت نماید که این مقدار باید از حداکثر نیروی طولی منتقل شده از تابلیه به کوله بیشتر باشد. هنگامی که قسمتی از نیروهای طولی زلزله با پایه‌های میانی مستهلک می‌شود، لازم است نیروی زلزله وارد بر کوله با در نظر گرفتن سختی پایه‌های میانی، کوله‌ها و خاک پشت کوله محاسبه گردد.

۳-٦- ضوابط طراحی سازه‌های فولادی

۳-٦-۱- کلیات

طراحی و ساخت ستون و اتصالات فولادی طبق آیین‌نامه معتبر طراحی فولاد باید انجام گیرد و هر یک از دو روش طراحی تنش مجاز یا مقاومت نهایی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اگر از روش تنش مجاز استفاده شود، تنش‌های مجاز را می‌توان تا ۵۰ درصد افزایش داد.

۳-٦-۲- اثر $P\text{-}\Delta$

تنش‌های محوری و خمشی ناشی از خمش ثانویه حاصل از اثر $P\text{-}\Delta$ باید در محاسبات ملحوظ گردد.

۳-۷- ضوابط طراحی بتن مسلح

۳-۷-۱- کلیات

طراحی و ساخت ستونها، پایه‌های دیواری شکل و اتصالات بتنی درجاریز، طبق آیین‌نامه معتبر طراحی بتن و مقررات این بخش باید انجام گیرد و هر یک از دو روش

* منظور از کوله‌های یکپارچه، کوله‌هایی هستند که حداقل در یک طرف با تابلیه پیوسته بوده و درزی بین کوله و تابلیه وجود نداشته و نیروهای طولی توسط فشار خاک طرفین و پایه‌های میانی گرفته می‌شوند.

طراحی تنش مجاز یا مقاومت نهایی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اگر از روش تنش مجاز استفاده شود، در حالت ترکیب با زلزله، تنش‌های مجاز را می‌توان به میزان ۳۳ درصد افزایش داد.

۳-۷-۲- ضوابط طراحی ستون

مقررات این بند در طراحی ستون‌ها باید رعایت گردد. ستون عضو فشاری است که نسبت ارتفاع آزاد به بزرگترین بعد مقطع در طول ستون، بزرگتر یا مساوی ۲/۵ باشد. در عضوهای فشاری با نسبت کمتر از ۲/۵، ضوابط پایه‌های دیواری طبق بند ۳-۷-۳ بکار گرفته می‌شود. در پایه‌های دیواری در صورت رعایت کامل ضوابط ذیل در خصوص ستون می‌توان آن را در جهت ضعیف به عنوان ستون نیز طراحی نمود.

۳-۷-۲-۱- آرماتور عمودی

سطح آرماتور طولی نباید از ۰/۰۱ سطح مقطع کل ستون (A_g) کمتر و از ۰/۰۶ آن (حتی در محل وصله‌ها) بیشتر باشد. وقتی به دلایل معماری مقطع بزرگتر از آنچه مورد نیاز است، استفاده شود، می‌توان میلگرد را بر اساس مقطع کاهش یافته‌ای طراحی نمود که با ۰/۰۱ آرماتور بتواند بارهای وارده را تحمل نماید.

۳-۷-۲-۲- مقاومت خمشی

در تعیین مقاومت ستون، خمش دو محوری باید در نظر گرفته شود و ستون برای هر دو حالت بار محوری بیشینه و کمینه طراحی شود. در هر دو مورد ستونهای تنگدار یا مارپیچ وقتی تنش از ۲۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه بتن (f'_c)، در نتیجه بار محوری بیشینه ستون تجاوز می‌کند، باید ضریب کاهش مقاومت ϕ=۰/۵ استفاده شود. هنگامی که تنش حاصل از بار محوری بیشینه، بین $0/20\ f'_c$ و صفر است، می‌توان مقدار ϕ را بطور خطی، از ۰/۵ به ۰/۹ (مقدار ϕ برای خمش) افزایش داد.

۳-۷-۲-۳- برش ستون و آرماتور عرضی

در نواحی انتهایی ستون، وقتی میانگین تنش فشاری در هسته مرکزی ستون، از صفر تا $0/1\ f'_c$ افزایش می‌یابد، مقدار V_c به طور خطی از صفر تا مقدار حداکثر آن افزایش می‌یابد.

ناحیه انتهایی ستون ناحیه‌ای در محل اتصال ستون به سر ستون یا تابلیه و محل اتصال ستون و شالوده می‌باشد که حداقل طول آن باید بزرگترین هر سه مقدار زیر باشد:

الف - بزرگترین بعد سطح مقطع ستون

ب - $\frac{۱}{۶}$ ارتفاع مؤثر ستون

ج - ٤٥ سانتیمتر

ناحیه انتهایی بالای شمع ستونها همانند ستون تعیین می‌گردد، لیکن ناحیه انتهایی پایینی از سه برابر قطر شمع پایین‌تر از نقطه گیرداری* تا یک برابر قطر شمع (یا حداقل ٤٥ سانتیمتر) بالای سطح خاک در نظر گرفته می‌شود.

۳-۷-۲-٤- آرماتور عرضی محبوس کردن (قنداق) بتن در لولاهای خمیری

هسته مرکزی ستونها، شمع ستونها و شمعهای درجا، در نقاط محتمل لولای خمیری باید با آرماتور عرضی محبوس شوند. آرماتور تعیین شده طبق این بند و آرماتور برشی مورد نیاز بدست آمده از بند قبل، هر کدام که بیشتر است مورد استفاده قرار خواهد گرفت. مقاومت حد جاری شدن آرماتور عرضی نباید از مقاومت حد جاری شدن آرماتور طولی بیشتر باشد. نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته(ρ_s) برای ستونهای گرد، بیشترین یکی از دو مقدار زیر می‌باشد:

$$\rho_s = 0.45\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۱۱-۳)$$

*Fixity

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۱۲-۳)$$

مساحت آرماتورهای خاموت (A_{sh}) برای ستونهای چهارگوش، بیشترین یکی از دو مقدار زیر است:

$$A_{sh} = 0.30\, a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \qquad (۱۳-۳)$$

$$A_{sh} = 0.12\, a h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \qquad (۱۴-۳)$$

در روابط فوق:

a : فاصله عمودی خاموت‌ها به میلیمتر و حداکثر۱۰۰ میلیمتر است.

A_c : مساحت هسته مرکزی بتن (مساحت مقطع بتن با کسر پوشش) به میلیمتر مربع

A_g : مساحت کل مقطع ستون به میلیمتر مربع

A_{sh} : مساحت آرماتورهای خاموت به میلیمتر مربع

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

f_{yh} : مقاومت مشخصه خاموت یا آرماتور مارپیچ بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

h_c: بعد هسته مرکزی ستون به میلیمتر در جهت مورد نظر بر حسب میلیمتر

ρ_s: نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته مرکزی بتن

۳-۷-۲- ۵- فاصله آرماتورهای عرضی برای محبوس کردن بتن

در نواحی انتهایی ستون و شمع ستونها، تعریف شده طبق بند (۳-۷-۲-۳) که احتمال تشکیل لولای خمیری می‌رود، جهت تعیین فاصله آرماتورهای دورگیری عرضی برای محصور کردن بتن، رعایت ضوابط زیر نیز الزامی است:

الف- حداکثر فاصله آرماتورها از یکدیگر نباید از ۲۵ درصد کوچکترین بعد عضو یا ۱۰ سانتیمتر، بیشتر باشد.

ب- در نواحی که از آرماتور عرضی برای محصور کردن بتن استفاده می‌شود، هم‌پوشانی آرماتور دورپیچ مجاز نیست و برای اتصال آرماتور دورپیچ در این نواحی باید از جوش (با رعایت کامل ضوابط) استفاده نمود. در موارد خاص عدم امکان اجرای جوش و با تایید قبلی، هم‌پوشانی آرماتور دورپیچ، فقط در صورتی مجاز است که زاویه خمیدگی قلاب از ۱۳۵ درجه بیشتر بوده و به طول حداقل ۱۵ برابر قطر دورپیچ و یا ۲۵ سانتیمتر، هرکدام که بزرگتر است، در داخل هسته مرکزی بتن ادامه داده شود.

۳-۷-۲-٦- وصله آرماتور طولی

وصله با رعایت الزامات طراحی فقط در محدوده میانی ستون (خارج از محدوده‌های $\frac{۱}{۴}$ کناری ستون) مجاز است و طول وصله باید حداقل ٤۰ سانتیمتر یا ٦۰ برابر قطر میلگرد، هر کدام بیشتر است، باشد.

حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در طول وصله آرماتورهای طولی ۱۰ سانتیمتر یا ۲۵ درصد کوچکترین بعد عضو، هر کدام کوچکتر است، می‌باشد.

وصله‌های جوشی یا وصله‌های مکانیکی مورد تأیید می‌توانند در وصله‌گذاری استفاده شوند مشروط براینکه وصله‌ها هیچگاه در دو آرماتور مجاور در یک لایه آرماتور طولی، در یک مقطع، استفاده نشوند و فاصله بین وصله‌های دو آرماتور مجاور در دو مقطع که در راستای محور طولی ستون اندازه‌گیری می‌شود، باید بیش از ٦۰ سانتیمتر باشد.

۳-۷-۳- ضوابط طراحی پایه‌های دیواری

ضوابط این بند، در مورد طراحی پایه‌های دیواری در جهت قوی کاربرد دارد. پایه‌های دیواری درجهت ضعیف می‌تواند همانند ستون طراحی گردد و از ضریب رفتار R

ستون در آن جهت استفاده شود. اگر پایه، در جهت ضعیف، همانند ستون طراحی نشود، محدودیت‌های تنش برشی این بند اعمال می‌گردد.

حداقل نسبت آرماتور افقی(ρ_h) و قائم (ρ_n)، در هر پایه دیواری نباید از ۰/۰۰۲۵ کمتر باشد. فاصله آرماتور، چه افقی و چه قائم، نباید از ٤٥ سانتیمتر تجاوز نماید و توزیع آن باید یکنواخت باشد.

ρ_h: نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

ρ_n : نسبت سطح مقطع آرماتور برشی قائم به مساحت کل مقطع افقی بتن

تنش برشی نهایی، v_u ، در پایه دیواری برحسب نیوتن، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$v_u = 0.16\sqrt{f'_c} + 0.007\rho_h f_y \qquad (۱۵-۳)$$

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

تنش برشی نهایی نباید از $۰/٦۷\sqrt{f'_c}$ تجاوز نماید. آرماتورهای برشی باید در دو سفره و با توزیع یکنواخت استفاده شوند و مقدار ρ_n مساوی ρ_h اختیار گردد. وصله‌ها در آرماتور برشی افقی و قائم، چه در یک سفره و چه در دو سفره باید به صورت یک در میان قرار داده شوند.

۳-۷-٤- اتصالات ستون

منظور از اتصال ستون، ادامه قائم مقطع ستون به درون عضو مجاور می‌باشد. در محاسبه طول مهاری فولادهای طولی، تنش تسلیم فولاد باید به میزان ۲۵ درصد افزایش یابد.

آرماتور عرضی ستون باید در طولی مساوی ۵۰ درصد بعد بیشینه ستون و حداقل ٤۰ سانتیمتر، از سطح اتصال ستون به داخل عضو مجاور، ادامه پیدا کند. تنش برشی نهایی در محل اتصالات ستونها، در هر جهت نباید از $۰/۹٦\sqrt{f'_c}$ بیشتر باشد.

۳-۷-۵- درزهای اجرایی در ستون‌ها و پایه‌های دیواری

درصورتی که نیروی برشی در یک درز اجرایی صرفاً با عمل میلگردهای انتظار* و اصطکاک روی سطح زبر شده بتن تحمل می‌شود، کل نیروی برشی نهایی در محل درز اصطکاک روی سطح زبر شده بتن تحمل می‌شود، کل نیروی برشی نهایی در محل درز اجرایی نباید از V_j برحسب نیوتن، که از رابطه زیر بدست می‌آید، تجاوز نماید:

$$V_j = 0.85(0.045\,A_{vf}\,f_y + 3.34\,P_n) \qquad (۱۶-۳)$$

که در آن:

A_{vf} : کل سطح مقطع آرماتور که از درز اجرایی عبور می‌کند بر حسب میلیمتر مربع

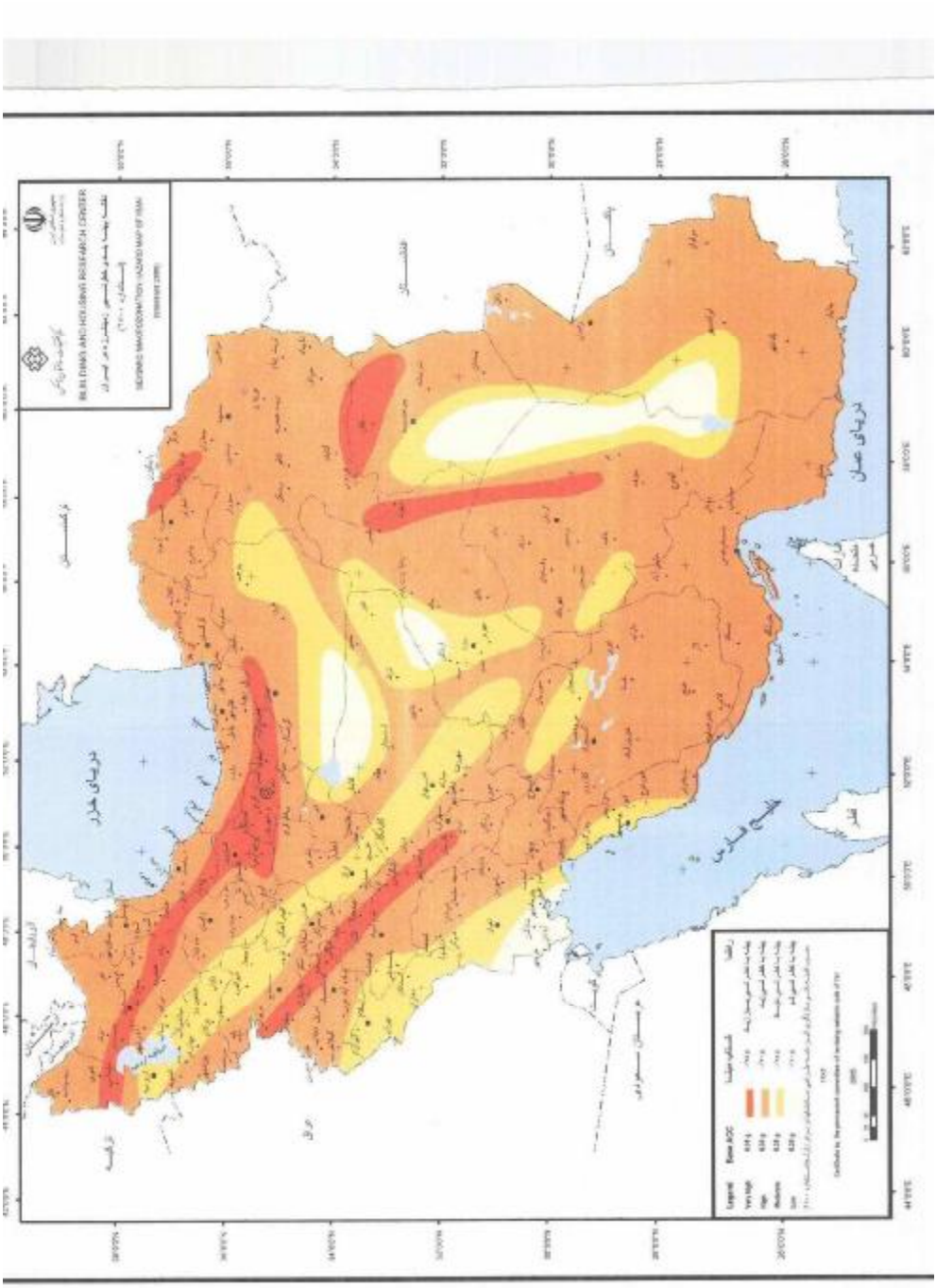
f_y : مقاوت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

P_n : حداقل بارمحوری ستون یا پایه دیواری بر حسب نیوتن

* dowel action

پیوست 1

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله شهرها و نقاط مهم ایران


دریای خزر
دریای عمان
خلیج فارس
ترکمنستان
افغانستان
پاکستان
عراق
ترکیه

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
آ-						
۱	آبادان	خوزستان				×
۲	آباده	فارس		×		
۳	آب گرم (آوج)	قزوین		×		
٤	آبیک	قزوین	×			
٥	آستارا	گیلان		×		
٦	آستانه	گیلان		×		
۷	آستانه	مرکزی			×	
۸	آشتیان	مرکزی		×		
۹	آشخانه	خراسان		×		
۱۰	آغاجاری	خوزستان		×		
۱۱	آق قلعه	گلستان		×		
۱۲	آلاشت	مازندران		×		
۱۳	آمل	مازندران		×		
الف-						
۱	ابهر	زنجان		×		
۲	ابرکوه	یزد			×	
۳	اراک	مرکزی			×	
٤	ارسنجان	فارس			×	
٥	اردبیل	اردبیل		×		
٦	اردستان	اصفهان		×		
۷	اردکان	یزد			×	
۸	اردل	چهار محال بختیاری		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۹	ارومیه	آذربایجان غربی			×	
۱۰	اسفراین	خراسان		×		
۱۱	اسلام آباد غرب	کرمانشاه		×		
۱۲	اشتهارد	تهران	×			
۱۳	اصفهان	اصفهان		×		
۱٤	اقلید	فارس		×		
۱۵	الیگودرز	لرستان	×			
۱٦	امیدیه	خوزستان		×		
۱۷	انار	کرمان		×		
۱۸	انارک	اصفهان			×	
۱۹	اندیمشک	خوزستان		×		
۲۰	اهر	آذربایجان شرقی		×		
۲۱	اهرم	بوشهر		×		
۲۲	اهواز	خوزستان			×	
۲۳	ایذه	خوزستان		×		
۲٤	ایرانشهر	سیستان و بلوچستان		×		
۲۵	ایلام	ایلام			×	
۲٦	ایوانکی	سمنان		×		
ب-						
۱	بابل	مازندران		×		
۲	بابلسر	مازندران		×		
۳	باجگیران	خراسان	×			
٤	بادرود	اصفهان			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۵	باغملک	خوزستان		×		
٦	بافت	کرمان		×		
۷	بافق	یزد		×		
۸	بانه	کردستان		×		
۹	بجستان	خراسان		×		
۱۰	بجنورد	خراسان		×		
۱۱	بردسیر	کرمان		×		
۱۲	برازجان	بوشهر		×		
۱۳	بروجرد	لرستان	×			
۱٤	بروجن	چهارمحال وبختیاری		×		
۱۵	بزمان	سیستان و بلوچستان			×	
۱٦	بستان	خوزستان			×	
۱۷	بستان آباد	آذربایجان شرقی	×			
۱۸	بستک	هرمزگان		×		
۱۹	بسطام	سمنان		×		
۲۰	بشروئه	خراسان		×		
۲۱	بم	کرمان		×		
۲۲	بمپور	سیستان و بلوچستان			×	
۲۳	بندر امام خمینی	خوزستان				×
۲٤	بندر انزلی	گیلان		×		
۲۵	بندر ترکمن	گلستان		×		
۲٦	بندر خمیر	هرمزگان		×		
۲۷	بندر دیلم	بوشهر			×	
۲۸	بندر عباس	هرمزگان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۹	بندرگز	گلستان		×		
۳۰	بندرلنگه	هرمزگان		×		
۳۱	بوئین زهرا	قزوین	×			
۳۲	بوشهر	بوشهر			×	
۳۳	بهاباد	یزد		×		
۳٤	بهبهان	خوزستان		×		
۳۵	بهشهر	مازندران		×		
۳٦	بیارجمند	سمنان		×		
۳۷	بیجار	کردستان			×	
۳۸	بیرجند	خراسان		×		
پ-						
۱	پارس آباد	اردبیل		×		
۲	پل دختر	لرستان			×	
۳	پل سفید	مازندران		×		
٤	پلور	مازندران	×			
۵	پیرانشهر	آذربایجان غربی		×		
ت-						
۱	تاکستان	زنجان	×			
۲	تایباد	خراسان		×		
۳	تبریز	آذربایجان شرقی	×			
٤	تربت جام	خراسان		×		
۵	تربت حیدریه	خراسان		×		
٦	ترود	سمنان		×		
۷	تفت	یزد			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۸	تفرش	مرکزی		×		
۹	تکاب	آذربایجان غربی			×	
۱۰	تنکابن	مازندران		×		
۱۱	تویسرکان	همدان		×		
۱۲	تهران	تهران	×			
۱۳	تیران	اصفهان		×		
ج-						
۱	جاجرم	خراسان		×		
۲	جاسک	هرمزگان		×		
۳	جالرق	سیستان و بلوچستان		×		
٤	جغتای	خراسان		×		
٥	جلفا	آذربایجان شرقی		×		
٦	جالق	سیستان و بلوچستان		×		
۷	جندق	یزد		×		
۸	جوانرود	کرمانشاه		×		
۹	جهرم	فارس		×		
۱۰	جیرفت	کرمان		×		
۱۱	جیرنده	گیلان	×			
چ-						
۱	چابکسر	گیلان		×		
۲	چادگان	اصفهان		×		
۳	چالوس	مازندران		×		
٤	چابهار	سیستان و بلوچستان		×		
٥	چارک	هرمزگان		×		
٦	چناران	خراسان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
ح-						
١	حاجی آباد	هرمزگان		×		
٢	حمیدیه	خوزستان				×
خ-						
١	خارک	بوشهر			×	
٢	خاش	سیستان و بلوچستان		×		
٣	خاوران	فارس		×		
٤	خرامه	فارس		×		
٥	خرم آباد	لرستان		×		
٦	خرم دره	زنجان		×		
٧	خرمشهر	خوزستان				×
٨	خلخال	اردبیل		×		
٩	خمین	مرکزی			×	
١٠	خنج	فارس		×		
١١	خواف	خراسان		×		
١٢	خوانسار	اصفهان			×	
١٣	خور	یزد			×	
١٤	خوی	آذربایجان غربی		×		
د-						
١	داراب	فارس		×		
٢	داران	اصفهان		×		
٣	دامغان	سمنان		×		
٤	درگز	خراسان		×		
٥	درود	لرستان	×			
٦	درونه	خراسان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۷	دره شهر	ایلام			×	
۸	دزفول	خوزستان		×		
۹	دشت بیاض	خراسان	×			
۱۰	دلیجان	مرکزی		×		
۱۱	دماوند	تهران	×			
۱۲	دوگنبندان	کهگیلویه و بویراحمد		×		
۱۳	ده بید	فارس		×		
۱٤	دهاقان	اصفهان		×		
۱٥	دهک	سیستان و بلوچستان		×		
۱٦	دهلران	ایلام			×	
۱۷	دیهوک	خراسان	×			
ر-						
۱	رامسر	مازندران		×		
۲	رامشیر	خوزستان			×	
۳	راور	کرمان		×		
٤	راین	کرمان		×		
٥	رباط	خراسان	×			
٦	رباط پشت بادام	یزد			×	
۷	رزن	همدان			×	
۸	رضوانشهر	گیلان		×		
۹	رشت	گیلان		×		
۱۰	رشتخوار	خراسان		×		
۱۱	رفسنجان	کرمان		×		
۱۲	روانسر	کرمانشاه		×		
۱۳	رودبار	گیلان	×			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱٤	رودسر	گیلان		×		
۱۵	رودهن	تهران	×			
۱٦	ری	تهران	×			
ز-						
۱	زابل	سیستان و بلوچستان		×		
۲	زابلی	سیستان و بلوچستان		×		
۳	زاهدان	سیستان و بلوچستان		×		
٤	زرند	کرمان		×		
۵	زنجان	زنجان		×		
٦	زواره	اصفهان			×	
۷	زهک	سیستان و بلوچستان		×		
س-						
۱	ساری	مازندران		×		
۲	ساقند	یزد			×	
۳	ساوه	مرکزی		×		
٤	سبزآباد	کرمان		×		
۵	سبزوار	خراسان		×		
٦	سپیدان(اردکان)	فارس		×		
۷	سده	خراسان		×		
۸	سراب	آذربایجان شرقی		×		
۹	سراوان	سیستان و بلوچستان		×		
۱۰	سرایان	خراسان	×			
۱۱	سرباز	سیستان و بلوچستان		×		
۱۲	سرپل ذهاب	کرمانشاه		×		
۱۳	سرچشمه	کرمان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱٤	سرخس	خراسان		×		
۱۵	سقز	کردستان		×		
۱٦	سلطانیه	زنجان		×		
۱۷	سلفچگان	قم		×		
۱۸	سلماس	آذربایجان غربی	×			
۱۹	سمنان	سمنان		×		
۲۰	سمیرم	اصفهان		×		
۲۱	سنقر	کرمانشاه		×		
۲۲	سنگان	خراسان		×		
۲۳	سنندج	کردستان		×		
۲٤	سوسنگرد	خوزستان			×	
۲۵	سوران	سیستان و بلوچستان		×		
۲٦	سوریان	فارس		×		
۲۷	سیرجان	کرمان			×	
۲۸	سیرچ	کرمان	×			
۲۹	سی سخت	کهکیلویه و بویراحمد		×		
۳۰	سیه چشمه	آذربایجان غربی		×		
ش-						
۱	شادگان	خوزستان				×
۲	شازند	مرکزی			×	
۳	شاندیز	خراسان		×		
٤	شاهرود	سمنان		×		
۵	شاهین دژ	آذربایجان غربی			×	
٦	شلمزار	چهارمحال بختیاری		×		
۷	شوش	خوزستان			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۸	شوشتر	خوزستان		×		
۹	شهداد	کرمان	×			
۱۰	شهربابک	کرمان		×		
۱۱	شهرکرد	چهارمحال بختیاری		×		
۱۲	شهمیرزاد	سمنان	×			
۱۳	شیراز	فارس		×		
۱٤	شیروان	خراسان	×			
ص-						
۱	صالح آباد	خراسان		×		
ط-						
۱	طاهری	بوشهر			×	
۲	طبس	خراسان	×			
ع-						
۱	عباس آباد	سمنان		×		
۲	عسلویه	بوشهر			×	
۳	عقداء	یزد			×	
٤	علمده	مازندران		×		
٥	علویجه	اصفهان			×	
٦	علی آباد (گرگان)	گلستان		×		
ف-						
۱	فارسان	چهارمحال بختیاری	×			
۲	فاروج	خراسان	×			
۳	فراشبند	فارس		×		
٤	فردوس	خراسان	×			
٥	فریدون شهر	اصفهان	×			

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
٦	فریدون کنار	مازندران		×		
۷	فریمان	خراسان		×		
۸	فنوج	سیستان و بلوچستان		×		
۹	فسا	فارس		×		
۱۰	فشم	تهران	×			
۱۱	فیروزآباد	فارس		×		
۱۲	فیروزآباد	اردبیل	×			
۱۳	فیروزکوه	تهران	×			
ق-						
۱	قائم شهر	مازندران		×		
۲	قائن	خراسان	×			
۳	قادرآباد	فارس			×	
٤	قروه	کردستان			×	
٥	قره ضیاء الدین	آذربایجان غربی		×		
٦	قزوین	قزوین	×			
۷	قشم	هرمزگان		×		
۸	قصرشیرین	کرمانشاه		×		
۹	قصرقند	سیستان و بلوچستان		×		
۱۰	قم	قم		×		
۱۱	قمشه	اصفهان			×	
۱۲	قمصر	اصفهان		×		
۱۳	قوچان	خراسان	×			
١٤	قیرار	زنجان		×		
١٥	قیر	فارس		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
ک-						
۱	کاخک	خراسان	×			
۲	کازرون	فارس		×		
۳	کاشان	اصفهان		×		
٤	کاشمر	خراسان		×		
٥	کامیاران	کردستان	×			
٦	کبوترآهنگ	همدان			×	
۷	کرج	تهران	×			
۸	کرمان	کرمان		×		
۹	کرمانشاه	کرمانشاه		×		
۱۰	کرند	کرمانشاه		×		
۱۱	کلاچای	گیلان		×		
۱۲	کمیجان	مرکزی			×	
۱۳	کنارک	سیستان و بلوچستان		×		
۱٤	کنگان	بوشهر			×	
۱٥	کنگاور	کرمانشاه	×			
۱٦	کوار	فارس		×		
۱۷	کوشک نصرت	قم	×			
۱۸	کوهبنان	کرمان		×		
۱۹	کوهپایه	اصفهان			×	
۲۰	کوهدشت	لرستان		×		
۲۱	کوهرنگ	چهارمحال بختیاری	×			
۲۲	کوهک	سیستان و بلوچستان		×		
۲۳	کهک	قم		×		
۲٤	کهنوج	کرمان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۵	کیانشهر	کرمان		×		
۲۶	کیش	هرمزگان		×		
گ-						
۱	گاوبندی	هرمزگان		×		
۲	گچساران	کهکیلویه و بویراحمد		×		
۳	گراش	فارس		×		
٤	گرگان	گلستان		×		
۵	گرمسار	سمنان		×		
٦	گرمی	اردبیل		×		
۷	گل آرا	اصفهان		×		
۸	گلباف	کرمان	×			
۹	گلپایگان	اصفهان			×	
۱۰	گناباد	خراسان	×			
۱۱	گناوه	بوشهر			×	
۱۲	گنبدکاووس	گلستان		×		
۱۳	گواتر	سیستان و بلوچستان		×		
۱٤	گیفان	خراسان	×			
۱۵	گیلان غرب	کرمانشاه		×		
۱٦	گیوی	اردبیل		×		
ل-						
۱	لار	فارس		×		
۲	لاوان	هرمزگان		×		
۳	لاهیجان	گیلان		×		
٤	لردگان	چهارمحال بختیاری		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
م-						
۱	ماسوله	گیلان		×		
۲	ماکو	آذربایجان غربی		×		
۳	ماهشهر	خوزستان			×	
٤	ماهان	کرمان		×		
٥	محلات	مرکزی			×	
٦	محمودآباد	مازندران		×		
۷	مراغه	آذربایجان شرقی			×	
۸	مراوه تپه	گلستان		×		
۹	مردآباد	تهران	×			
۱۰	مرزن آباد	مازندران		×		
۱۱	مرند	آذربایجان شرقی		×		
۱۲	مرودشت	فارس			×	
۱۳	مروست	یزد		×		
۱٤	مریوان	کردستان	×			
۱٥	مسجد سلیمان	خوزستان		×		
۱٦	مشکین شهر	اردبیل		×		
۱۷	مشهد	خراسان		×		
۱۸	ملاثانی	خوزستان			×	
۱۹	ملایر	همدان		×		
۲۰	منجیل	گیلان	×			
۲۱	موسیان	ایلام			×	
۲۲	مهاباد	آذربایجان غربی			×	
۲۳	مهدی شهر	سمنان	×			
۲٤	مهران	ایلام			×	

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۵	مهریز	یزد			×	
۲٦	میاندوآب	آذربایجان غربی			×	
۲۷	میانه	آذربایجان شرقی	×			
۲۸	میرجاوه	سیستان و بلوچستان		×		
۲۹	مینودشت	گلستان		×		
۳۰	میمه	اصفهان		×		
۳۱	میناب	هرمزگان		×		
ن-						
۱	نائین	اصفهان		×		
۲	ناغان	چهارمحال بختیاری		×		
۳	نایبند	خراسان	×			
٤	نجف آباد	اصفهان			×	
۵	نصرت آباد	سیستان و بلوچستان		×		
٦	نطنز	اصفهان		×		
۷	نقده	آذربایجان غربی		×		
۸	نوسود	کرمانشاه	×			
۹	نوشهر	مازندران		×		
۱۰	نور	مازندران		×		
۱۱	نورآباد (ممسنی)	فارس		×		
۱۲	نهاوند	همدان	×			
۱۳	نهبندان	خراسان		×		
۱٤	نیریز	فارس		×		
۱۵	نیشابور	خراسان		×		
۱٦	نیک شهر	سیستان و بلوچستان		×		

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله			
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
و-						
۱	ورامین	تهران	×			
۲	ورنه	اصفهان			×	
ه -						
۱	هرات	یزد		×		
۲	هشتپر	گیلان		×		
۳	هشتگرد	تهران	×			
٤	هفتگل	خوزستان		×		
٥	همدان	همدان		×		
٦	هندیجان	خوزستان			×	
۷	هویزه	خوزستان			×	
ی-						
۱	یاسوج	کهگیلویه و بویراحمد		×		
۲	یزد	یزد			×	

پیوست 2

ضوابط تکمیلی روشهای تحلیل پل در برابر زلزله

۱- کلیات

دو روش کلی تحلیل به شرح ذیل در این آیین‌نامه مشخص شده است:

- روش تحلیل استاتیکی معادل
- روش تحلیل دینامیکی

ضوابط کاربرد هر یک از این روشها بر طبق مندرجات بندهای (۲-۳-۲)و(۲-۳-۳) این آیین‌نامه می‌باشد.

۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روشها نیروی جانبی زلزله بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان پل و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد که روشهای توزیع نیروی زلزله شامل روش "بار یکنواخت" و روش " توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش" است.

۲-۱- روش بار یکنواخت

روش بار یکنواخت برای حرکات زلزله در دو جهت طولی و عرضی استفاده می‌شود. این روش جهت تخمین اثرات بارهای زلزله پل‌های منظم که عمدتاً در مد اصلی ارتعاش پاسخ می‌دهند، مناسب است. علیرغم اینکه تغییر مکانها و نیروی اعضا در این روش با دقت کافی محاسبه می‌گردند ولی نیروی برشی در کوله‌ها معمولاً بیشتر تخمین زده می‌شود. مراحل انجام محاسبه به شرح ذیل اختیار می‌شود:

گام اول – تغییر مکانهای استاتیکی $v_s(x)$ در اثر بار فرضی یکنواخت p_0 طبق شکلهای ۱و ۲ محاسبه می‌شود. باریکنواخت w(x) در سراسر پل تأثیر داده می‌شود. واحد آن نیرو بر طول می‌باشد که آن را می‌توان برابر با یک در نظر گرفت.

گام دوم – سختی جانبی پل K و وزن کل W از روابط زیر بدست می‌آید:

$$K = \frac{p_0 L}{v_{s\max}}$$

$$W = \int w(x)\,dx$$

L : طول کل پل

$v_S \max$: بیشینه $v_s(x)$ بر حسب واحد طول

w (x): وزن واحد طول که شامل بار مرده عرشه، ملحقات آن و قسمتهای مؤثر بار مرده زیرسازه و بار زنده طبق بند ۲-۲ می‌باشد.

گام سوم – زمان تناوب پل (T)، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK}}$$

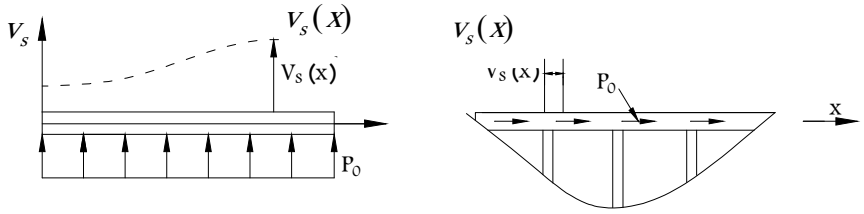
گام چهارم – نیروی زلزله استاتیکی معادل P_e از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$p_e = \frac{CW}{L}$$

C: ضریب زلزله که از روش تحلیل استاتیکی معادل به دست می‌آید.

p_e : بار زلزله یکنواخت در واحد طول پل که جهت حصول مد اولیه ارتعاش پل اعمال می‌شود.

گام پنجم- محاسبه تغییر مکانها و نیروهای اعضاء برای استفاده در طراحی که با اعمال P_e برسازه و انجام تحلیل مجدد با استفاده از نسبت $\frac{p_e}{p_0}$ و انجام تحلیل اولیه صورت می‌گیرد.



شکل ۱ : عرشه پل که تحت تاثیر بارگذاری طولی و عرضی قرار دارد

۲-۲- روش توزیع بر اساس مد اصلی ارتعاش

این روش تحلیل طیفی برای حرکات زلزله در دو جهت طولی و عرضی استفاده می‌شود.

گام اول – تغییرمکانهای استاتیکی $V_s(x)$ را با فرض بار یکنواخت p_0 طبق شکل ۱ محاسبه و در تمام طول پل تأثیر داده می‌شود. واحد آن، نیرو بر واحد طول می‌باشد که می‌تواند برابر با یک اختیار شود. جابجایی استاتیکی $V_s(x)$ همان واحد طول را دارد.

گام دوم – پارامترهای α و β و γ با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha = \int v_s(x)\,dx$$

$$\beta = \int w(x)\,v_s(x)\,dx$$

$$\gamma = \int w(x)\,v_s(x)^2\,dx$$

w(x): بار مرده واحد طول پل شامل عرشه و زیرسازه در مقطع x (واحد نیرو بر واحد طول)

واحد پارامترهای α و β و γ به ترتیب برحسب مربع واحد طول، واحد طول در واحد نیرو و مربع واحد طول در واحد نیرو می‌باشد.

گام سوم- زمان تناوب اصلی پل (T) با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g\alpha}}$$

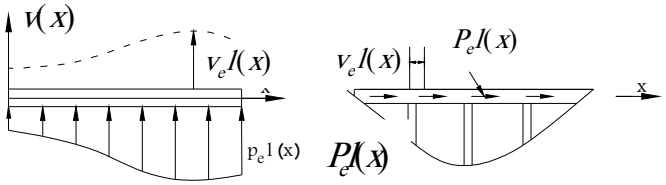
گام چهارم – بار استاتیکی معادل زلزله $p_e(x)$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$p_e(x) = \frac{\beta C}{\gamma} w(x) v_s(x)$$

C : ضریب زلزله که از از رابطه ۲-۲ بند (۲-٤-۲) به دست می‌آید.

$p_e(x)$: توزیع نیروی معادل استاتیکی وارد بر پل در مقطع x برحسب واحد نیرو بر واحد طول

گام پنجم- نیروی $p_e(x)$ مطابق با شکل ۲ بر پل تأثیر داده شود و نیروی اعضاء و تغیر مکانها به واسطه آن تعیین می‌گردد.



شکل ۲: عرشه پل که تحت تاثیر بارگذاری طولی و عرضی معادل زلزله قرار دارد

۳- روش تحلیل دینامیکی

اصولاً روش تحلیل دینامیکی چند مدی برای پل‌های غیر منظم از لحاظ هندسی به کار می‌رود که در مدهای ارتعاش، در هر سه راستا به صورت هم‌بسته با همدیگر عمل

می‌کنند. این هم‌بستگی موجب می‌شود که مدهای ارتعاش در دو راستای طولی و عرضی از هم مستقل نباشند و در نتیجه پاسخ کلی سازه ناشی از چندین مد ارتعاش آن خواهد بود. با استفاده از برنامه کامپیوتری با قابلیت تحلیل دینامیکی سه بعدی خطی، می‌توان اثرات این همبستگی و تأثیرات چند مد ارتعاش را در پاسخ نهایی سازه تعیین کرد. هرگونه حرکت در تکیه‌گاهها در هر یک از دو جهت افقی، به دلیل هم‌بستگی ذکر شده، باعث ایجاد نیروهایی در هر دو امتداد محورهای اصلی هر عضو می‌شود. در پل‌های قوسی در پلان، حرکت طولی را می‌توان در جهت راستایی که دو سر کوله‌ها را وصل می‌کند فرض نموده و در این صورت حرکات عرضی باید در جهت عمود برآن راستا، منظور شود.

۳-۱- روسازه‌ها

روسازه‌ها باید به صورت سه بعدی با گره‌هایی مدل شوند که محل این گره‌ها علاوه بر نقاط انتهایی دهانه‌ها، حداقل در $\frac{۱}{۴}$ دهانه‌ها نیز باشد. هرگونه عدم پیوستگی (از قبیل درزهای انبساط) باید در مدل منظور شود. توزیع مناسب جرم در گره‌ها با دقت کافی صورت گیرد. اثر مهارهای لرزه‌گیر در محل درزهای انبساط را می‌توان با افزودن یک یا چند عضو سازه‌ای با مشخصات ارتجاعی خطی که دارای سختی معادل با مهارها باشند، مدل‌سازی نمود.

۳-۲- زیرسازه‌ها

ستونها و پایه‌های میانی نیز مانند اعضای قابهای فضایی باید مدل سازی شوند. برای ستونهای سخت و کوتاه که طول آنها کمتر از $\frac{۱}{۳}$ طول کوچکترین دهانه مجاور آنهاست، نیازی به در نظر گرفتن گره‌های میانی نمی‌باشد. ستونهای بلند و انعطاف‌پذیر باید با گره‌های میانی در $\frac{۱}{۳}$ طول علاوه بر گره‌های انتهایی مدل شوند. در مدل باید اثر خروج از مرکزیت روسازه در پایه‌ها منظور شود. اندرکنش خاک و زیرسازه را می‌توان به کمک فنرهای با سختی خطی معادل مدل‌سازی شود.

۳-۳- شکل مدها و دوره تناوب

شکل مدها و دوره تناوب مورد نیاز پل در هر راستای مورد نظر با استفاده از روشهای شناخته شده با در نظر گرفتن عناصر سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله با تکیه‌گاههای گیردار و سختی‌های ارتجاعی محاسبه می‌گردد.

۳-٤- مدل ریاضی

پل مورد نظر باید به صورت سه بعدی با اتصالات و گره‌هایی که به طور واقع بینانه، سختی و اثرات اینرسی سازه را نشان می‌دهند، مدل شود. هر اتصال یا گره باید شش درجه آزادی داشته باشد که سه درجه تغییر مکان انتقالی و سه درجه تغییر مکان دورانی می‌باشد. جرم سازه باید به صورت متمرکز و با حداقل سه درجه آزادی انتقالی در نظر گرفته می‌شود. جرم سازه شامل جرم روسازه و ملحقات آن و قسمتهای موثر زیرسازه بوده و بار زنده طبق بند ۲-۲ این آیین‌نامه می‌باشد.

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی- فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی **http://tec.mporg.ir** قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

Islamic Republic of Iran

Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code

NO: 463

Office of Deputy for Strategic Supervision
Bureau of Technical Execution System
http://tec.mporg.ir

Ministry of Roads and Transportation
Deputy of Training; Research and Information Technology
www.rahiran.ir

2008/1387