جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب‌رسانی

نشریه شماره ۶۰۴

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

۱۳۹۱

بسمه‌تعالی

ریاست جمهوری
معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره: ۱۰۰/۶۵۴۵۴
	تاریخ: ۱۳۹۱/۰۸/۱۰

موضوع : راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب‌رسانی

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویبنامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۶۰۴ امور نظام فنی، با عنوان «**راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب‌رسانی**» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه برای دستگاه‌های اجرایی، مشاوران، پیمانکاران و سایر عوامل ذی‌نفع نظام فنی و اجرایی، در صورت نداشتن ضوابط معتبر بهتر، از تاریخ ۱۳۹۱/۱۰/۱ اجباری است.

بهروز مرادی

854352

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه‌ی این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، ***از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده‌ی هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱-شماره‌ی بند و صفحه‌ی 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.

٤-نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور 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 – مرکز تلفن ۳۳۲۷۱ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی

Email:info@nezamfanni.ir **web**: nezamfanni.ir/

بسمه تعالی

پیشگفتار

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و تلاش نموده است تا ضمن کنترل حوادث و سوانح طبیعی، زندگی خود را از این خطرات ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی، زلزله از ویژگی‌های خاصی برخوردار بوده و در قرن گذشته اهمیت بیشتری به مدیریت بحران زلزله داده شده‌است. کشور ما از نظر لرزه‌خیزی در منطقه فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات و مستندات علمی از خطرپذیرترین مناطق جهان محسوب می‌شود. در سال‌های اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین‌لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه‌ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در صدر کشورهایی است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است. گرچه جلوگیری کامل از خسارات ناشی از زلزله‌های شدید بسیار دشوار است لیکن با افزایش سطح اطلاعات مرتبط با لرزه‌خیزی کشور و آموزش و ترویج فرهنگ طراحی و بهسازی لرزه‌ای صحیح مستحدثات (ساختمان‌ها، تأسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی)، می‌توان تا حد مطلوبی تلفات و خسارات ناشی از زلزله‌های آتی را کاهش داد. در همین راستا یکی از برنامه‌های مهم برای کاهش خطرپذیری کشور در برابر زلزله، برنامه مقاوم‌سازی ساختمانهای دولتی مهم، تاسیسات زیربنایی و شریانهای حیاتی کشور است که تدوین ضوابط، دستورالعمل‌ها و معیارهای فنی طراحی و بهسازی لرزه‌ای از جمله نیازها و ملزومات مهم آن محسوب می‌شود.

معاونت نظارت راهبردی (امور نظام فنی) در راستای وظایف و مسوولیتهای قانونی براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) و برنامه مقاوم‌سازی ساختمانهای دولتی مهم، تاسیسات زیربنایی و شریانهای حیاتی کشور، اقدام به تهیه و تدوین این نشریه با عنوان «راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب رسانی» نموده‌است. در تدوین این راهنما از استانداردها، آیین‌نامه‌ها و راهنماهای مشابه موجود در دیگر کشورها از جمله آمریکا، ژاپن، هندوستان و کشورهای اروپایی در کنار آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران و سایر آیین‌نامه‌ها و راهنماهای کشور استفاده شده است. حاصل کار، نشریاتی است که به عنوان راهنما تهیه شده و روال بارگذاری، طراحی و بهسازی لرزه‌ای شریان‌های حیاتی را برای سطوح مختلف عملکرد ارایه می‌نماید (نشریات شماره ۶۰۰ تا ۶۱۰). درمورد بسیاری از اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، سعی شده است تا معیارهای پذیرش و روند طراحی مناسب با شرایط ویژه کشور ایران عرضه شده و روش‌های جمع‌آوری اطلاعات، با شرایط کشور سازگاری لازم را داشته باشد. به دلیل تجربیات اندک در حوزه طراحی و بهسازی لرزه‌ای شریانهای حیاتی در دنیا و کشور و نیز تخصصی بودن موضوع، با وجود همه تلاش‌های انجام شده و همچنین زحمات کارگروه‌های فنی- تخصصی در بررسی و اصلاح این راهنما، قطعاً هنوز کاستی‌هایی در متن موجود است که انشاءا... کاربرد عملی و وسیع این نشریه توسط مهندسان و محققان، موجبات شناسایی و برطرف نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

معاونت نظارت راهبردی به این وسیله از شرکت مهندسین مشاور پارس‌آیندآب که مسوولیت انجام این پروژه را به عهده داشته‌است و همچنین تمامی افرادی که در تهیه، تدوین و پیشبرد این نشریه اهتمام ورزیده‌اند، جناب آقای مهندس حمزه مصطفوی رییس امور نظام فنی، سرکار خانم مهندس پورسید، کارشناسان محترم امور نظام فنی و نیز نهادها و کارشناسانی که با اظهارنظرهای اصلاحی و ارشادی، این معاونت را در جهت تکمیل آن یاری نموده‌اند، سپاسگذاری و قدردانی می‌نماید. امید است که اینگونه حمایت‌ها و همکاری‌ها ادامه یافته و در آینده نیز ما را در جهت افزایش غنای فنی این نشریه مساعدت نمایید.

معاون نظارت راهبردی

پاییز ۱۳۹۱

تهیه و کنترل راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب‌رسانی (نشریه شماره ٦٠٤)

مجری: مهندسین مشاور پارس آیند آب

اعضای کارگروه اصلی تهیه‌کننده:

نعمت حسنی (مدیر فنی)	دکترای عمران- سازه (شریانهای حیاتی)
محمد صافی (معاون مدیر فنی)	دکترای عمران- سازه
امید فرقانی (مدیر اجرایی)	کارشناس مهندسی عمران
سعید قربان‌بیگی	دکترای عمران- ژئوتکنیک
رضا راستی اردکانی	دکترای عمران- سازه (شریانهای حیاتی)
احمد رضا محبوبی اردکانی	دکترای عمران- خاک و پی
عباس مهدویان	دکترای لرزه‌شناسی
مرتضی بسطامی	دکترای عمران- زلزله
امیرحسین خلوتی	دکترای عمران- زلزله
اعظم حسینی ارجمندی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- ژئوتکنیک
مهبان سادات حسینی	کارشناس مهندسی عمران- ساختمانهای آبی
هادی کردستانی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
پیام پیران عقل	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
نعیمه رفیعی	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
مهدی شادابفر	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
حمید قربان‌بیگی	کارشناس مهندسی عمران
نگار وکیلی فرد	کارشناس مهندسی عمران- ساختمانهای آبی
سید مجتبی حسین‌پور کاشانی	کارشناس مهندسی عمران- ساختمانهای آبی

اعضای کارگروه همکار از کشور ژاپن در تهیه پیش‌نویس اولیه:

پرفسور شیرو تاکادا	دانشگاه کوبه
دکتر جونیچی ونو	موسسه تحقیقاتی شریانهای حیاتی (RILE)
دکتر یاسئو اوگاوا	شرکت مهندسی گاز اوزاکا
دکتر کیزو اوتومو	مرکز تحقیقات برق مرکزی ژاپن
دکتر یاسوکو کواتا	دانشگاه کوبه
مهندس ماسامی اوشیما	شرکت مهندسی مشاور نفتی چیودای ژاپن (chas)
مهندس فومیو آندو	شرکت مهندسی مشاور نفتی چیودای ژاپن (chas)

اعضای کارگروه‌های فنی- تخصصی بازخوانی و بررسی متن نهایی:

عباس قلندرزاده (بارگذاری)	دکترای عمران- ژئوتکنیک لرزه‌ای
رضا کرمی محمدی (گاز)	دکترای عمران- زلزله
انوشه رضایی جوان (گاز)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
وحید اکرمی (گاز)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
فرزاد نیک‌فر (گاز)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
علیرضا آقابابایی مبارکه (برق و مخابرات)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
فریبرز سهرابی (برق و مخابرات)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- زلزله
هادی بهادری (آب و فاضلاب)	دکترای عمران- خاک و پی
سعید تاریوردیلوی اصل (آب و فاضلاب)	دکترای عمران- سازه
بهنام وخشوری (آب و فاضلاب)	کارشناس ارشد مهندسی عمران- سازه‌های هیدرولیکی

اعضای کارگروه ترجمه و ویرایش فنی:

فرزانه مرادی	دکترای زبان و ادبیات ژاپنی
رسول خوشروان آذر	کارشناس ارشد مهندسی عمران
فاطمه قره‌خانی	کارشناس ارشد زبان ژاپنی
مهناز علیزاده	کارشناس زبان ژاپنی
فریده عاشوری	کارشناس مهندسی عمران- آب و فاضلاب

اعضای گروه هدایت و راهبری پروژه:

علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی
فرزانه آقارمضانعلی	رییس گروه امور نظام فنی
علی تبار	مشاور عالی امور نظام فنی
فرزاد پارسا	کارشناس مسئول پروژه در امور نظام فنی
حمیدرضا خاشعی	کارشناس امور نظام فنی

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول- کلیات
۱-۱- هدف ۳
۱-۲- گستره کاربرد این راهنما ۳
۱-۲-۱- سازماندهی این راهنما ۴
۱-۲-۲- نکاتی در کاربرد این راهنما ۴
۱-۳- قوانین و مقررات مربوطه ۴
۱-۳-۱- مراجع اصلی این راهنما ۴
۱-۳-۲- مخفف آیین‌نامه‌ها ۵
فصل دوم- مبانی
۲-۱- زلزله طراحی ۹
۲-۱-۱- سطوح خطر زلزله و دوره بازگشت آنها ۹
۲-۱-۲- طیف‌های طراحی لرزه‌ای ۱۰
۲-۱-۳- توزیع شدت لرزه‌ای در طبقات ۱۱
۲-۱-۴- شدت لرزه‌ای قائم طرح ۱۲
۲-۲- روش‌های طراحی ۱۲
۲-۳- عملکردهای مورد انتظار در این راهنما ۱۳
فصل سوم- بارگذاری لرزه¬¬ای
۳-۱- انواع بار ۱۷
۳-۲- محاسبه وزن‌ها ۱۷
۳-۳- ترکیب بارها ۱۷
۳-۴- انواع تجهیزات از نظر محل استقرار ۱۷
۳-۵- روش‌های محاسبه بارهای زلزله ۱۸
۱- تراز زمین برای نیروی اینرسی ۱۸
۳-۶- آثار زلزله بر تجهیزات سامانه آب ۱۹
۳-۷- نحوه اعمال اثرات زلزله بر تجهیزات آبی ۲۰
۳-۸- روش‌های محاسبه بارهای ناشی از زلزله ۲۰
۳-۸-۱- ضریب اهمیت مؤلفه‌های آب‌رسانی ۲۱
۳-۸-۲- روش پاسخ تغییر مکان (برای سازه‌های مدفون) ۲۲

۳-۸-۳- روش دینامیکی ۲۲
۳-۹- بارگذاری ناشی از مخاطرات ژئوتکنیکی زلزله بر تجهیزات ۲۳
۳-۹-۱- روانگرایی ۲۳
۳-۹-۲- زمین‌لغزه ۲۳
۳-۹-۳- گسلش ۲۴
۳-۱۰- طبقه‌بندی خاک ۲۴
۳-۱۱- فشار خاک در هنگام زلزله ۲۴
۳-۱۱-۱- کلیات ۲۴
۳-۱۱-۲- محاسبات فشار افقی زمین در هنگام زلزله ۲۴
۳-۱۱-۲-۱- طبقه‌بندی خاک برای محاسبات فشار خاک ۲۵
۳-۱۱-۲-۲- فشار محرک در هنگام زلزله ۲۵
۳-۱۱-۲-۳- فشار مقاوم خاک ۲۷
۳-۱۱-۳- محاسبات فشار قائم زمین در هنگام زلزله ۲۸
۳-۱۱-۴- فشار خارجی ناشی از گسترش جانبی ۲۹
۳-۱۱-۵- شناوری ناشی از روانگرایی ۲۹
۳-۱۲- فشار هیدرودینامیکی در هنگام زلزله و تلاطم آب ۳۰
۳-۱۲-۱- فشار هیدرودینامیکی در هنگام زلزله ۳۰
۳-۱۲-۱-۱-کلیات ۳۰
۳-۱۲-۱-۲-توزیع فشار دینامیکی آب در مخازن ۳۰
۳-۱۲-۲- تلاطم آب ۳۳
فصل چهارم- روش‌های طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی
۴-۱- اجزای هدف ۳۷
۴-۲- روند طراحی لرزه‌ای ۳۷
۴-۲-۱- اصول مراحل طراحی لرزه‌ای ۳۷
۴-۲-۲- نحوه طراحی به روش تنش مجاز ۳۸
۴-۲-۲-۱- محاسبه تنش طراحی ۳۸
۴-۲-۲-۲- تنش‌های مجاز ۳۸
۴-۲-۲-۳- ارزیابی تنش محاسبه شده ۳۹
۴-۲-۳- مراحل روش طراحی شکل‌پذیر ۳۹
۴-۲-۳-۱- سطح خطر برای طراحی شکل‌پذیر ۳۹

۴-۲-۳-۲- تحلیل پاسخ لرزه‌ای ۳۹
۴-۲-۳-۲- ضریب شکل‌پذیری ۴۳
۴-۲-۳-۳- ضریب شکل‌پذیری مجاز ۴۳
۴-۲-۳-۴- ارزیابی ضریب شکل‌پذیری ۴۳
۴-۳- نکات ویژه طراحی لرزه‌ای هر یک از مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی ۴۴
۴-۳-۱- آبگیر ۴۴
۴-۳-۲- کانال جمع‌آوری ۴۴
۴-۳-۳- چاه ۴۴
۴-۳-۴- کانال باز و تونل ۴۵
۴-۳-۵- حوضچه و مخزن مدفون آب ۴۵
۴-۳-۶- مخازن روزمینی و هوایی آب ۴۶
۴-۳-۷- لوله کشی ۴۷
۴-۳-۸- خطوط لوله آب‌رسانی ۴۸
۴-۳-۸-۱- عملکرد لرزه‌ای انواع خط لوله ۴۹
۴-۳-۸-۲- روند کلی طراحی لرزه‌ای خط لوله ۵۰
۴-۳-۸-۳- مراحل طراحی خط لوله مدفون ۵۱
۴-۳-۸-۴- طراحی لرزه‌ای خط لوله روزمینی ۵۱
فصل پنجم- طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی حوضچه تصفیه و مخزن مدفون
۵- حوضچه تصفیه (و مخزن مدفون) ۵۵
۵-۱- روش محاسبات لرزه‌ای ۵۵
۵-۱-۱- کلیات ۵۵
۵-۱-۲- روش شبه استاتیکی ۵۵
۵-۱-۳- روش پاسخ تغییر مکان ۵۵
۵-۱-۴- تحلیل دینامیکی ۵۶
۵-۱-۵- مدل‌سازی محاسباتی ۵۶
۵-۲- اثرات زلزله ۵۶
۵-۳- ورودی لرزه‌ای ۵۸
۵-۳-۱- ضریب زلزله ۵۸
۵-۳-۲- تغییر مکان افقی زمین از روش پاسخ تغییر مکان ۵۸
۵-۳-۳- پریود زمین ۵۸

۵-۳-۴- فشار خاک ۵۹
۵-۳-۵- فشار هیدرودینامیکی ۵۹
۵-۳-۶- تلاطم ۵۹
۵-۴- ترکیبات بار ۵۹
۵-۵- ملاحظات سازه‌ای ۵۹
۵-۶- جزئیات اجرایی برای عملکرد ایمن‌تر در زلزله ۶۳
فصل ششم- طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی مخازن روزمینی و هوایی
۶-۱- مخازن روزمینی ۶۹
۶-۱-۱- روش محاسبات لرزه‌ای ۶۹
۶-۱-۲- روش شبه استاتیکی ۷۰
۶-۱-۳- روش ضریب زلزله معادل ۷۰
۶-۱-۴- مدل تحلیلی ۷۱
۶-۱-۵- اثرات زلزله ۷۱
۶-۱-۶- ورودی لرزه‌ای ۷۲
۶-۱-۶-۱- ضریب زلزله طراحی ۷۲
۶-۱-۶-۲- پریود محاسباتی مخازن روزمینی ۷۲
۶-۱-۶-۳- فشار خاک ۷۳
۶-۱-۶-۴- فشار هیدرودینامیکی ۷۳
۶-۱-۶-۵- تلاطم ۷۳
۶-۱-۷- ترکیبات بار ۷۳
۶-۱-۸- محاسبات لرزه‌ای مخازن روزمینی ۷۳
۶-۱-۹- ملاحظات سازه‌ای ۸۰
۶-۲- مخزن هوایی ۸۲
۶-۲-۱- روش محاسبات لرزه‌ای ۸۲
۶-۲-۲- اثر زلزله ۸۳
۶-۲-۳- ورودی لرزه‌ای ۸۳
۶-۲-۴- ترکیبات بار ۸۶
۶-۲-۵- محاسبات لرزه‌ای مخازن آب هوایی ۸۶
۶-۲-۶- ملاحظات سازه‌ای ۸۸
۶-۳- مقادیر مجاز ۸۹

۶-۴- تحلیل پاسخ مخازن روزمینی و هوایی ۸۹
۶-۴-۱- کاربرد روش المان محدود ۹۰
۶-۴-۲- شرایط نیروهای خارجی ۹۲
۶-۴-۳- شرایط محاسبات ۹۵
۶-۴-۴- تقسیمات المان ۹۶
فصل هفتم- طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی خطوط لوله آب‌رسانی
۷-۱- خطوط لوله آب‌رسانی ۹۹
۷-۲- مؤلفه‌های هدف ۹۹
۷-۳- ملاحظات کلی طراحی لرزه‌ای خط لوله ۱۰۱
۷-۴- خط لوله مدفون ۱۰۳
۷-۴-۱- روش پاسخ تغییر مکان برای طراحی خط لوله ۱۰۳
۷-۴-۱-۱- ورودی طراحی لرزه‌ای ۱۰۳
۷-۴-۱-۲- طیف سرعت ۱۰۳
۷-۴-۱-۳- پریود غالب زمین ۱۰۳
۷-۴-۱-۴- طول موج ۱۰۴
۷-۴-۱-۵- تغییر مکان افقی زمین ۱۰۴
۷-۴-۱-۶- تغییر مکان قائم زمین ۱۰۴
۷-۴-۱-۷- کرنش زمین ۱۰۴
۷-۴-۱-۸- ضریب سختی خاک در روش تنش مجاز ۱۰۵
۷-۴-۱-۹- نیروی اصطکاک زمین در طراحی شکل‌پذیر ۱۰۵
۷-۴-۲- محاسبات مربوط به خط لوله پیوسته به روش پاسخ تغییر مکان ۱۰۶
۷-۴-۲-۱- کلیات ۱۰۶
۷-۴-۲-۲- محاسبه تنش بدنه لوله در طراحی به روش تنش مجاز ۱۰۶
۷-۴-۲-۳- محاسبه تنش بدنه لوله پیوسته (به روش طراحی شکل‌پذیر) ۱۰۷
۷-۴-۲-۴- محاسبه کرنش بدنه لوله (طراحی خط لوله پیوسته به روش تنش مجاز) ۱۰۷
۷-۴-۲-۵- محاسبه کرنش بدنه لوله در طراحی به روش شکل‌پذیر ۱۰۸
۷-۴-۳- محاسبات مربوط به خط لوله گسسته به روش پاسخ تغییر مکان ۱۰۸
۷-۴-۳-۱- کلیات ۱۰۸
۷-۴-۳-۲- محاسبه تنش بدنه لوله گسسته (خط لوله گسسته چدنی نرم بدون در نظر گرفتن لغزش) ۱۰۸
۷-۴-۳-۳- محاسبه تنش بدنه لوله (خط لوله گسسته چدنی نرم با در نظر گرفتن لغزش) ۱۰۹

۷-۴-۳-۴- محاسبه کرنش بدنه لوله (خط لوله گسسته فولادی بدون در نظر گرفتن لغزش) ۱۰۹
۷-۴-۳-۵- محاسبه کرنش بدنه لوله گسسته (خط لوله گسسته فولادی با در نظر گرفتن لغزش) ۱۰۹
۷-۴-۳-۶- محاسبه تغییر مکان محوری اتصال ۱۱۰
۷-۴-۳-۷- محاسبه زاویه خمشی اتصال ۱۱۱
۷-۴-۴- محاسبات و کنترل ایمنی مربوط به تغییر مکان ماندگار زمین در خطوط لوله ۱۱۱
۷-۴-۴-۱- کلیات ۱۱۱
۷-۴-۴-۲- تمهیدات در مقابل PGD درخط لوله گسسته ۱۱۲
۷-۴-۴-۳- محاسبات مربوط به خط لوله گسسته تحت اثر روان‌گرایی ۱۱۲
۷-۴-۴-۳-۱- تغییر مکان جانبی زمین در مجاورت دیوار حائل ۱۱۳
۷-۴-۴-۳-۲- تغییر مکان جانبی زمین واقع بر شیب ۱۱۴
۷-۴-۴-۳-۳- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای برای تغییر مکان ماندگار زمین ناشی از روان‌گرایی ۱۱۵
۷-۴-۴-۵- محاسبه کرنش لوله تحت اثر جابه‌جایی گسل ۱۱۸
۷-۴-۴-۶- محاسبات مربوط به زمین‌لغزه ۱۱۹
۷-۴-۴-۶-۱- کلیات ۱۱۹
۷-۴-۴-۶-۲- پاسخ لوله مدفون به PGD طولی ۱۱۹
۷-۴-۴-۶-۳- پاسخ لوله مدفون به PGD عرضی ۱۲۰
۷-۴-۴-۷- شرایط خاص در مورد لوله‌ها ۱۲۱
۷-۴-۵- محاسبات شافت، مجرای پوشیده، کانال مشترک و سپری با روش ضریب زلزله و پاسخ تغییر مکان ۱۲۲
۷-۴-۶- محاسبات شافت، مجرای پوشیده، کانال مشترک و سپری با روش تحلیل دینامیکی ۱۲۸
۷-۵- خط لوله روزمینی ۱۲۹
۷-۵-۱- کلیات ۱۲۹
۷-۵-۲- ضریب زلزله سازه‌های رو زمینی در طراحی به روش تنش مجاز ۱۲۹
۷-۵-۳- زلزله افقی ناشی از روسازه بر زیرسازه ۱۲۹
۷-۵-۴- نیروی اینرسی افقی ۱۳۰
۷-۵-۵- فشار خاک ۱۳۱
۷-۵-۶- فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله ۱۳۱
۷-۵-۶-۱- فشار هیدرودینامیکی در خطوط لوله و کانال‌های واقع بر پایه‌های پل ۱۳۱
۷-۵-۶-۲- فشار هیدرودینامیکی در خطوط لوله واقع بر پایه‌های کناری ۱۳۲
۷-۵-۶-۳- فشار هیدرودینامیکی در پایه‌های در تماس با آب و پایه‌های کناری ۱۳۳
۷-۵-۷- سازه تکیه‌گاهی باربر ۱۳۳

۷-۵-۷-۱- کلیات ۱۳۳
۷-۵-۷-۲- نیروی زلزله طراحی تکیه‌گاه باربر ۱۳۴
۷-۵-۷-۳- کنترل ایمنی تکیه‌گاه باربر ۱۳۵
۷-۵-۷-۴- طول نشیمن ۱۳۵
۷-۵-۷-۵- سامانه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی ۱۳۶
۷-۵-۷-۵-۱- کلیات ۱۳۶
۷-۵-۷-۵-۲- سازه پیشگیری کننده از بی اتکایی ۱۳۶
۷-۵-۷-۵-۳- نیروی زلزله طراحی ۱۳۷
۷-۵-۷-۵-۴- سازه‌های محدود کننده تغییر مکان‌های بیش از حد ۱۳۷
۷-۵-۸- کمیت‌های مجاز برای خطوط لوله مدفون ۱۳۸
۷-۶- معیارهای قضاوت ۱۳۸
۷-۶-۱- خط لوله روزمینی ۱۳۸
۷-۶-۲- خط لوله مدفون ۱۳۹
۷-۶-۲-۱- خط لوله گسسته برای طراحی شکل‌پذیر بدون در نظر گرفتن لغزش خاک ۱۳۹
۷-۶-۲-۲- خط لوله گسسته برای طراحی شکل‌پذیر با در نظر گرفتن لغزش خاک ۱۳۹
۷-۶-۲-۳- خط لوله پیوسته برای طراحی تنش مجاز ۱۳۹
۷-۶-۲-۴- خط لوله پیوسته برای طراحی شکل‌پذیر ۱۳۹
فصل هشتم- مثال طراحی لرزه‌ای سامانه آبرسانی
۸- مثال طراحی لرزه‌ای سامانه آبرسانی ۱۴۱
۸-۱- طراحی لرزه‌ای مخزن مدفون ۱۴۱
۸-۱-۱- کلیات ۱۴۱
۸-۱-۲- مشخصات مثال ۱۴۱
۸-۱-۳ اثرات زمین لرزه ۱۴۳
۸-۱-۴ تحلیل سازه‌ای ۱۴۷
۵-۱-۵ مشاهده نتایج ۱۵۰
۸-۲ طراحی لرزه‌ای خط لوله ۱۵۲
۸-۲-۱ کلیات ۱۵۲
۸-۲-۲ نحوه طراحی خط لوله گسسته (چدن نرم) ۱۵۲
۸-۲-۲-۱ شرط طراحی ۱۵۲
۸-۲-۲-۲ محاسبه تنش بدنه لوله ۱۵۳

۸-۲-۳-۲ مقدار انبساط و انقباض و زاویه خمش اتصال ۱۶۲
۸-۲-۳ خط لوله فولادی جوش شده (خط لوله پیوسته)..... ۱۶۶
۸-۲-۳-۱ کلیات..... ۱۶۶
۸-۲-۳-۲ شرایط طراحی ۱۶۶
۸-۲-۳-۳ کرنش لوله ناشی از بار بهره‌برداری..... ۱۶۷
۸-۲-۳-۴ کرنش لوله ناشی از زلزله ۱۷۰
۸-۲-۴ کنترل در مقابل تغییرمکان زمین..... ۱۷۲

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ۳-۱ روش‌های محاسبه لرزه‌ای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی ۲۱
جدول ۳-۲ ضریب اهمیت β_1 ..... ۲۱
جدول ۳-۳ تعریف رده‌های مختلف اهمیت تجهیزات ۲۲
جدول ۳-۴ جدول طبقه بندی اهمیت تاسیسات و خطوط ۲۲
جدول ۳-۵ نوع خاک و پارامترهای به کار رفته برای محاسبات فشار خاک ۲۵
جدول ۳-۶ ضریب اصلاح عرض ۳۲
جدول ۴-۱ کلیات کنترل ایمنی خطوط لوله در طراحی لرزه ای ۴۹
جدول ۵-۱ سرعت موج برشی ارتجاعی زمین ۵۸
جدول ۵-۲ ترکیبات بار تأسیسات حوضچه ۵۹
جدول ۶-۱مقادیر Cs ۷۱
جدول ۶-۲ فهرست ترکیبات بار ۷۳
جدول ۶-۳ روش محاسبات لرزه‌ای Housner برای مخزن ((R h<150 ..... ۷۶
جدول ۶-۴-الف توزیع بار وارد بر مخزن هوایی ۹۳
جدول ۷-۱ ضرایب جزئی ایمنی ۱۱۶
جدول ۷-۲ مقادیر بحرانی خط لوله ۱۳۸
جدول ۸-۱- تغییرمکان زمین ۱۴۵
جدول ۸-۲- فشار هیدرودینامیکی ۱۴۷
جدول۸-۵- تغییرمکان نسبی ۱۵۰
جدول ۸-۶- لیست نیروها ۱۵۳
جدول ۸-۷- سرعت موج برشی ۱۵۶
جدول ۸-۸ ..... ۱۶۲
جدول ۸-۹ ..... ۱۶۳
جدول۸-۱۰- نتایج زاویه خمش و مقدار انبساط اتصال ۱۶۶

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

شکل ۳-۱ مثال تعیین تراز زمین در طراحی لرزه‌ای ۱۹
شکل ۳-۲ رابطه فشار خاک با فاصله از دیواره ۲۹
شکل ۳-۱ نیروی خارجی ناشی از سیلان جانبی ۲۹
شکل ۳-۲ مخزن آب دایره‌ای ۳۱
شکل ۳-۳ مخزن آب مستطیلی ۳۲
شکل ۴-۱ روند طراحی به روش تنش مجاز ۳۸
شکل ۴-۲ نمونه‌ای از مخازن روزمینی آب (عموماً از بتن مسلح و تنیده) ۴۶
شکل ۴-۳ نمونه‌ای از مخزن هوایی (بتن مسلح یا فولادی) ۴۷
شکل ۴-۴ لوله‌های اطراف مخزن ۴۸
شکل ۴-۵ لوله‌های اطراف مخازن و تجهیزات ۴۸
شکل ۴-۶ روند طراحی لرزه‌ای خط لوله ۵۰
شکل ۵-۱ نمونه بار زلزله (یک سمت مخزن پر/طرف دیگر مخزن خالی) ۵۷
شکل ۵-۲ نمونه حوضچه چند لایه‌ای ۶۰
شکل ۵-۳ مدل‌های سه‌گانه استفاده از المان تیر به‌جای دیوار برشی ۶۱
شکل ۵-۴ نمونه‌ای از یک حوضچه با دیوارهای برشی داخلی ۶۲
شکل ۵-۵ نحوه آرایش میل‌گرد مسلح در گوشه حوضچه بتنی ۶۵
شکل ۵-۶ نمونه آرایش میل‌گرد مسلح در مقاطع بزرگ ۶۵
شکل ۵-۷ نمونه آرایش میل‌گرد مسلح در اطراف بازشوها ۶۵
شکل ۶-۱ مدل تحلیل دینامیکی ۶۹
شکل ۶-۲ مدل دینامیکی مخزن آب در حالت (h<1.5R) ۷۴
شکل ۶-۳ مدل فشار آب Housner ۷۵
شکل ۶-۴ نمونه مدل تحلیل دینامیکی مخزن هوایی ۸۲
شکل ۶-۵ شکل مخازن آب ۸۴
شکل ۶-۶ نمونه آزمایش ارتعاش آب ۸۴
شکل ۶-۷ سیستم مرتعش جایگزین ۸۵
شکل ۶-۸ آب آزاد داخل مخزن آب مربعی ۸۶
شکل ۶-۹ مخزن آب هوایی ۸۷

شکل ۶-۱۰ مدل سازه ۹۱
شکل ۶-۱۱ تغییر مکان المان و مؤلفه‌های نیروی خارجی ۹۱
شکل ۶-۱۲ مؤلفه‌های تنش پوسته استوانه‌ای ۹۲
شکل ۷-۱ حالت‌هایی از خطوط لوله مدفون ۱۰۰
شکل ۷-۲ انواع مختلف خطوط لوله روزمینی ۱۰۰
شکل ۷-۳ نمودار پراکندگی ۱۰۴
شکل ۷-۴ روند محاسبات انبساط محوری اتصال ۱۱۱
شکل ۷-۵ طرح تصویری خط لوله گسسته ۱۱۲
شکل ۷-۶ رفتار خط لوله گسسته در راستای عمود بر محور لوله ۱۱۳
شکل ۷-۷ حالت‌های مختلف عبور خط لوله از منطقه روان گرا ۱۱۴
شکل ۷-۸ مدل تحلیلی لوله مستقیم در منطقه شیب‌دار و زمین روان گرا شده ۱۱۵
شکل ۷-۱۰ تقاطع لوله با گسل ۱۱۸
شکل ۷-۱۱ پاسخ لوله مدفون به PGD طولی ۱۱۹
شکل ۷-۱۲ پاسخ لوله مدفون به PGD عرضی ۱۲۰
شکل ۷-۱۳ نحوه مدل کردن لوله‌ها به روش اجزای محدود FEM برای اثر موج ۱۲۱
شکل ۷-۱۴ نحوه مدل کردن لوله به روش اجزای محدود در حالت تقاطع با گسل ۱۲۲
شکل ۷-۱۵ نحوه مدل کردن لوله به روش اجزای محدود در حالت لغزش شیب ۱۲۲
شکل ۷-۱۶ مدل ساخت سپر قاب‌بندی شده فاصله‌دار تونل سپری ۱۲۵
شکل ۷-۱۷ مدل ساخت سپر استوانه‌ای فاصله‌دار تونل سپری ۱۲۵
شکل ۷-۱۸ مدل ساخت استوانه‌ای طویل تونل سپری ۱۲۶
شکل ۷-۱۹ ارزیابی سختی محوری معادل ۱۲۷
شکل ۷-۲۰ مکانیزم تغییرشکل قطعه اتصال تحت ممان خمشی ۱۲۷
شکل ۷-۲۱ مرحله اول- تنش مرکب و تغییر مکان حلقه اتصال (هنگامی که نیروی کششی در مرحله ارتجاعی است) ۱۲۸
شکل ۷-۲۲ نمونه نیروی اینرسی وارد بر پل (دو دهانه (A و B)، دو کوله (L و B) و یک پایه (در وسط)) ۱۳۰
شکل ۷-۲۳ ارتباط بین پل لوله انتقال آب و پایه پل ۱۳۲
شکل ۷-۲۴ نیروی رو به بالا و پایین ناشی از نیروی جانبی ۱۳۴
شکل ۷-۲۵ حداقل فاصله پیچ مهاری در تکیه‌گاه ۱۳۵
شکل ۷-۲۶ سازه‌های پیشگیری کننده از بی‌اتکایی ۱۳۶

علائم

فصل دوم

A_i	ضریب ضرب شده در ضریب طراحی لرزه‌ای بر روی پی سازه برای بدست آوردن شدت لرزه در طبقه iام.
K_H	شدت لرزه‌ای طراحی در جهت افقی
K_V	شدت لرزه‌ای طراحی در جهت قائم
MCE	حداکثر زلزله بهره‌برداری
n	تعداد طبقات روی زمین
PGD	تغییرشکل ماندگار زمین
α_i	نسبت وزن قسمت فوقانی تا طبقه iام تقسیم بر وزن کل قسمتی از سازه که بر روی زمین قرار دارد.

فصل سوم

C	چسبندگی (ویسکوز) خاک (kN/m^2)
D	قطر خارجی خط لوله (m)
DAM	روش تحلیل دینامیکی
D_{OH}	تغییر مکان افقی ناشی از ارتعاش زمین (cm)
F_{aE}	نیروی محرک در حین زلزله (kN/m)
$F_{aE'}$	نیروی محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی (kN/m)
F_{PE}	نیروی مقاوم خاک در زلزله (kN/m)
F'_{PE}	نیروی مقاوم خاک در زلزله (kN/m)
F_u	ایمنی شناوری
g	شتاب ثقل (cm/s^2)
h_1	عمق آب داخل مخزن (m)
h_g	عمق از سطح زمین تا محل تعیین فشار خاک (m)
h_w	عمق آب(m)
H_w	ارتفاع موج سطحی (cm)
K	ضریب فشار محرک خاک رانکین
K_{AE}	ضریب فشار محرک در حین زلزله
$K_{AE'}$	ضریب فشار محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی
K_{MH}	ضریب زلزله افقی اصلاح شده
K_{PE}	ضریب فشار مقاوم خاک در زلزله

$K_{PE'}$	ضریب فشار مقاوم خاک در زلزله
K_{SV}	ضریب زلزله قائم
$p(z)$	فشار دینامیکی آب (kN/m^2) اعمالی بر سطح دیوار (یک طرف) در واحد عرض
P_{aE}	فشار محرک در حین زلزله (kN/m^2)
$P_{aE'}$	فشار محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی (kN/m^2)
P_{PE}	فشار مقاوم خاک در زلزله (kN/m^2)
P'_{PE}	نیروی فشار مقاوم خاک در زلزله (kN/m^2)
q	بار یکنواخت در واحد طول سطح زمین شیب‌دار (kN/m^2)
Q_l	مقاومت برشی لایه روانگرا نشده زمین
RDM	روش پاسخ تغییر مکان
R_t	شعاع مخزن ذخیره (cm)
SCM	روش شبه استاتیکی
$S(n)$	ضریب پاسخ
S_V	طیف پاسخ سرعت (cm/s)
T	پریود طبیعی مود اول تلاطم (S)
V_0	حجم در واحد طول سازه مدفون (m^3/m)
V_{OH}	سرعت حرکت افقی زمین (cm/s)
W_B	وزن، شامل وزن محتوای داخل سازه زیر زمین در واحد طول (kN/m)
W_S	فشار قائم خاک برای واحد طول خط لوله (kN)
z	مختصات نقطه مورد نظر به طرف پایین از سطح آزاد آب
z_0	ارتفاع خود نگه‌دارنده خاک چسبنده (m)
z'_0	ارتفاع خود نگه‌دارنده خاک چسبنده (m)
z_1	مختصات از کف داخلی مخزن(m)
α	بار یکنواخت در واحد طول سطح زمین شیب‌دار (kN/m^2)
α_1	قطر داخلی مخزن (m)
β	زاویه بین سطح زمین نسبت به سطح افق در قسمت پشت سازه (deg)
β_1	ضریب اهمیت
β_2	نسبت شتاب مبنای طرح
β_3	ضریب تقویت ساختگاه

β_5 ضریب بزرگنمایی پاسخ افقی

γ وزن مخصوص خاک $\left(kN/m^2\right)$

γ' وزن مخصوص $\left(kN/m^3\right)$

γ_0 وزن مخصوص آب $\left(kN/m^3\right)$

γ_s وزن واحد حجم اشباع رسوب احاطه کننده سازه مدفون $\left(kN/m^3\right)$

μ ضریب اصطکاک

δ زاویه اصطکاک بین سطح سازه و خاک (.deg)

η دامنه ارتعاش موج در سطح (حداکثر ارتفاع موج) (cm)

ω فرکانس زاویه‌ای مود اول موج

ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک (.deg)

θ_a زاویه پاد ساعت‌گرد نسبت به راستای شتاب

فصل چهارم

$A_V(T)$ شتاب پاسخ قائم در پریود طبیع

C ثابتی که طبق مد خرابی داده می‌شود

D_S ضریب مشخصه سازه‌ای

K_{MH} ضریب زلزله افقی اصلاح شده طراحی سازه

K_y ضریب زلزله افقی تسلیم عضو در شروع تسلیم مربوط به مد خرابی.

Q_u نیاز لرزه‌ای

Q_{un} نیاز لرزه‌ای مورد نیاز

W_H وزن بهره‌برداری سازه

R مقدار پاسخ

R_i مقدار پاسخ مد i ام

β_6 ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ قائم

μ_p ضریب شکل‌پذیری عضو وابسته به مد خرابی

μ_{pa} ضریب شکل‌پذیری مجاز عضو مطابق با مد خرابی

فصل پنجم

H_i ضخامت لایه iام (m)

K_H شدت لرزه افقی

K_{SH} ضریب زلزله افقی

K_V شدت لرزه قائم

T_G پریود زمین (s)

V_{si} سرعت میانگین موج برشی ارتجاعی (m/s)

فصل ششم

$a`$ شعاع مخزن (m)

A_1 حداکثر تغییر مکان W_1 بر حسب متر

C_S ضریب خصوصیت سازه

d_{max} حداکثر تغییر مکان سطح مایع (m)

D شعاع سطح آب مخزن (cm)

D_h ضریب اصلاح مربوط به ثابت میرایی سازه

D_η ضریب کاهنده

E مدول یانگ (N/m^2)

F فشار آب، کل نیروهای لرزه‌ای (kN)

F_0 نیروهای لرزه‌ای وارد بر W_0

F_1 نیروهای لرزه‌ای وارد بر W_1

F_p نیروی ناشی از فشار داخلی (N)

F_T نیروی محوری لوله ناشی از فشار سیال، وزن محرک، نیروی زلزله افقی و قائم طراحی وارد بر لوله‌کشی (N)

f_t تنش کششی مجاز (Pa)

$f(z_i)$ شدت بار توزیعی نیروهای خارجی در نقطه i (kN/m2)

$f(z_j)$ شدت بار توزیعی نیروهای خارجی در نقطه j (kN/m2)

G بار مرده حوضچه و متعلقات آن

h ارتفاع سطح مایع از کف مخزن آب بر حسب متر

h_0 فاصله قائم وزن معادل از کف مخزن آب W_0

h_1 فاصله قائم وزن معادل از کف مخزن آب W_1

h_0'' فاصله قائم وزن معادل از کف مخزن آب W_0''

H عمق کل آب (cm)

H_A نیرو در راستای شعاع

HF عمق آب آزاد (cm)

I	نصف طول مخزن مستطیلی بر حسب متر
k	ضریب فنریت $\left(kN/m^2\right)$
k_0	ضریب فنریت برای وزن معادل W_0 بر حسب $\left(kN/m^2\right)$
K	بار زلزله
l	عرض المان، ارتفاع مخزن (m)
m	جرم مرتعش بر حسب (kN)
M_0	لنگر خمشی ناشی از P_0 که بر مقطع افقی مخزن آب بالای کف وارد می‌شود (kN.m)
M_1	لنگر خمشی ناشی از P_1 که بر مقطع افقی مخزن آب بالای کف وارد می‌شود (kN.m)
M_0''	مقدار اصلاح شده M_0 که مطابق وزن معادل W_0'' است (kN.m)
P	بار زنده
P_0	نیروی تکانشی
P_1	نیروی ارتعاشی
P_0''	مقدار اسلاح شده P_0 که مطابق وزن معادل W_0'' است (kN)
p_{sr}	فشار استاتیکی آب
p_{sr}	وزن دیوار مخزن آب
p_{4z}	وزن واحد سطح دیواره مخزن
q	چگالی مصالح دیوار (N/m^3)
q_0	چگالی مایع (N/m^3)
R	شعاع مخزن استوانه‌ای بر حسب متر
R_A	لنگر خمشی
S	بار برف
S_n	طیف پاسخ سرعت
t	ضخامت دیوارهای جانبی مخازن (m)
t_w	ضخامت پوسته جدار نازک (mm)
T	بار ناشی از دما، ضریب تعیین شده براساس مقدار $K(=A/B_f)$
T_A	نیرو در راستای محیط
T_S	پریود مخصوص آب مخزن در راستای افقی براساس یک درجه ارتعاش
T_W	پریود مخصوص آب مخزن در راستای افقی
U_0''	حداکثر شتاب افقی زمین در طول زلزله
Ua	تغییر مکان در راستای محور

U	ضریب تعیین شده براساس مقدار $K(= A / B_f)$
v_A	تغییر مکان در راستای محیط
V_A	نیرو در راستای محور z
W_A	تغییر مکان در راستای شعاع
W	بار باد
W	وزن کل سیال داخل مخزن استوانه‌ای(kN)
W_0	وزن معادل سیالی که نیروی تکانشی P_0 وارد بر دیوار مخزن را تولید می‌کند.
W_1	وزن معادل ارتعاشی آب
W_0''	وزن ناخالص معادل که نیروی تکانشی P_0'' وارده بر دیوار مخزن را تولید می‌کند.
W_V	مجموع وزن محتویات و وزن مرده لوله‌کشی اعمالی بر محلی که نیروی زلزله قائم اصلاح شده طراحی محاسبه می‌شود.
z_1	مختصات رو به بالا از کف مخزن آب (m)
β_A	تغییر مکان زاویه‌ای
β_n	ضریب مشارکت
δ_0	تغییر شکل خمیری تجمعی (واحد طول)
δ_y	تغییر مکان تسلیم (واحد طول)
ρ	وزن مخصوص آب (N/m^3)
γ_0	چگالی آب (kN/m^3)
γ_c	چگالی مصالح مخزن آب
η	نرخ تجمعی میانگین تغییر شکل خمیری
σ_x, σ_y	تنش‌های قائم در راستای عرضی (Pa)
τ_{xy}	تنش برشی (Pa)
θ_A	تغییر مکان ظاهری سطح مایع
θ_h	مقدار ارتعاش زاویه‌ای سطح سیال

فصل هفتم

A_r	مساحت لوله
A	سطح مقطع لوله (m^2)
B	اتصالات توپی انعطاف‌پذیر
B_W	عرض تکیه‌گاه باربر (m)
C_1	اتصال طویل انعطاف پذیر ضد گسستگی، ضریب سختی خاک در راستای محوری

C_2	ضریب سختی خاک در راستای عرضی لوله
C_F	ضریب تغییر مکان سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی
D	قطر خارجی خط لوله مدفون (m)، قطر خط لوله (m)
D_0	قطر خارجی لوله
e	ضخامت دیواره لوله (m)
e_p	انبساط اتصال در راستای محوری (m)
E	اتصالات انبساطی
EA	سختی کششی (N)
FEM	روش المان محدود
ESM	روش استاتیکی معادل
f_{AI}	ضریب اصطکاک استاتیکی تکیه‌گاه انبساطی A_L
f_{BI}	ضریب اصطکاک استاتیکی تکیه‌گاه انبساطی B_L
H	ضخامت لایه سطحی زمین (m)
$H_{A,B}$	نیروی‌اینرسی وارد بر پایه وسط
H_{AL}	نیروی اینرسی یا اصطکاک وارد بر سکوی پل (L) ناشی ازW_A(kN)
H_{AR}	نیروی اینرسی وارد بر پایه‌های پل ناشی ازW_A (kN)
H_{BL}	نیروی اینرسی یا اصطکاک وارد بر پایه‌های پل (L) ناشی از W_B(kN)
H_F	نیروی زلزله طراحی سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی(kN)
H_P	ارتفاع از مرکز لوله (m)
H_W	ارتفاع از مرکز ثقل راهرو (m)
I	ممان اینرسی خط لوله (m^4)
K_{g1}	ضرایب سختی خاک در واحد طول در راستای محوری (Pa)
K_{g2}	ضرایب سختی خاک در واحد طول راستای عرضی لوله. (Pa)
$k_H(x)$	ضریب واکنش افقی زمین در عمق x (N/cm^2)
K_{SH1}	ضریب زلزله افقی در خم بالایی
K_{SH2}	ضریب زلزله افقی در خم پایینی
l	طول خط لوله (m)، فاصله بین اتصالات (m)، فاصله بین بخش‌های خمشی (m)
L	طول تغییر مکان (m)، طول موج (m)، طول دهانه سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور(mm)
L_a	طول موثر لوله
L_A	طول موج ظاهری (m)

L_e	فاصله قرارگیری اتصالات لوله انعطاف‌پذیر (m)
L_{sp}	طول لوله در توده خاک تحت حرکت
L'	طول موج ظاهری(m)
M	تعداد اتصالات توپی انعطاف پذیر
MCE	ماکزیمم زلزله باور کردنی
n_l	تعداد درزهای انبساط
N	تعداد اتصالات انبساطی با رواداری طولی $\pm\beta\%$ طول لوله
PGD	تغییرمکان دائمی زمین
$q_H(x)$	بار افقی در عمق x (N/cm^2)
Q_p	بار پاسخ برای هر مد شکست
Q_{pa}	بار مجاز برای هر مد شکست
r	شعاع لوله (m)
R_{AL}	عکس‌العمل سکوی پل از W_A (kN)
R_{AR}	عکس‌العمل پایه‌های ناشی از W_A (kN)
R_{BL}	عکس‌العمل سکوی پل ناشی از W_B (kN)
R_{BR}	عکس‌العمل پایه‌های پل ناشی از W_B (kN)
R_d	عکس‌العمل بار مرده (kN)
R_D	نیروی زلزله رو به پایین (kN) در تکیه‌گاه‌های باربر
R_{Df}	نیروی عکس‌العمل (kN) ناشی از بار مرده روسازه در تکیه‌گاه باربر.
R_{HEQ}	نیروی عکس‌العمل رو به بالا و پایین(kN) ناشی از نیروی جانبی لرزه‌ای در تکیه‌گاه باربر
R_U	نیروی زلزله رو به بالا (kN) در تکیه‌گاه‌های باربر
R_{VP}	وزن لوله و سیال (kN)
R_{VEQ}	نیروی عکس‌العمل رو به بالا و پایین (kN) ناشی از نیروی قائم زلزله
R_{VW}	وزن راهرو (kN)
S_E	طول نشیمن شاه تیر در محل تکیه‌گاه (cm)
S_F	حداکثر جابه‌جایی طراحی در سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی(cm)
t	ضخامت خط لوله مدفون (m)
t_u	ضخامت لوله
T_1	پریود ارتعاش برای بخش بالایی (s)
T_2	پریود ارتعاش برای بخش پایینی (s)

u_0	تغییر مکان نسبی محوری تیر با فرض تیر با طول نامحدود (m)
$u_H(h_B)$	عرض تغییر مکان افقی زمین در عمق h_B (cm)
$u_H(x)$	عرض تغییر مکان افقی زمین در عمق x (cm)
u_J	مقدار انبساط محوری اتصالات (m)
U_a	تغییر مکان افقی زمین در راستای محوری (m)
U_G	تغییر مکان نسبی (mm) ناشی از تغییرشکل خاک بین سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور
U_h	دامنه تغییر مکان افقی زمین در راستای محور لوله (cm)
U_R	تغییر مکان نسبی (mm) مربوط به تغییر مکان‌های پاسخ سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور
U_{R1}	تغییر مکان پاسخ سازه تکیه‌گاهی ۱ (mm)
U_{R2}	تغییر مکان پاسخ سازه تکیه‌گاهی ۲ (mm)
U_V	دامنه تغییر مکان پاسخ قائم(cm)
V_S	سرعت موج برشی ارتجاعی در لایه سطحی (m/s)
V	سرعت موج پیش‌رونده افقی(m/s)
W	چگالی آب (kN/m^3)
W_A	بار مرده روسازه دهانه‌های A (kN)
W_B	بار مرده روسازه دهانه‌های B (kN)
α_1	ضریب انتقال تغییر مکان زمین در راستای محوری
α_2	ضریب انتقال تغییر مکان زمین در راستای عرضی لوله
α_t	ضریب انبساط حرارتی$(1/C^\circ)$
α_v	طیف پاسخ سرعت
β	زاویه تغییر مکان اعمالی با امتداد محور لوله تحت تغییر مکان می‌باشند.
δ	تغییر مکان PGD
δ_x	تغییر مکان درز انبساط (mm) در حالت عدم وقوع زلزله
δ_T	تغییر مکان ناشی از نمو دما (mm)
ε_{1B}	کرنش خمشی خط لوله
$\varepsilon'_{1B}(x)$	کرنش خمشی در نقطه (m) از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله
ε_{1L}	کرنش محوری خط لوله
$\varepsilon'_{1L}(x)$	کرنش محوری در نقطه (m) از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله
ε_{1x}	کرنش ترکیبی محوری و خمشی
$\varepsilon'_{1x}(x)$	کرنش مرکب محوری و خمشی در نقطه(m) x از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله

ε_G	کرنش زمین
$\varepsilon_{G\max}$	کرنش زمین در $S_{V\max}$
ε_p	کرنش محوری لوله فولادی
ε_y	کرنش تسلیم خط لوله مدفون
γ_a	ضریب جزئی ایمنی برای ساده‌سازی روابط محاسباتی
γ_b	ضریب جزئی ایمنی برای فرمول‌بندی تغییر مکان بحرانی لوله
γ_k	ضریب جزئی ایمنی مربوط به سختی خاک K_1
γ_m	ضریب جزئی ایمنی برای کرنش حدی مصالح لوله
γ_δ	ضریب جزئی ایمنی مربوط به تغییر مکان ماندگار زمین δ_h
σ_{1B}	تنش خمشی خط لوله مدفون (Pa)
$\sigma'_{1B}(x)$	تنش محوری(Pa)
σ_{1L}	تنش محوری خط لوله مدفون (Pa)
$\sigma'_{1L}(x)$	تنش خمشی (Pa)
σ_{1x}	تنش مرکب از تنش محوری و تنش خمشی (Pa)
σ_{2L}	تنش محوری خطوط لوله (Pa)
$\sigma'_{A\max}$	حداکثر فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله در نقطه A (kPa)
$\sigma'_{B\max}$	حداکثر فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله در نقطه B (kPa)
σ_c	تنش فشاری خاک
σ_L	تنش محوری (Pa)
$\sigma'_{\max}$	حداکثر فشار هیدرودینامیکی در بخش خمشی (kPa)
τ	تنش اصطکاکی بین خط لوله و زمین (Pa)
τ'	اصطکاک زمین در روان‌گرایی (Pa)
$\varsigma_1(x)$	ضریب اصلاح تنش لوله مدفون با فرض پیوستگی اتصالات
$\varsigma_2(x)$	ضریب اصلاح تنش لوله مدفون با فرض پیوستگی اتصالات
θ	حداکثر زاویه خمشی هر اتصال (deg.)
θ	زاویه خمشی اتصالات (rad)
κ	مقدار سخت‌شدگی ویژه برای کرنش خط لوله مدفون (κ =۰/۱)
ΔT	نمو دما
Δ_x	طول مجاز برای تغییر مکان‌های اضافی نامعلوم(mm)

فصل ۱

کلیات

۱- کلیات

راهنمای حاضر بر اساس مدارک مشابه در کشورهای پیشرفته لرزه‌خیز همراه با تجربیات داخلی و بعضی دیگر از کشورهای مطرح در زمینه مهندسی زلزله تدوین شده است. در راستای بهره‌گیری از تجارب دیگر کشورها سعی شده است که حتی‌الامکان به مسأله بومی‌سازی توجه شده و مطالب ساده و کاربردی‌تر ارائه شود.

۱-۱- هدف

هدف این راهنما تأمین ایمنی عمومی و پیشگیری از آسیب جدی به سامانه آب‌رسانی شهری ناشی از زلزله است.

- در این راهنما، طراحی لرزه‌ای سامانه آب‌رسانی شهری ارائه گردیده است.
- سامانه آب‌رسانی در این راهنما از تأسیسات آبگیری تا انشعاب مشترکین را شامل می‌گردد.
- آسیب‌پذیری در زلزله ماهیت ریسک و خطرپذیری دارد. لذا هدف این راهنما تأمین ایمنی قابل قبول با توجه به ریسک منطقی بر اساس شرایط اقتصادی و ماهیت خطر زلزله و آسیب‌پذیری تأسیسات سامانه آب‌رسانی شهری می‌باشد.
- این راهنما بر آن است تا با رعایت مفاد آن آسیب جدی و مخل ایمنی عمومی پیش نیاید.

۱-۲- گستره کاربرد این راهنما

تأسیسات هدف این راهنما، تأسیسات سامانه آب‌رسانی شامل مؤلفه‌های تأمین آب، مؤلفه‌های تصفیه آب، مؤلفه‌های ذخیره آب، خطوط لوله انتقال و شبکه توزیع می‌باشد.

- برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های این سامانه از استاندارد ۲۸۰۰ و مقررات ملی ساختمان ایران استفاده می‌گردد.
- برای طراحی لرزه‌ای پی تجهیزات از مباحث مربوطه در مقررات ملی ساختمان، فصل چهارم نشریه ۳۶۰ و نشریه ۱۲۳ با استفاده از نتایج استخراج شده از طراحی لرزه‌ای تجهیز مربوطه از این راهنما می‌توان استفاده نمود.

این راهنما برای طراحی لرزه‌ای تأسیسات زیر به کار می‌رود.

الف) تأسیسات آبگیر که شامل برج آبگیر، لوله آبگیر، کانال جمع‌آوری، چاه، کانال و تونل آزاد می‌شود.

ب) تصفیه‌خانه و تلمبه‌خانه که شامل تأسیسات حوضچه تصفیه و مخازن مدفون، مخازن روزمینی، مخزن هوایی، لوله‌کشی و تکیه‌گاه می‌گردد.

پ) خط لوله انتقال و توزیع که شامل خط لوله مدفون، کالورت و تونل پوشش‌دار، کانال باز و خطوط روزمینی شامل پل لوله یا پل گذر می‌باشد.

۱-۲-۱- سازماندهی این راهنما

این راهنما با هدف و گستره فوق در فصول زیر سازماندهی شده است:

فصل اول: کلیات

فصل دوم: مبانی

فصل سوم: بارگذاری زلزله

فصل چهارم: روش‌های طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی

فصل پنجم: طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی حوضچه تصفیه و مخزن مدفون

فصل ششم: طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی مخازن روزمینی و هوایی

فصل هفتم: طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی خطوط لوله آب‌رسانی

فصل هشتم: مثالها

۱-۲-۲- نکاتی در کاربرد این راهنما

با توجه به اینکه این اولین روایت راهنمای مربوطه در کشور می‌باشد به طور طبیعی دارای ابهامات و اشکالاتی نظیر سایر راهنماها و آیین‌نامه‌های قبلی تدوین شده برای کشور خواهد بود. برای به حداقل رساندن این مشکلات در این راهنما و رفع هرچه سریع‌تر آن‌ها توجه به موارد زیر بسیار موثر و مفید است:

۱ – سعی شده است ضوابط این راهنما با استاندارد ۲۸۰۰ تناقضی نداشته باشد.

۲ – در صورت کمبود اطلاعات برای بارگذاری مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی هدف در این راهنما، از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌توان استفاده نمود.

۳ – در موارد طراحی مؤلفه‌های بتنی تأسیسات آب‌رسانی هدف در این راهنما به ویژه در مورد مشخصات مصالح بتنی از نشریه ۱۲۳ و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان می‌توان استفاده کرد.

۴ – مبحث دهم مقررات ملی مکمل این راهنما برای رفع کمبودهای مربوط به مؤلفه‌های فولادی تأسیسات برقی آن می‌باشد.

۵ – سایر راهنماها و مدارک مشابهی که به صورت موردی برای طراحی لرزه‌ای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی توسط مراجع ذی‌صلاح خارجی و داخلی تهیه و تدوین شده باشد، می‌تواند در هماهنگی با این راهنما مورد استفاده قرار گیرد.

۶ – از تمامی استفاده کنندگان این راهنما انتظار می‌رود برای تطابق هرچه بهتر و سهولت هرچه بیشتر کاربرد آن در کشور، نظرات اصلاحی و پیشنهادات خود را ارسال نمایند تا در ویرایش‌های بعدی، آن مورد استفاده تدوین کنندگان قرار گیرد.

۱-۳- قوانین و مقررات مربوطه

۱-۳-۱- مراجع اصلی این راهنما

در تدوین این راهنما از استانداردها، آئین‌نامه‌ها، راهنماها و دستورالعمل‌های مختلفی استفاده شده است. اهم این مدارک به شرح زیر می‌باشد:

- ✓ JWWA1997 : مشخصات طراحی لرزه‌ای و ساخت تأسیسات آب‌رسانی، انجمن آب شهری ژاپن، ۱۹۹۷
- ✓ استاندارد ۲۸۰۰ ایران: آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۲۰۰۵
- ✓ یوروکد ۸: طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، بخش ۴: سیلوها، مخازن و خطوط لوله، کمیته اروپایی استاندارد، ۲۰۰۶
- ✓ BCJ1997: مشخصات طراحی لرزه‌ای تجهیزات ساختمانی، مرکز ساختمان ژاپن، ۱۹۹۷
- ✓ کمیته گاز ژاپن: راهنمای طراحی لرزه‌ای خط لوله گاز فشار قوی برای روان گرایی، JGA-207-01،۲۰۰۱
- ✓ کمیته راه ژاپن: مشخصات پل‌های بزرگراهی، بخش ۵ طراحی لرزه‌ای، ۲۰۰۲
- ✓ انجمن ایمنی گاز فشار قوی ژاپن (KHK): آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات گازی فشار قوی، ۲۰۰۶
- ✓ مرکز ساختمان ژاپن: راهنمای طراحی لرزه‌ای و ساخت تجهیزات ساختمانی، ۱۹۹۷

۱-۳-۲- مخفف آیین‌نامه‌ها

مخفف	نام کامل
ALA2005	راهنماهای لرزه‌ای خطوط لوله‌ی آب، ALA، ۲۰۰۵
ASCE7	حداقل بارهای طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها، ASCE، ۲۰۰۶
AWWA96	AWWAD100-96
BCJ1997	مشخصات طراحی لرزه‌ای تجهیزات ساختمانی، مرکز ساختمان ژاپن، ۱۹۹۷
BS EN1998-1	یوروکد۸: طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، بخش ۱، مقررات کلی، تحریکات لرزه‌ای و مقررات ساختمان‌ها، کمیته اروپایی استاندارد، ۲۰۰۴
BS EN1998-4	یوروکد۸: طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، بخش ۴: سیلوها، مخازن و خطوط لوله، کمیته اروپایی استاندارد، ۲۰۰۶
JIS B8501	استاندارد B8501 صنعتی ژاپن، مخازن فولادی جوش‌شده برای ذخیره سوخت، ژاپن، ۲۰۰۱
JGA1982	شیوه‌های پیشنهادی طراحی مقاوم در برابر زلزله برای خطوط لوله‌ی گاز فشار قوی و متوسط، انجمن گاز ژاپن، ۱۹۸۲
JGA2000	شیوه‌های پیشنهادی برای طراحی مقاوم در برابر زلزله خطوط لوله‌ی گاز فشار قوی، انجمن گاز ژاپن، ۲۰۰۰
JGA2001	شیوه‌های پیشنهادی برای طراحی مقاوم در برابر زلزله خطوط لوله‌ی گاز فشار قوی در مناطق با پتانسیل روان گرایی، انجمن گاز ژاپن، ۱۹۸۲

مخفف	نام کامل
JSWA2006	مشخصات طراحی لرزه‌ای و ساخت تأسیسات فاضلاب، شرکت فاضلاب ژاپن، ۲۰۰۶
WSP064	استاندارد طراحی پل لوله آب،WSP 064-2007 ، انجمن لوله فلزی آب
UBC97	آیین‌نامه ساختمان‌های یکنواخت، ایالات متحده امریکا، ۱۹۹۷

فصل ۲

مبانی

۲- مبانی

اصول و مبانی مربوط به زلزله طراحی، روش‌های طراحی (کنترل ایمنی) و عملکردهای مورد انتظار در این راهنما به‌طور خلاصه در این فصل ارائه شده‌اند. اهم این مبانی عبارتند از:

۱- دو سطح خطر با تبعیت از استاندارد ۲۸۰۰ ایران

توجه به دو طیف شتاب و سرعت سازگار با شرایط ایران و تطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰

۲- در نظر گرفتن بار زلزله به دو صورت نیروی اینرسی ناشی از اثر شتاب در جرم که در مرکز یا مراکز جرم وارد می‌شود و نیروی ناشی از جابه‌جایی زمین و اعمال آن از طریق اندرکنش خاک و سازه مدفون در آن به بدنه در محدوده تماس با خاک

۳- استفاده از دو روش طراحی و کنترل ایمنی شامل روش تنش مجاز در محدوده ارتجاعی رفتار مصالح برای سطح خطر-۱ و روش شکل‌پذیر در محدود غیر ارتجاعی رفتار مصالح برای سطح خطر-۲

۴- استفاده از دو سطح عملکرد به صورت حد آسیب و حد نهایی که در اولی استفاده بی‌وقفه و در دومی حداقل وقفه تضمین می‌شود. از نظر رفتار مؤلفه‌های سازه‌ای در اولی رفتار در محدوده ارتجاعی و بدون آسیب می‌ماند، در حالی‌که در دومی رفتار از مرز تسلیم عبور نموده ولی به حد مجاز تغییرشکل خمیری مشخصی محدود می‌گردد. این محدوده مجاز بعد از تسلیم را شکل پذیری قابل قبول راهنما، بر اساس آزمایشات یا تجربیات حاصله تعیین می‌نماید.

موارد فوق در زیر به‌طور خلاصه شرح داده شده است.

۲-۱- زلزله طراحی

۲-۱-۱- سطوح خطر زلزله و دوره بازگشت آنها

۱- دو سطح خطر که در ذیل آمده است باید برای طراحی لرزه‌ای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی در نظر گرفته شود:

سطح خطر-۱: حداکثر زلزله بهره‌برداری (MOE که مخفف Maximum Operational Earthquake می‌باشد).

(احتمال وقوع ۵۰٪ در ظرف ۵۰ سال عمر مفید مفروض).

سطح خطر-۲: حداکثر زلزله طرح (MCE که مخفف Maximum Considerable Earthquake می‌باشد).

(احتمال وقوع ۱۰٪ در ظرف ۵۰ سال عمر مفید مفروض).

۲- بزرگا(بزرگای لنگر) و فاصله از گسل براساس احتمال وقوع MOE و MCE باید در محل ساخت تأسیسات در ایران مدنظر قرار گیرد.

۱- در این راهنما عمر مفید مؤلفه‌های شریان‌های حیاتی شامل تأسیسات آب‌رسانی هدف به طور نسبی حدود ۵۰ سال در نظر گرفته شده است. حداکثر زلزله بهره‌برداری ممکن است یک یا دو بار در طول مدت سرویس‌دهی تأسیسات آب اتفاق

بیفتد. حالت خرابی غیر قابل پذیرش در بهره‌برداری از تأسیسات به سطح خطر ۱ محدود گردیده و بهره‌برداری از سامانه آب‌رسانی با اطمینان ادامه می‌یابد. در این سطح خطر احتمال وقوع ۵۰٪ در ظرف مدت ۵۰ سال، مطابق با دوره بازگشت ۷۵ ساله می‌باشد. در استاندارد ۲۸۰۰، احتمال تجاوزی حدود ۹۹/۵ درصد در نظر گرفته شده است که دوره بازگشت حدود ۱۰ ساله را بدست می‌دهد.

حداکثر زلزله طرح، زلزله‌ای است که احتمال وقوع کمتر و دوره بازگشت طولانی‌تری نسبت به زلزله MOE داشته باشد. رفتار مؤلفه‌های سامانه آب در سطح خطر ۲ در حالت حد نهایی بوده و کل سیستم، حتی اگر عضوی صدمه ببیند، باید پایداری خود را حفظ نماید. احتمال ۱۰٪ وقوع زلزله‌ای بزرگ‌تر از چنین زلزله‌ای در ظرف ۵۰ سال مطابق با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله می‌باشد.

از نظر مدیریت ریسک، ۱۰ درصد احتمال تجاوز، کاربرد بسیار وسیع و مناسبی از نظر اقتصادی با رعایت ایمنی لازم دارد. برای بعضی از سازه‌ها نظیر پل‌ها که عمر آنها تا حدود ۲۵۰ سال نیز در نظر گرفته می‌شود، این احتمال تجاوز در ریسک، دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله را بدست می‌دهد که برای سازه‌های با عمر مفید ۵۰ سال نظیر ساختمان‌ها و شریان‌های حیاتی، احتمال تجاوزی حدود ۲ درصد را بدست می‌دهد که اقتصادی نمی‌باشد.

واژه MCE در بعضی از زمینه‌ها نظیر سدسازی به معنی حداکثر زلزله قابل باور یا ممکنه (Maximum Credible Earthquake) نیز آمده است. در این راهنما این واژه از فصل دوازدهم ASCE-7-05 برگرفته و به همان معنی استفاده شده است.

۲- برای تخمین تغییرشکل ماندگار زمین PGD (Permanent Ground Deformation) ناشی از جابه‌جایی گسل (گسلش)، روانگرایی و زمین لغزش، بزرگای زلزله M و فاصله از گسل R مورد نیاز می‌باشد. M، R و دیگر پارامترهای لرزه‌ای وابسته، با روابط تحلیلی یا تجربی حاصل از تحلیل خطر منطقه مورد نظر طراح، به ویژه با توجه به سوابق لرزه‌خیزی آن به‌دست می‌آیند.

۲-۱-۲- طیف‌های طراحی لرزه‌ای

۱- طیف‌های پاسخ طراحی لرزه‌ای برای تأسیسات آب‌رسانی باید با توجه به پریود طبیعی و خصوصیات میرایی سیستم‌های سازه‌ای محاسبه گردند. بار ناشی از زلزله نیز باید با استفاده از این طیف‌ها محاسبه شود.

۲- تحلیل‌های دینامیکی طیفی برای کنترل ایمنی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای باید با ترکیب مشخصات طیفی مودال انجام شود.

۳- یکی از دو طیف پاسخ ذیل باید برای طراحی تأسیسات آب‌رسانی شهری به کار رود:

الف- طیف پاسخ شتاب برای محاسبه نیروی اینرسی ناشی از جرم مؤلفه‌های روزمینی

ب- طیف پاسخ سرعت برای محاسبه نیروی اندرکنشی ناشی از تغییر مکان خاک بر بدنه مؤلفه‌های مدفون

۱- در استفاده از این طیف‌ها باید موارد زیر در نظر گرفته شود

۱-۱- در راهنمای حاضر، طیف پاسخ الاستیک برای میرایی ۵ درصد به‌کار می‌رود.

۱-۲- طیف پاسخ برای طراحی لرزه‌ای از روش‌های زیر بدست می‌آید:

الف) روش‌های احتمالاتی [1]که کاربرد مهندسی بیشتری دارند. طیف‌های حاصل از این روش‌ها، به‌طور معمول مقادیر کمتری نسبت به مشابه خود از روش‌های تعینی دارند.

ب) طیف‌های تعینی[2] که اغلب برای طراحی محافظه‌کارانه و مدیریت بحران به‌کار می‌روند.

در مواقعی که اهمیت و ارزش سازه و تجهیز بیشتر می شود از یکی از این روشها برای استخراج طیف ویژه ساختگاه استفاده میگردد.

طیف‌های ویژه ساختگاه با توجه به فعالیت‌های لرزه‌ای، گسل‌های فعال و شرایط ژئومورفولوژی محاسبه می‌گردند. برای تهیه طیف ویژه ساختگاه از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود. برای سازه‌های مدفون لازم است که طیف سرعت نیز استخراج گردد.

۲- تحلیل‌های پاسخ دینامیکی، روشی برای کنترل ایمنی لرزه‌ای سازه، به خصوص سازه‌های با رفتار پیچیده تحت اثر زلزله می‌باشد. این تحلیل‌ها گران و زمان‌بر بوده و تنها زمانی به‌کار می‌روند که استفاده از روش طیف‌های پاسخ، سخت و نامطمئن باشد.

۳- در خصوص طیف موارد زیر را باید مد نظر داشت:

۳-۱- طیف پاسخ شتاب برای سازه‌های روزمینی به‌کار می‌رود. طیف‌های پاسخ شتاب همچنین برای سیستم‌های چند درجه آزادی با به‌کارگیری روش تحلیل مودال مناسب هستند. در این راهنما، برای هرگونه بارگذاری و تحلیل لرزه ای نیازمند شتاب، از طیف شتاب موجود در ویرایش معتبر و رایج استاندارد ۲۸۰۰ و یا طیف ویژه ساختگاه بر اساس ضوابط استاندارد مذکور استفاده می‌شود.

۳-۲- طیف‌های پاسخ سرعت برای تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی از قبیل خطوط لوله، تونل‌های پوشش‌دار و مخازن زیرزمینی که عملکرد آنها با رفتار لرزه‌ای خاک اطراف کنترل می‌شود، به‌کار می‌روند. بارگذاری لرزه‌ای چنین سازه‌هایی بر مبنای پاسخ تغییر مکان صورت می‌گیرد که در آن ابتدا تغییرشکل خاک در موقعیت سازه‌های مدفون با به‌کارگیری طیف پاسخ سرعت محاسبه و سپس برهم‌کنش بین زمین و سازه‌های مدفون با روش‌های استاتیکی تعیین می‌شود.

۳-۳- طیف‌های پاسخ شتاب و سرعت باید برای طراحی لرزه‌ای تأسیسات آب‌رسانی سازگار باشند. در این راهنما برای اولین ویرایش و به‌طور تقریبی طیف پاسخ سرعت سازگار با آیین‌نامه ۲۸۰۰ پیشنهاد شده است. برای ویرایش‌های بعدی لازم است که برای نگاشت‌های ایران یک سری طیف سرعت (نظیر طیف شتاب استاندار ۲۸۰۰) تهیه شود.

۲-۱-۳- توزیع شدت لرزه‌ای در طبقات

برای تجهیزات واقع بر روی سایر تجهیزات یا بر روی طبقات بالایی ساختمان‌ها از شدت لرزه‌ای افقی طبقه استفاده می‌گردد. برای توزیع شدت لرزه‌ای افقی (K_H)، می‌توان از ضریب توزیع ساده شده A_i که در رابطه ۲-۱ نشان داده شده

[1] probabilistic methods
[2] deterministic spectrums

است، استفاده نمود. برای این منظور این ضریب در هر طبقه در K_H ضرب می‌گردد.

$$A_i = 1 \Big/ \sqrt{\frac{H - x}{H}} \qquad (۱-۲)$$

H :ارتفاع کل طبقات

x :ارتفاع طبقات فوقانی طبقه i

برای تجهیزاتی که در ارتفاع روی تجهیز یا سازه دیگری قرار دارد، شدت لرزه تابعی از لرزه محل استقرار آنها می‌باشد. برای تجهیزات داخل ساختمان‌ها، رفتار تجهیز به لرزه طبقه متکی بر آن بستگی خواهد داشت.

۲-۱-٤- شدت لرزه‌ای قائم طرح

ورودی‌های لرزه‌ای جهت قائم باید برای تجهیزاتی که رفتار آنها به مؤلفه قائم زلزله حساس است در نظر گرفته شود. شدت لرزه‌ای قائم طرح K_V توسط رابطه (۲-۲) به‌دست می‌آید:

$$K_V = K_H / 2 \qquad (۲-۲)$$

K_H : شدت لرزه‌ای طراحی در جهت افقی

در این راهنما حسب مورد برای هریک از مؤلفه‌ها که در فصول ۵ به بعد ارائه شده، زلزله‌های افقی و قائم آنها محاسبه شده است. در اکثر قریب به اتفاق موارد، لرزه قائم نصف لرزه افقی منظور شده است.

۲-۲- روش‌های طراحی

ایمنی تجهیزات طراحی شده باید با روش‌های زیر کنترل گردد:

۱- روش طراحی تنش مجاز که باید برای سطح خطر-۱ اعمال شود.

۲- روش نیاز لرزه‌ای افقی که می‌تواند برای سطح خطر-۲ با احتساب حداکثر نیروهای جانبی در اثر تغییرشکل سازه‌ای در حالت نهایی، به‌کار رود.

۳- روش طراحی شکل‌پذیر که برای سطح خطر-۲، نسبت شکل‌پذیری موجود سازه را با نسبت شکل‌پذیری مجاز مقایسه می‌نماید.

- در مواردی که تجهیز دارای اهمیت بسیار زیاد و یا پیچیدگی خاصی در رفتار لرزه‌ای باشد، حسب قضاوت مهندس طراح و برای کنترل روش‌های ارائه شده در فوق از روش‌های مناسب دینامیکی استفاده می‌گردد.

۱- برای حالت حد آسیب، تنش‌های ایجاد شده در اعضای سازه با تنش مجاز در محدوده الاستیک مقایسه می‌گردد. به‌طور کلی روش طراحی تنش مجاز در سطح خطر-۱ برای زلزله بهره‌برداری به‌کار می‌رود.

۲- روش نیاز لرزه‌ای افقی (جانبی) یکی از روش‌های کنترل می‌باشد. این روش حسب مورد در طراحی لرزه‌ای بعضی مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی در این راهنما استفاده و درجای خود با جزئیات مربوطه به‌کار برده شده است.

۳- اساس روش طراحی شکل‌پذیر این است که برای زلزله‌های قوی‌تر با شتاب (و سرعت) زیاد، به سازه اجازه جذب انرژی بیشتری (بعد از نقطه تسلیم مصالح) داده شده تا مؤلفه‌های آن بتوانند کرنش زیادتری را جذب نمایند. ضریب شکل‌پذیری

مورد محاسبه با روابط این راهنما با ضریب شکل‌پذیری مجاز مربوطه کنترل می‌گردد. گاهی اوقات ضریب شکل‌پذیری را می‌توان بر حسب کرنش‌های سازه‌ای بیان کرد.

۲-۳- عملکردهای مورد انتظار در این راهنما

دو عملکرد برای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی در مقابل سطوح خطر داده شده در این راهنما در نظر گرفته شده است:

- عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (تا قبل از تسلیم مصالح)

سطح خطر-۱: مؤلفه‌های طراحی شده نباید دچار هیچ آسیب مؤثری بر عملکرد سامانه آب‌رسانی شده و عملکرد آنها بدون وقفه ادامه یابد.

- عملکرد حداقل وقفه (بعد از تسلیم مصالح)

سطح خطر-۲: مؤلفه‌های طراحی شده ممکن است دچار آسیب فیزیکی مؤثر بر عملکرد ولی بدون اثر بر زندگی افراد، محیط زیست و پایداری سامانه آب‌رسانی شود. آسیب وارده باید هر چه زودتر قابل رفع بوده و عملکرد مختل شده به حالت اولیه باز گردد.

در سطح خطر-۱ اعضای سازه‌ای نباید هیچ آسیب فیزیکی که منجر به توقف کاربری سامانه شود، ببینند. این سطح «وضعیت یا حالت حدی آسیب» نامیده می‌شود. در این حالت هر عضو تشکیل‌دهنده سامانه باید در محدوده ارتجاعی روابط تنش و کرنش بوده و به حد تسلیم نرسد.

در سطح خطر-۲ اعضای سیستم سازه‌ای می‌توانند آسیب فیزیکی محدودی ببینند، اما پایداری سامانه‌ای و سازه‌ای نباید از بین رود. این شرایط «وضعیت یا حالت حد نهایی» نامیده می‌شود. در این حالت تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی (بعد از تسلیم مصالح) ممکن است رخ دهد.

تقسیم‌بندی عملکرد مورد انتظار به دو وضعیت حدی در کلیت، در سایر آیین‌نامه‌ها و راهنماها مورد توجه قرار گرفته است، لیکن در جزئیات با هم متفاوت هستند. در این راهنما نحوه اعمال این حدود حسب مؤلفه مورد طراحی در فصول ۵ به بعد بر اساس روش طراحی تنش مجاز (برای حالت حدی آسیب) و روش‌های طراحی شکل‌پذیر (برای حالت حد نهایی) محاسبات و معیارهای لازم داده شده است.

فصل ۳

بارگذاری لرزه‌ای

۳-۱- انواع بار

بارهای محاسباتی در تجهیزات سامانه‌های آب‌رسانی می‌تواند از انواع زیر باشد:

- بار مرده ناشی از وزن تجهیز و ملحقات آن
- وزن ناشی از مواد داخلی بعضی تجهیزات
- فشار داخلی محتوی (به ویژه در محفظه‌ها، مخازن، لوله‌کشی و خط لوله)
- فشارهای هیدروستاتیک و هیدرودینامیک ناشی از آب
- فشارهای ناشی از خاک برای مؤلفه‌های مدفون
- بار ناشی از حرارت
- بارهای جانبی و قائم ناشی از زلزله
- بار باد
- بار ترافیک

در مورد انواع بار با توجه به نوع مؤلفه‌های سامانه آب، ملاحظات زیر لازم می‌باشد:

- ✓ بار باد بر روی سازه‌های مدفون اثری ندارد.
- ✓ برخلاف ساختمان‌ها، سازه‌های تأسیسات آب دارای بار زنده انسانی نیستند.
- ✓ مؤلفه‌های نظیر مخازن، خطوط لوله و لوله‌کشی بین تجهیزات به طور عمده تحت اثر فشار مواد و فرآورده‌های داخل خود هستند.
- ✓ دودکش و لوله‌کشی بین تجهیزات، تحت اثر بارهای ناشی از حرارات‌های زیاد قرار دارند.

۳-۲- محاسبه وزن‌ها

برای محاسبه وزن واحد مصالح و بارهای مختلف از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان شود.

۳-۳- ترکیب بارها

در این راهنما حسب هر تجهیز بارهای وارده و نحوه ترکیب آنها در فصول ۵ به بعد داده شده است.

۳-٤- انواع تجهیزات از نظر محل استقرار

تجهیزات سامانه‌های آب‌رسانی به طور کلی به صورت زیر استقرار می‌یابند:

- تجهیزات هوایی
- تجهیزات روی زمین

- تجهیزات زیرزمینی و مدفون

۳-۵- روش‌های محاسبه بارهای زلزله

بارهای ناشی از زلزله روی تجهیزات سامانه‌های آب به طرق زیر وارد می‌شود:

۱- نیروی اینرسی ناشی از جرم تجهیزات که حرکت آنها مقید در خاک نشده باشد. این نیرو به‌طور عمده در سازه‌های هوایی و روزمینی ایجاد و محاسبه می‌گردد.

۲- نیروی ناشی از تغییر مکان خاک بستر که بر روی سازه‌های مدفون اعمال می‌گردد. در این حالت تغییر مکان خاک در ضریب فنریت بین خاک و سازه ضرب شده و نیروی خود را بر تجهیز اعمال می‌نماید.

۳- در بعضی از موارد برای سازه‌هایی که در زمین مدفون هستند ولی وضعیت آنها طوری است که جرم آنها و مواد داخل آنها می‌توانند در اثر تکان زمین ایجاد نیروی اینرسی نماید، هر دو نیروی اینرسی و نیروی ناشی از اثر تغییرشکل خاک بستر بر روی تجهیز باید در نظر گرفته شود.

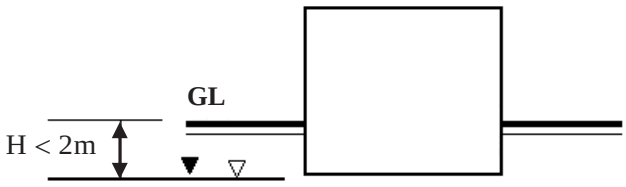
۱- تراز زمین برای نیروی اینرسی

تراز زمین برای نیروی اینرسی، مرز بین سازه بالایی که نیروی لرزه‌ای بر آن در نظر گرفته می‌شود و سازه پایینی که نیروی لرزه‌ای برای آن در نظر گرفته نمی‌شود، می‌باشد. در مواردی که یافتن تراز پایه برای ارتعاش لرزه‌ای مبهم است، می‌توان آن‌را زیر پی یا پائین‌ترین مرز تماس سازه با خاک در نظر گرفت.

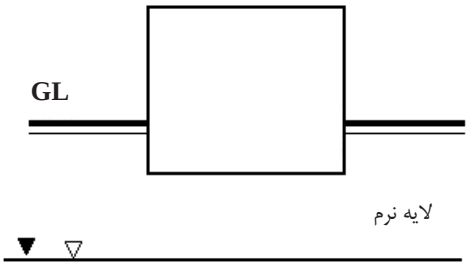
۲- سطح زمین

سطح زمین مهندسی، ترازی است که شدت طراحی لرزه‌ای قسمت تحتانی در آن در نظر گرفته می‌شود.

در صورتی که امکان تعیین آن وجود نداشته باشد، باید مانند شکل ۳-۱ تراز زمین به سمت پایین انتقال یابد.



حالتی که تعیین شدت لرزه طراحی قسمت تحتانی به
علت شرایط سازه‌ای نظیر عمق کم پی، مشکل باشد.



حالتی که تعیین شدت لرزه طراحی قسمت تحتانی به علت
شرایط زمین شناختی نظیر قابلیت روانگرایی لایه مشکل باشد.

▽ سطح زمین مهندسی:
▼ تراز نیروی اینرسی زمین:

شکل ۳-۱ مثال تعیین تراز زمین در طراحی لرزه‌ای

۳-٦- آثار زلزله بر تجهیزات سامانه آب

آثار زلزله بر تجهیزات سامانه آب‌رسانی را می‌توان به دو اثر زیر تقسیم‌بندی نموده و محاسبات مربوط به بارگذاری لرزه‌ای ناشی از هر یک را انجام داد:

۱- اثر دینامیکی زلزله ناشی از ارتعاشات زمین (انتشار امواج لرزه‌ای در خاک) که حاصل آن سه پاسخ زیر می‌باشد:

- شتاب (برای سازه‌های روزمینی و ایستگاهی ایجاد نیروی اینرسی می‌نماید).
- سرعت (در سازه‌های مدفون به ویژه خطوط انتقال و توزیع بیش از شتاب تأثیر گذار است).
- جابه‌جایی (برای کلیه سازه‌ها به ویژه خطوط مدفون باعث آسیب جدی می‌گردد).

۲- اثر استاتیکی یا مخاطرات ژئوتکنیکی که تغییر مکان‌های ماندگار در زمین ایجاد می‌کنند شامل:

- روانگرایی (و گسترش جانبی به ویژه در سواحل دریاها و رودخانه‌ها).
- زمین‌لغزه (در مناطق کوهپایه‌ای که شیب آنها تند می‌باشد).
- گسلش (برای سازه‌های ایستگاهی واقع بر محدوده گسل‌ها و یا خطوط مدفون گذرنده از آنها).

چگونگی اعمال بارهای لرزه‌ای ناشی از آثار فوق بر اساس روش‌های مختلف در راهنمای روش‌های بارگذاری و تحلیل

لرزه‌ای شریان‌های حیاتی داده شده است.

۳-۷- نحوه اعمال اثرات زلزله بر تجهیزات آبی

- برای محاسبه بار وارد بر مؤلفه‌های هوایی و روزمینی باید نیروی اینرسی ناشی از اثر شتاب زلزله بر جرم تجهیز محاسبه گردد. در این روش از طیف شتاب مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود.
- برای انجام محاسبات نیروی اینرسی ناشی از اثر شتاب از «روش شبه استاتیکی» استفاده می‌گردد. برای مواردی که پریود تجهیز بلند و یا دارای پیچیدگی سازه‌ای باشد (عدم حاکمیت مود اول ارتعاش سازه) از «روش شبه استاتیکی اصلاح شده» استفاده می‌شود.
- برای محاسبه نیروی ناشی از جابه‌جایی زمین بر سازه‌های مدفون، «روش پاسخ تغییر مکان» بکار می‌رود. در این روش پس از محاسبه جابه‌جایی زمین در نقاط مورد نظر، با تعیین ضریب فنریت خاک اطراف سازه، نیروی وارد به آن محاسبه می‌گردد. در این روش از طیف سرعت سازگار با طیف شتاب ۲۸۰۰ و یا طیف سرعت ویژه ساختگاه استفاده می‌شود.
- در روش پاسخ تغییر مکان می‌توان با محاسبه کرنش خاک اطراف سازه، با توجه به میزان چسبندگی بین سازه مدفون و خاک اطراف آن، کرنش سازه مدفون را از روی کرنش خاک محاسبه نمود.

۳-۸- روش‌های محاسبه بارهای ناشی از زلزله

برای تعیین نیروی زلزله وارد بر مؤلفه‌های هوایی و روزمینی سامانه آب‌رسانی، اغلب «روش شبه استاتیکی» به‌کار می‌رود، به‌علاوه در صورت لزوم می‌توان با توجه به شکل، مشخصات ارتعاشی، اهمیت تأسیسات و مود خرابی سازه، از روش‌های زیر نیز استفاده کرد:

- روش شبه استاتیکی اصلاح شده
- روش تحلیل دینامیکی (طیفی یا تاریخچه زمانی)

روش شبه استاتیکی برای بدست آوردن تغییر مکان و تنش در یک سازه با صلبیت زیاد و با اعمال بار زلزله به صورت یک بار استاتیکی معادل، استفاده می‌شود. بار استاتیکی معادل به صورت حاصل‌ضرب ضریب زلزله در جرم سازه به دست می‌آید.

در روش شبه استاتیکی اصلاح شده، پریود طبیعی، میرایی سازه و نیروی اینرسی ناشی از زلزله را در نظر گرفته و از ضریب اصلاحی در مقایسه با روش شبه استاتیکی استفاده می‌نماید.

علاوه بر این روش‌ها، برای کنترل روش‌های ساده استاتیکی و درک دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای مؤلفه‌ها و اطمینان از طراحی صورت گرفته، از روش تحلیل دینامیکی طیفی یا تاریخچه زمانی استفاده می‌شود. در این‌گونه روش‌ها میزان قابلیت اعتماد نتایج به مناسب بودن شتاب‌های ورودی و ضرایب انتخاب شده برای میرایی بستگی دارد.

با توجه به رفتار مختلف و اهمیت متفاوت مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی، روش‌های متنوع متداول برای تحلیل لرزه‌ای آنها استفاده می‌شود.

جدول (۳-۱) نشان دهنده این تقسیم بندی می‌باشد. در این جدول نام‌های خلاصه بکار رفته مطابق شرح زیر هستند:

(SCM): روش شبه استاتیکی Seismic Coefficient Method

(RDM): روش پاسخ تغییر مکان Response Displacement Method

(DAM): روش تحلیل دینامیکی Dynamic Analysis Method

جدول ۳-۱ روش‌های محاسبه لرزه‌ای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی

سازه			روش محاسبه لرزه‌ای	
			سطح خطر-۱	سطح خطر-۲
آبگیر	دریچه ورودی آب		SCM	SCM، در صورت نیاز DAM
	برج ورودی آب		SCM	SCM، در صورت نیاز DAM
	لوله ورودی آب/گالری تصفیه	دو جهت طولی و عرضی	RDM	RDM
	چاه		RDM	RDM
خط انتقال / تحویل آب	کانال باز	جهت عرضی	RDM	RDM
		جهت طولی	RDM	RDM، در صورت نیاز DAM
	تونل‌های انتقال	جهت عرضی	RDM	RDM
		جهت طولی	RDM	RDM، در صورت نیاز
خطوط لوله	پل لوله یا لوله پل گذر		SCM	SCM، در صورت نیاز DAM
	خط لوله مدفون	جهت عرضی	-	-
		جهت طولی	RDM	RDM، در صورت نیاز DAM
	شافت، کانال پوشش دار، تونل سپری		SCM یا RDM	SCM یا RDM، در صورت نیاز DAM
مخازن آب	حوضچه تصفیه و مخازن مدفون		SCM یا RDM	SCM یا RDM، در صورت نیاز DAM
	مخازن روزمینی و هوایی.		SCM یا DAM	SCM، در صورت نیاز DAM

۳-۸-۱- ضریب اهمیت مؤلفه‌های آب‌رسانی

ضریب اهمیت سازه بر اساس اهمیت آن با (β_1) نشان داده شده و از جدول (۳-۲) تعیین می‌گردد.

جدول ۳-۲ ضریب اهمیت β_1

دسته اهمیت	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
β_1	۱/۴	۱/۲	۱	۰/۸

نیاز به بهره‌برداری بی‌وقفه از مؤلفه مورد طراحی و ضرورت ایمنی آن بعد از زلزله نقش مهمی در بالا بردن ضریب اهمیت آن مؤلفه در سامانه آب‌رسانی دارد. لازم به ذکر است در تمامی مؤلفه‌هایی که بنحوی از انحاء، آب جریان داشته و بیم نشت آن ناشی از آسیب آن مؤلفه وجود دارد (حتی به مقدار بسیار ناچیز)، نباید ضریب اهمیت را کمتر از یک در نظر گرفت. تعاریف رده‌های مختلف اهمیت در جدول (۳-۳) و نیز طبقه‌بندی اهمیتی تاسیسات و خطوط مختلف در جدول (۳-۴) داده شده است.

در مواردی که دو سطح اهمیت متصور باشد، قضاوت کارفرما سطح اهمیت نهایی را مشخص می‌نماید.

جدول ۳-۳ تعریف رده‌های مختلف اهمیت تجهیزات

اهمیت	شرح
خیلی زیاد	مؤلفه‌های که خرابی آنها موجب گسترش تلفات وسیع جانی و مالی و خسارت به تجهیزات و محیط زیست گردد. همین‌طور مؤلفه‌های که توقف عملکرد آنها، می‌تواند موجب خسارت‌های ثانویه جانی، مالی و زیست محیطی شود.
زیاد	مؤلفه‌های که خرابی آنها می‌تواند موجب قطع آب یا تلفات و خسارات جانی، مالی و زیست محیطی گردد.
متوسط	مؤلفه‌های که خرابی آنها موجب اخلال در آب‌رسانی شود .
کم	مؤلفه‌های که خرابی آنها تأثیر قابل توجهی بر سامانه آب‌رسانی نداشته و موجب تلفات و خسارات مالی و زیست محیطی نگردد.

جدول ۳-٤ جدول طبقه بندی اهمیت تاسیسات و خطوط

طبقه بندی اهمیت	وضعیت تاسیسات و خطوط در سامانه
خیلی زیاد زیاد	تأسیساتی که پتانسیل تولید حوادث جدی ثانویه را دارند. تأسیسات قرار گرفته در بالادست سیستم‌های آب‌رسانی تأسیسات اصلی که تأسیسات پشتیبانی ندارند. خطوط اصلی تغذیه‌کننده تأسیسات مهم تأسیسات اصلی که تعمیر آنها در صورت آسیب دیدن مشکل می‌باشد. تأسیساتی که مرکز گردآوری اطلاعات در حین بلای طبیعی خواهند بود.
متوسط کم	سایر تاسیسات و خطوط

۳-۸-۲- روش پاسخ تغییر مکان (برای سازه‌های مدفون)

این روش بر اساس تئوری تیر روی بستر الاستیک تدوین شده است. در این روش با استفاده از طیف پاسخ سرعت زلزله و با در نظر گرفتن مود اول ارتعاش برشی خاک مقدار تغییر مکان محاسبه شده و با توجه به فنریت خاک به نیروی موثر به سازه تبدیل می‌گردد. در فصول بعدی، بارگذاری لرزه‌ای هر تجهیز با استفاده از روش‌های فوق برای آن تجهیز داده شده است.

۳-۸-۳- روش دینامیکی

در این روش مدل ریاضی تجهیز تحت بارگذاری طیفی و یا تاریخچه زمانی قرار داده شده و با حل معادلات تعادل دینامیکی حل شده است. روش دینامیکی معمولاً برای کنترل روش‌های استاتیکی یا شبه دینامیکی و یا برای تحلیل سازه‌های بسیار مهم یا پیچیده مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در استفاده از روش دینامیکی برای دقت بیشتر بایستی مطابق ضوابط استاندار ۲۸۰۰ به نکات زیر توجه ویژه نمود:

- انتخاب ورودی مناسب از بین شتاب نگاشت‌های مختلف
- انتخاب طیف مناسب
- مدل‌سازی نزدیک به واقعیت

- انتخاب تعداد کافی از مدهای مناسب ارتعاشی
- ضرایب هر چه واقعی‌تر میرایی

۳-۹- بارگذاری ناشی از مخاطرات ژئوتکنیکی زلزله بر تجهیزات

علاوه بر تکان‌های زمین در زلزله، تجهیزات بایستی در مقابل بارهای ناشی از مخاطرات ژئوتکنیکی ناشی از زلزله نیز ایمن باشند. اهم این مخاطرات عبارتند از روانگرایی (و گسترش جانبی)، زمین‌لغزه و گسلش.

۳-۹-۱- روانگرایی

گرچه در ایران پتانسیل روانگرایی زیاد نیست لیکن در مناطق ساحلی دریاها، رودخانه‌ها و در قسمت‌هایی که بافت ماسه ریزدانه همراه با سطح آب زیرزمینی بالا می‌باشد، این مخاطره تجهیزات مختلف از جمله انواع مدفون آن را تهدید می‌نماید.

- طراحی لرزه‌ای در مقابل روانگرایی باید با بررسی عملکرد لرزه‌ای در اثر تغییر مکان ماندگار زمین ناشی از روانگرایی و با توجه به شرایط زمین انجام شود.
- مناطقی که نیاز به طراحی لرزه‌ای در مقابل روانگرایی دارند، باید بر اساس زمین‌شناسی و ژئومورفولوژی، وضعیت زمین و موقعیت نصب تأسیسات آب‌رسانی انتخاب شوند.

تغییر مکان ماندگار زمین ناشی از روانگرایی باید به صورت‌های زیر در نظر گرفته شود.

- تغییر مکان افقی ناشی از گسترش جانبی بر سطح شیب‌دار زمین
- تغییر مکان افقی ناشی از گسترش جانبی زمین در مناطق ساحلی
- نشست زمین

اثر روانگرایی به صورت جابه‌جایی قائم و افقی محاسبه شده و مطابق با توزیع داده شده روی سازه مدفون اعمال می‌گردد.

اگر تأسیسات آبی مانند خطوط لوله، بر روی شمع های عمیق نصب شده باشند، نیازی به در نظر گرفتن نشست زمین نمی‌باشد.

۳-۹-۲- زمین‌لغزه

در مناطق کوهستانی که شیب زمین زیاد بوده و لایه‌های سست در آن قرارگرفته است، احتمال رانش زمین وجود داشته و می‌تواند منجر به آسیب به تجهیزات مختلف آبی گردد.

برای مقابله با مخاطره زمین‌لغزه ناشی از تغییر مکان ماندگار زمین باید طبق مراحل زیر ارزیابی لازم صورت پذیرد:

- ارزیابی پتانسیل زمین به زمین‌لغزه
- ارزیابی پتانسیل راه‌اندازی زمین‌لغزه و تغییر شکل شیب
- ارزیابی احتمال زمین‌لغزه و وقوع تغییر شکل شیب
- ارزیابی خطرات ناشی از زمین‌لغزه و تغییر شکل شیب

۳-۹-۳- گسلش

عبور از مناطق با پتانسیل گسلش در سامانه آب‌رسانی امری اجتناب ناپذیر است. لذا بایستی حتی‌الامکان اثر ناشی از جابه‌جایی گسل‌های فعالی که سازه‌های این سامانه از آنها عبور می‌نمایند را بر این سازه‌ها در نظر گرفت.

- وجود گسل فعال باید توسط مشخصات زمین‌شناختی شکل گسل فعال تعیین شود.
- منطقه‌ای که ممکن است گسل فعال از آن عبور کند باید بر اساس بازرسی زمین‌شناسی، اکتشافات ژئوفیزیکی، اکتشافات گمانه زنی و بازرسی ترانشه تأیید شود.
- چنان‌چه تأسیسات آب‌رسانی، گسل فعالی را قطع نمایند، باید برای تحقق عملکرد لرزه‌ای، با در نظر گرفتن تغییر مکان ماندگار زمین ناشی از جابه‌جایی گسل، طراحی شوند.
- چنان‌چه اثر جابه‌جایی گسل در سطح زمین نمایان شود، تأسیسات آب‌رسانی باید برای جابه‌جایی گسل، طراحی لرزه‌ای شوند.

نحوه محاسبه و اعمال بارهای ناشی از مخاطرات ژئوتکنیکی لرزه‌ای در فصل سوم از شریان‌های حیاتی ارائه شده است.

۳-۱۰- طبقه‌بندی خاک

برای استفاده ساده‌تر از روابط استاندارد ۲۸۰۰ از همان طبقه‌بندی خاک در این استاندارد نیز استفاده شده است.

۳-۱۱- فشار خاک در هنگام زلزله

۳-۱۱-۱- کلیات

برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های متصل به زمین، فشار خاک در حین زلزله به نحوی که در ادامه گفته شده است تعیین می‌گردد. اثر مؤلفه قائم زلزله به صورت $(1 \pm K_{SV})$ در روابطه وارد گردیده است.

فشار افقی خاک در حین زلزله از رابطه فشار خاک Mononobe-Okabe بر گرفته شده است.

۳-۱۱-۲- محاسبات فشار افقی زمین در هنگام زلزله

برای محاسبه فشار افقی خاک در حین زلزله باید چسبندگی خاک در نظر گرفته شود.

۳-۱۱-۲-۱- طبقه‌بندی خاک برای محاسبات فشار خاک

برای طبقه‌بندی خاک و برای پارامترهای مختلف فشار خاک، به جدول (۳-۴) رجوع شود. در صورت انجام آزمایشات از نتایج آنها بجای مقادیر این جدول استفاده می‌گردد.

جدول ۳-۵ نوع خاک و پارامترهای به کار رفته برای محاسبات فشار خاک

نوع خاک	وزن مخصوص (kN/m^3)		زاویه اصطکاک داخلی (*deg*)
	شرایط عادی	شرایط زیر آب	
اندازه ذرات مخلوطی از ماسه، شن، سنگ سخت	۲۰	۱۰	۴۰
ماسه و شن طبیعی	۲۰	۱۰	۳۵
ماسه سست	۱۸	۸	۳۰
خاک رسی (در موردی که دیواره زیر ۱۰ متر باشد)	۱۸	۸	۳۰
خاک رسی (در موردی که دیواره بالای ۱۰ متر بوده و با شرایط لرزش خاص)	از مقدار آزموده شده آزمایش خاک استفاده خواهد شد.		

مقاومت چسبندگی در نظر گرفته نمی‌شود.

۳-۱۱-۲-۲- فشار محرک در هنگام زلزله

۱- بدون در نظر گرفتن چسبندگی

۱-۱- خاک غیر اشباع

$$P_{aE} = (1-K_{SV})\left\{\gamma h_g K_{AE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{AE}\right\} \qquad (۱-۳)$$

$$F_{aE} = (1-K_{SV})\frac{1}{2}\left\{\gamma h_g{}^2 K_{AE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{AE}\right\} \qquad (۲-۳)$$

که در آن:

P_{aE} : فشار محرک در حین زلزله (KN/m^2)

F_{aE} : نیروی محرک در حین زلزله (kN/m)

K_{AE} : ضریب فشار محرک در حین زلزله

$$K_{AE} = \frac{1}{\cos\theta\cos^2(\alpha+\beta+\theta)}\cdot\frac{\cos^2(\phi-\beta-\theta)}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\alpha+\alpha+\beta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \qquad (۳-۳)$$

توجه شود که این رابطه در مواردی که $\alpha+\beta+\theta\geq 90^\circ$ باشد، کاربرد ندارد. در مواردی که $\phi-\beta-\theta$

کوچک‌تر از صفر باشد این عبارت در محاسبات صفر در نظر گرفته می‌شود.

$$\theta = \tan^{-1}\frac{K_{SH}}{1-K_{SV}} \qquad (۳-۴)$$

(K_{SH}: ضریب زلزله افقی طراحی و K_{SV}: ضریب زلزله قائم طراحی است).

مقدار θ بر حسب مقادیر K_{SH} و K_{SV} تغییر می‌کند.

γ : وزن مخصوص خاک (KN/m^2)

h_g : عمق از سطح زمین تا محل تعیین فشار خاک (m)

q : بار یکنواخت در واحد طول سطح زمین شیب‌دار (KN/m^2)

α : زاویه بین سطح سازه نسبت به وجه قائم .(deg)

β : زاویه بین سطح زمین نسبت به سطح افق در قسمت پشت سازه (deg)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک $(.deg)$

δ : زاویه اصطکاک بین سطح سازه و خاک $(.deg)$

۱-۲- در شرایط وجود سطح آب زیرزمینی

$$P_{aE'} = (1-K_{SV})\left\{\gamma' h_g K_{AE}' + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{AE}'\right\} \qquad (۳-۵)$$

$$F_{aE'} = (1-K_{SV})\frac{1}{2}\left\{\gamma' h_g^2 K_{AE}' + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{AE}'\right\} \qquad (۳-۶)$$

$P_{aE'}$: فشار محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی (KN/m^2)

$F_{aE'}$: نیروی محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی (kN/m)

K_{AE}' : ضریب فشار محرک در زلزله در حالت وجود سطح آب زیرزمینی

$$K'_{AB} = \frac{1}{\cos\theta'\cos^2(\alpha+\beta+\theta')}\frac{\cos^2(\phi-\beta-\theta')}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\theta')}{\cos(\alpha+\delta+\theta')\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \qquad (۳-۷)$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{K_{SH}}{1-K_{SV}}.\frac{\gamma}{\gamma'}\right) \qquad (۳-۸)$$

γ' : وزن مخصوص (KN/m^3)

۲- با در نظر گرفتن چسبندگی

با در نظر گرفتن نیروی چسبندگی و ارتفاع خود نگه‌دارنده خاک چسبنده، محاسبات با استفاده از روابط زیر انجام می‌شود.

$$P_{aE} = \gamma(h_g - z_0)K_{AE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{AE} \qquad (۳-۹)$$

$$F_{aE} = \frac{1}{2}\gamma(h_g - z_0)^2 K_{AE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} h K_{AE} \qquad (۱۰-۳)$$

z_0 : ارتفاع خود نگه‌دارنده خاک چسبنده (m)

$$z_0 = \frac{2C}{\gamma}\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

C : چسبندگی (ویسکوز) خاک (KN/m^2)

۳-۱۱-۲-۳- فشار مقاوم خاک

۱- بدون در نظر گرفتن چسبندگی

۱-۱- خاک غیر اشباع

$$P_{PE} = (1-K_{SV})\left\{\gamma h_g K_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} K_{PE}\right\} \qquad (۱۱-۳)$$

$$F_{PE} = (1-K_{SV})\left\{\frac{1}{2}\gamma {h_g}^2 K_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} h K_{PE}\right\} \qquad (۱۲-۳)$$

P_{PE} : فشار مقاوم خاک در زلزله (KN/m^2)

F_{PE} : نیروی مقاوم خاک در زلزله (KN/m)

K_{PE} : ضریب فشار مقاوم خاک در زلزله

$$K_{PE} = \frac{1}{\cos\theta\cos^2(\alpha+\beta+\theta)} \frac{\cos^2(\phi-\beta-\theta)}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\delta-\theta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \qquad (۱۳-۳)$$

۱-۲- در شرایط وجود سطح آب زیرزمینی

$$P'_{PE} = (1-K_{SV})\left\{\gamma' h_g K'_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} K'_{PE}\right\} \qquad (۱۴-۳)$$

$$F_{PE}{}' = (1-K_{SV})\left\{\frac{1}{2}\gamma' {h_g}^2 K'_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} h K'_{PE}\right\} \qquad (۱۵-۳)$$

P'_{PE} : نیروی فشار مقاوم خاک در زلزله (KN/m^2)

$F_{PE}{}'$: نیروی مقاوم خاک در زلزله (KN/m)

K'_{PE} : ضریب فشار مقاوم خاک در زلزله

$$K'_{PE} = \frac{1}{\cos\theta'\cos^2(\alpha-\beta-\theta')} \frac{\cos^2(\phi+\beta-\theta')}{\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta-\theta')}{\cos(\alpha-\delta-\theta')\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \qquad (۱۶-۳)$$

در مواردی که $\phi + \beta - \theta' < 0$، قابل کاربرد نیست.

۲- با در نظر گرفتن نیروی چسبندگی

$$P_{PE} = \gamma(h_g + z'_0)K_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}K_{PE} \qquad (۱۷-۳)$$

$$F_{PE} = \frac{1}{2}\gamma\left(h_g + 2z_0'\right)hK_{PE} + \frac{q\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}hK_{PE} \qquad (۱۸-۳)$$

z_0' : ارتفاع خود نگه‌دارنده خاک چسبنده (m)

$$z'_0 = \frac{2C}{\gamma}\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (۱۹-۳)$$

۳-۱۱-۳- محاسبات فشار قائم زمین در هنگام زلزله

فشار قائم خاک بر خط لوله مدفون باید در محاسبات وارد شود. فشار خاک بر خط لوله مدفون در حین زلزله با استفاده از رابطه (۳-۲۰) محاسبه می‌شود.

فشار بار در حین زلزله بر خطوط لوله مدفون که توسط پی‌های شمعی نگهداری شده‌اند با استفاده از رابطه (۳-۲۱) محاسبه می‌گردد.

$$W_S = \gamma_s h_g D(1 \pm K_{SV}) \qquad (۲۰-۳)$$

$$W_S = \frac{e^{2K\mu(h_g/D)} - 1}{2K\mu}\gamma_S D^2(1 \pm K_{SV}) \qquad (۲۱-۳)$$

W_S : فشار قائم خاک برای واحد طول خط لوله (kN)

h_g : ارتفاع پوشش خاک (m)

γ_S : وزن مخصوص خاک (kN/m^3)

D : قطر خارجی خط لوله (m)

K_{SV} : ضریب زلزله قائم

K : ضریب فشار محرک خاک رانکین

μ : ضریب اصطکاک

۳-۱۱-٤- فشار خارجی ناشی از گسترش جانبی

در زمینی که در معرض گسترش جانبی ناشی از روانگرایی می‌باشد، طراحی لرزه‌ای سازه پی با در نظر گرفتن نیروی خارجی به وجود آمده از چنین گسترش‌هایی انجام می‌شود. در این مورد تأثیر نیروی اینرسی روسازه و پی سازه در نظر گرفته نمی‌شود.

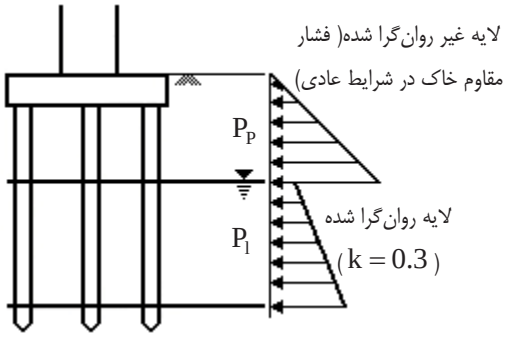
(۱) فشار ناشی از جریان روانگرایی (که بر سازه مدفون اعمال می‌شود) در لایه زمین روانگرا، کمتر از ۳۰٪ فشار کل بار می‌باشد.

(۲) لایه خاک روانگرا نشده بالای لایه‌های روانگرا شده زمین به علت اعمال فشار خارجی از لایه‌ها، دارای حداکثر فشار مقاوم خاک می‌باشد. سیلان جانبی ناشی از فشار خارجی در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. فشار قائم مقاوم خاک برای لایه روانگرا نشده با ضریب $K = 0.3$ بیان می‌شود.

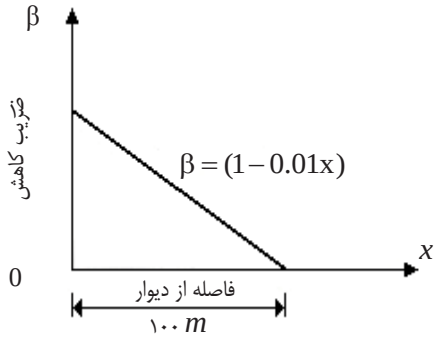
نیروی خارجی تولید شده در اثر سیلان جانبی، ناحیه‌ای به اندازه ۱۰۰ متر از دیواره را تحت تأثیر قرار می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۳-۲) نشان داده شده است، هنگامی‌که فاصله از دیواره کاهش می‌یابد، از فشار خاک نیز کاسته می‌گردد.

این رابطه برای محاسبات لرزه‌ای به صورت زیر به کار می‌رود:

$$P'_P = \beta . P_P \qquad (۲۲-۳)$$



شکل ۳-۱ نیروی خارجی ناشی از سیلان جانبی



شکل ۳-۲ رابطه فشار خاک با فاصله از دیواره

۳-۱۱-۵- شناوری ناشی از روانگرایی

اگر F_L خاک اطراف سازه‌های مدفون از ۱/۰ کمتر باشد باید ایمنی سازه در برابر شناوری بررسی گردد. کنترل شناوری سازه مدفون با رابطه (۳-۲۳) انجام می‌شود.

$$F_u = \frac{W_B + Q_l}{V_0 . \gamma_S} \qquad (۲۳-۳)$$

که در آن:

F_U : ایمنی شناوری

W_B : وزن، شامل وزن محتوای داخل سازه زیر زمین در واحد طول (kN/m)

Q_l : مقاومت برشی لایه روانگرا نشده زمین. F_L کمتر از ۱/۰، بدون در نظر گرفتن مقاومت برشی ناشی از مواردی مانند مصالح روسازی راه (kN/m).

V_0 : حجم در واحد طول سازه مدفون $\left(m^3/m\right)$

γ_S : وزن واحد حجم اشباع رسوب احاطه کننده سازه مدفون kN/m^3

۳-۱۲- فشار هیدرودینامیکی در هنگام زلزله و تلاطم آب

۳-۱۲-۱- فشار هیدرودینامیکی در هنگام زلزله

۳-۱۲-۱-۱-کلیات

برای طراحی لرزه‌ای سازه‌هایی که با آب در تماس هستند، فشار دینامیکی آب در حین زلزله باید در نظر گرفته شود که ناشی از دو عامل می‌باشد. عامل اینرسی که متناسب با شتاب سازه است و فشار دینامیکی ثانویه آب که توسط ارتعاش سطح آزاد آب تولید می‌شود.

۳-۱۲-۱-۲-توزیع فشار دینامیکی آب در مخازن

۱- مخازن آب دایره‌ای

توزیع فشار دینامیکی آب نسبت به محیط و راستای عمق در حین زلزله به صورت $p(\theta,z_1)$ برحسب (kN/m^3) می‌باشد.

$$p(\theta_a,z_1)=K_{SH}\cdot\gamma_0\cdot\alpha_1\cdot\cos\theta_a\cdot\sum_{i=0}^{\infty}\frac{(-1)^i}{\lambda_i}\cdot I^{(i)}\cdot\left(\frac{\alpha_1}{h_1}\right)\cdot\cos\left(\lambda_i\frac{z_1}{h_1}\right)$$
$$=K_{SH}\cdot\gamma_0\cdot\alpha_1\cdot\cos\theta_a\cdot I\left(\frac{z_1}{h_1}\right) \qquad (۲۴-۳)$$

γ_0 : وزن مخصوص آب kN/m^3

h_1 : عمق آب داخل مخزن (m)

α_1 : قطر داخلی مخزن (m)

z_1 : مختصات از کف داخلی مخزن، که صفر در نظر گرفته شده و به سمت بالا مثبت در نظر گرفته می‌شود. (m)

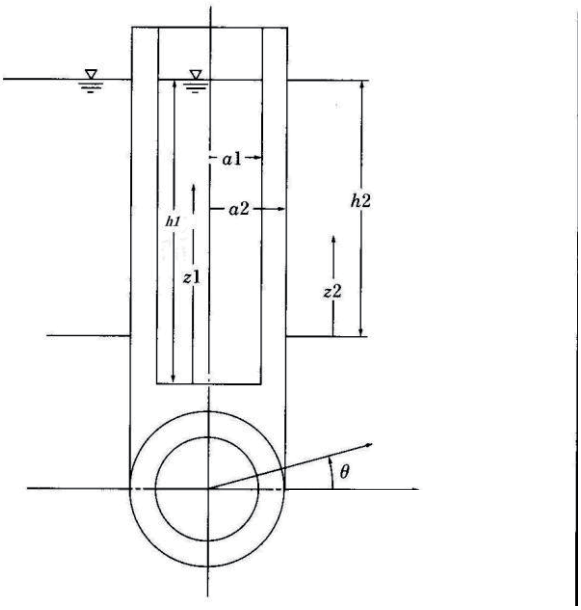
θ_a : زاویه پاد ساعت‌گرد نسبت به راستای شتاب

$$I^{(i)}\left(\frac{\alpha_1}{h_1}\right)=\frac{2}{\frac{\alpha_1}{h_1}}\cdot\frac{I_1\left(\lambda_i\frac{\alpha_1}{h_1}\right)}{\lambda_i I_0\left(\lambda_i\frac{\alpha_1}{h_1}\right)-\frac{h_1}{\alpha_1}\cdot I_1\left(\lambda_i\frac{\alpha_1}{h_1}\right)} \qquad (۲۵-۳)$$

$$\lambda_i=\frac{2i+1}{2}\pi=\frac{\pi}{2},\frac{3}{2}\pi,\frac{5}{2}\pi,.....$$

I_0, I_1 : توابع نوع اول بسل به طوری که:

$$I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)=\sum_{i=0}^{\infty}\frac{(-1)^i}{\lambda_i}I^{(i)}\left(\frac{\alpha_1}{h_1}\right)\cos\lambda_i\frac{z_1}{h_1} \qquad (۳-۲۶)$$



شکل ۳-۲ مخزن آب دایره‌ای

۲- مخزن آب مستطیلی که سطح آزاد آب ندارد

اگر توزیع نسبت به عمق و در راستای عرض باشد، فشار دینامیکی آب، P، در واحد سطح دیوار به صورت زیر می‌باشد.

$$p=K_{sh}\cdot\gamma_0\cdot\frac{B}{2}\,(kN/m^2) \qquad (۳-۲۷)$$

این مفهوم در واقع فشار دینامیکی آب در واحد سطح دیوار می‌باشد. رابطه به شرح زیر است:

$$\frac{(\text{جرم واقعی})\ H\times B/2}{(\text{اندازه فشار غیرفعال})\ H\times 1} \qquad (۳-۲۸)$$

بنابراین دیوار میانی، فشار دینامیکی آب جلو و پشت را به صورت زیر دریافت می‌کند:

$$p=K_{SH}\gamma_0\left(\frac{B}{2}+\frac{b}{2}\right) \qquad (۳-۲۹)$$

۳- در مورد مخزن آب مستطیلی شکل با سطح آزاد آب:

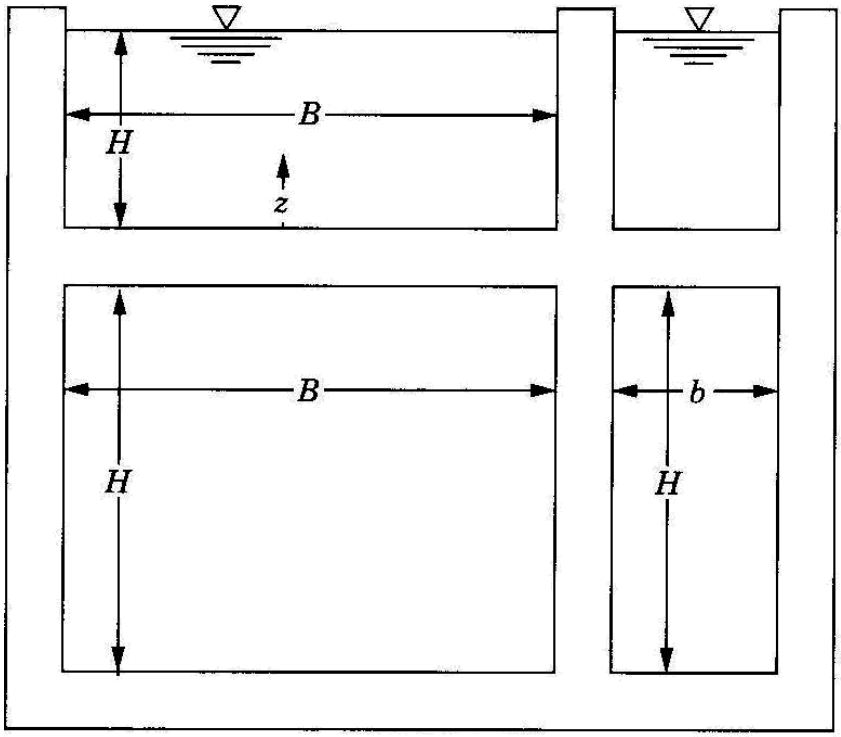
$$p(z)=\beta\cdot(7/8)\cdot\gamma_0\cdot K_{SH}\cdot\sqrt{h_w z} \qquad (۳-۳۰)$$

$p(z)$: فشار دینامیکی آب γ_0 اعمالی بر سطح دیوار (یک طرف) در واحد عرض.

z : مختصات نقطه مورد نظر به طرف پایین از سطح آزاد آب

β : ضریب اصلاح عرض B که از جدول (۳-۶) بدست می‌آید.

h_w : عمق آب



شکل ۳-۳ مخزن آب مستطیلی

اگر مقداری برای B/H وجود نداشته باشد به کمک درون‌یابی خطی تعیین گردد.

جدول ۳-٦ ضریب اصلاح عرض

B / H	β
۰/۵	۰/۳۹۷
۱/۰	۰/۶۷۰
۱/۵	۰/۸۳۵
۲/۰	۰/۹۲۱
۳/۰	۰/۹۸۳
۴/۰	۰/۹۹۶
∞	۱/۰۰۰

۴- فشار دینامیکی آب ناشی از جابه‌جایی قائم (بالا و پایین)

در صورت عدم وجود سطح آزاد آب، رابطه، مشابه رابطه (۳-۳۱) خواهد بود.

$$P = K_{SV} \cdot \gamma_0 \cdot \frac{H}{2} \ (kN/m^2) \qquad (۳۱-۳)$$

در صورت وجود سطح آزاد آب رابطه (۳-۳۲) باید استفاده گردد:

$$P = K_{SV} \cdot \gamma_0 \cdot H(kN/m^2) \qquad (۳۲-۳)$$

۳-۱۲-۲- تلاطم آب

در طراحی لرزه‌ای مخازن آب، در صورت نیاز باید تلاطم آب داخل مخزن با روش‌های زیر کنترل گردد.

- روش طیف پاسخ بر اساس نظریه Housner
- روش N موج تشدید
- روش طیف پاسخ بر اساس نظریه پتانسیل

اگر موج لرزه‌ای به درستی وارد شود، تحلیل پاسخ دینامیکی نیز قابل قبول خواهد بود.

۱- بر اساس نظریه Housner، دامنه ارتعاش موج در سطح (حداکثر ارتفاع موج) از روابط ۳-۳۳ و ۳-۳۴ نتیجه می‌شوند.

$$\eta = \frac{0.408 R_t \cdot \coth\left(1.841 \frac{H_w}{R_t}\right)}{\frac{g}{\omega^2 \theta_h R_t} - 1} (cm) \qquad (۳۳-۳)$$

$$\theta_h = 1.531 \frac{S_V}{R\omega} \tanh\left(1.841 \frac{H_w}{R_t}\right) \ (cm) \qquad (۳۴-۳)$$

η :دامنه ارتعاش موج در سطح (حداکثر ارتفاع موج) (cm)

R_t : شعاع مخزن ذخیره (cm)

H_w : ارتفاع موج سطحی (cm)

g : شتاب ثقل (cm/S^2)

ω : فرکانس زاویه‌ای مود اول موج

$$\omega = \sqrt{1.841 \frac{g}{R_t} \tanh\left(1.841 \frac{H_w}{R_t}\right)} (rad/s) \qquad (۳۵-۳)$$

S_V : طیف پاسخ سرعت (cm/s).

۲- روش N موج تشدید

پریود طبیعی مود اول موج سطحی و حرکت زمین، با استفاده از تحلیل پاسخ گذرا، برای تعداد n موج در نظر گرفته می‌شود. ارتفاع موج یا نوسانات فشار موج با استفاده از روش طراحی میان‌بر محاسبه می‌شود. با استفاده از رابطه (۳-۳۶) حداکثر ارتفاع موج به دست می‌آید:

$$\eta = D_{OH} \frac{\omega^2}{g} R_t \cdot (0.837) S(n) (cm) \qquad (۳۶-۳)$$

اگر $T > 7.5s$

$$\eta = V_{OH}\frac{\omega}{g}R_t \cdot 0.837S(n)\ (cm) \qquad (۳۷-۳)$$

T : پریود طبیعی مود اول تلاطم

D_{OH} : تغییر مکان افقی ناشی از ارتعاش زمین (cm)

V_{OH} : سرعت حرکت افقی زمین (cm/s)

ω, g, R_t, H_w : ضرایب مشابه بالا

$S(n)$: ضریب پاسخ. اگر موج سینوسی شامل n موج ورودی باشد، ضریب میرایی موج کوچک می‌شود. در صورتی که سه موج وارد شود، $S(3) \cong 3\pi$.

ضریب میرایی برای محتویات مایع بهتر است که ۵٪، در نظر گرفته شود.

۳- نظریه پتانسیل سرعت

با توجه به مقدار ورودی به دست آمده از طیف پاسخ سرعت، ارتفاع پاسخ موج به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$\eta_{max} = 0.245T \cdot \tanh\left(1.841\frac{H_w}{R_t}\right)S_V \qquad (۳۸-۳)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{1.841\frac{g}{R_t}\tanh\left(1.841\frac{H_w}{R_t}\right)}}(S) \qquad (۳۹-۳)$$

H_w : ارتفاع موج سطحی(cm)

R_t : شعاع مخزن ذخیره (cm)

S_V : طیف پاسخ سرعت (cm/s)

فصل ۴

روش‌های طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی

٤-١- اجزای هدف

اهم تأسیسات سامانه آب‌رسانی شهری شامل موارد زیر می‌باشد:

- آبگیر
- خط انتقال
- حوضچه تصفیه
- مخازن
- خطوط شبکه توزیع

آسیب به آبگیر در ابتدای خط انتقال می‌تواند مانع ورود آب به سامانه انتقال گردد.

خط انتقال ممکن است از یک یا چند لوله با قطر بسیار بزرگ و معمولاً از جنس‌های فولاد، بتن مسلح و یا چدن نشکن تشکیل شود. خط انتقال می‌تواند ترکیبی از تونل و لوله باشد. بخش عمده خطوط انتقال، مدفون است اما در بعضی قسمت‌ها به صورت روزمینی هم طراحی و اجرا می‌شود. آثار استاتیکی یا همان مخاطرات ژئوتکنیکی بیشترین اثر را می‌تواند بر خطوط انتقال داشته باشد.

مخازن به انواع هوایی، زمینی، نیمه مدفون و کاملاً مدفون تقسیم می‌شوند که همه این انواع باید در شرایط زلزله ایمن بوده و قابل بهره‌برداری باشند.

خطوط شبکه که به صورت اصلی (در خیابان‌های اصلی) و فرعی (در خیابان‌های فرعی و کوچه‌ها) تقسیم‌بندی می‌شوند، دارای طول بسیار زیاد چند صد تا چند هزار کیلومتر در یک شهر می‌باشند. لوله‌های فولادی و پلی‌اتیلن دارای اتصالات جوشی و سایر لوله‌ها به ویژه چدنی و بتنی به صورت قطعه قطعه و با اتصالات مکانیکی اجرا می‌شوند.

٤-٢- روند طراحی لرزه‌ای

٤-٢-١- اصول مراحل طراحی لرزه‌ای

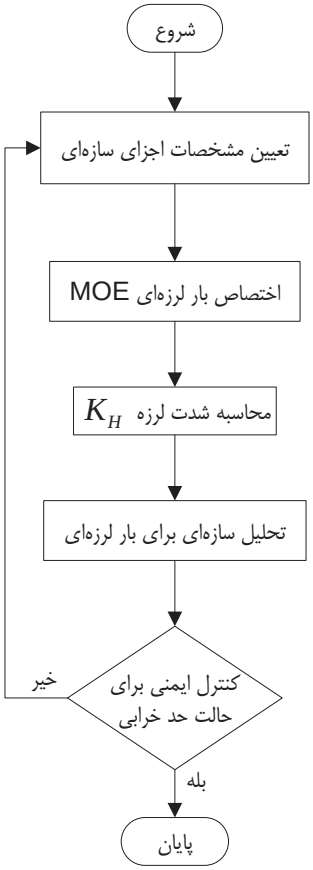
مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی بسته به سطح خطر استفاده شده به یکی از روش‌های تنش مجاز یا شکل‌پذیر طراحی می‌گردد.
روش تنش مجاز وقتی استفاده می‌شود که از سطح خطر-۱ استفاده شود.
برای حالتی که از سطح خطر-۲ استفاده می‌شود، طراحی لرزه‌ای به روش شکل‌پذیر انجام می‌گردد.

۱- در روش تنش مجاز، تنش‌ها در اعضا نباید از مقادیر مجاز، تجاوز کند. در غیر این صورت تغییرشکل‌های بازگشت‌ناپذیر بعد از زلزله در اعضاء باقی می‌ماند.

۲- در طراحی به روش شکل‌پذیر، تغییر شکل‌های پلاستیک که در اعضاء روی می‌دهد باید از مقادیر تغییر شکل‌های پلاستیک مجاز کمتر باشد. در این حالت عملکرد تجهیز در صورت خرابی باید با صرف حداقل وقفه به حالت اول بازگردد.

٤-۲-۲- نحوه طراحی به روش تنش مجاز

برای طراحی مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی به روش تنش مجاز، به طور کلی از روند نشان داده شده در شکل (۴-۱) استفاده می‌گردد:



شکل ٤-۱ روند طراحی به روش تنش مجاز

٤-۲-۲-۱- محاسبه تنش طراحی

تنش محاسبه شده برای سازه از مجموع تنش ناشی از نیروهای داخلی، وزن خود سازه، مؤلفه‌ها و بار سیستم در حالت بهره‌برداری عادی و تنش ناشی از زلزله بهره‌برداری در سخت‌ترین شرایط به دست می‌آید.

٤-۲-۲-۲- تنش‌های مجاز

تنش‌های مجاز طراحی لرزه‌ای تأسیسات بر اساس مباحث مربوطه در مقررات ملی ساختمان ایران به دست می‌آید.

در مواردی که مقررات ملی ساختمان تنش مجاز مربوط به رفتار مؤلفه‌ای را نداده باشد، می‌توان حسب مورد از آیین‌نامه‌های معتبر استفاده نمود.

٤-۲-۲-۳- ارزیابی تنش محاسبه شده

اگر کل تنش‌های محاسبه شده کمتر از تنش‌های مجاز متناظر باشد، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قابل قبول است.

٤-۲-۳- مراحل روش طراحی شکل‌پذیر

برای طراحی لرزه‌ای مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی به روش شکل‌پذیر مطابق با روند داده شده برای هر یک از مؤلفه‌ها عمل می‌شود.

٤-۲-۳-۱- سطح خطر برای طراحی شکل‌پذیر

برای طراحی به روش شکل‌پذیر از سطح خطر-۲ استفاده می‌شود.

سازه‌هایی که طراحی لرزه‌ای شده‌اند باید عملکردی متناسب با نیروی زلزله طراحی و روان گرایی و جابه‌جایی زمین داشته باشند.

٤-۲-۳-۲- تحلیل پاسخ لرزه‌ای

تغییر شکل پاسخ الاستو پلاستیک با استفاده از تحلیل پاسخ زلزله محاسبه می‌گردد.
مشابه روش تحلیل پاسخ که رفتار غیر خطی را مثلاً برای تغییر شکل الاستوپلاستیک در نظر می‌گیرد، روش شبه استاتیکی اصلاح شده با مدل جرم متمرکز غیر خطی، تحلیل مودال توسط مدل عضو خطی معادل و تحلیل تاریخچه زمانی با مدل عضو الاستوپلاستیک نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.
از بین این تحلیل‌ها، روش تحلیل پاسخ مناسب، با توجه به مشخصات دینامیکی غیر خطی سازه انتخاب می‌شود.

توضیحات:

برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به روش تحلیل پاسخ، نسبت تغییر شکل پلاستیک پاسخ همان‌طور که در زیر اشاره شده است، مورد محاسبه قرار می‌گیرد.

۱- روش انرژی

۲- روش پاسخ خطی معادل

۳- روش تحلیل پاسخ غیر خطی

۱- روش انرژی

۱-۱- روش طراحی تغییر شکل پلاستیک نهایی

در سازه‌هایی که تحت طراحی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند و اولین مد ارتعاش آن‌ها غالب است، ضریب شکل‌پذیری را می‌توان از قانون بقای انرژی در هر مد خرابی محاسبه نمود.

(الف) ضریب زلزله اصلاح شده طراحی

ضریب زلزله اصلاح شده مورد استفاده در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ نرمال شده به دست می‌آید.

(ب) ضریب شکل‌پذیری

ضریب شکل‌پذیری μ_p بخش‌های آسیب دیده سازه از رابطه (۴-۱) محاسبه می‌شود.

$$\mu_p = \frac{1}{4C}\left\{\left(\frac{K_{MH}}{K_y}\right)^2 - 1\right\} \qquad (۱-۴)$$

μ_p: ضریب شکل‌پذیری عضو وابسته به مد خرابی، اگر $K_{MH} \geq K_y$ آنگاه $\mu_p = 0$

K_{MH}: ضریب زلزله افقی اصلاح شده طراحی سازه

K_y: ضریب زلزله افقی تسلیم عضو در شروع تسلیم مربوط به مد خرابی. در چنین مواردی، ضریب زلزله قائم باید در بحرانی‌ترین شرایط به‌کار رود.

C: ثابتی که طبق مد خرابی داده می‌شود.

(ج) ارزیابی تغییر شکل پلاستیک

برای ارزیابی رابطه (۴-۲) باید برقرار باشد:

$$\mu_p \leq \mu_{pa} \qquad (۲-۴)$$

μ_p: ضریب شکل‌پذیری عضو وابسته به مد خرابی

μ_{pa}: ضریب شکل‌پذیری مجاز

۱-۲- روش طراحی مقاومت تسلیم

برای سازه‌های قابی شکل و پی، طراحی لرزه‌ای پلاستیک به روش مقاومت تسلیم انجام می‌شود.

(الف) ضریب زلزله اصلاح شده طراحی

مشابه ۱-۱-الف محاسبه می‌شود.

(ب) ضریب مشخصه سازه‌ای

ضریب مشخصه سازه‌ای، D_S از رابطه (۴-۳) یا مقادیر مشخص شده در سایر آیین‌نامه‌ها به دست می‌آید.

D_S باید در محدوده ۰/۲۵ تا ۰/۵ باشد.

$$D_S = \frac{1}{\sqrt{1 + 4C\mu_{pa}}} \qquad (۳-۴)$$

D_S: ضریب مشخصه سازه‌ای

C: ثابت وابسته به خصوصیات مد خرابی

μ_{pa}: ضریب شکل‌پذیری مجاز عضو مطابق با مد خرابی

(ج) نیاز لرزه‌ای

نیاز لرزه‌ای از رابطه (۴-۴) محاسبه می‌شود.

$$Q_u = K_y \times W_H \qquad (۴-۴)$$

Q_u: نیاز لرزه‌ای

K_y: ضریب زلزله افقی تسلیم در نقطه شروع تسلیم عضو آسیب دیده. در چنین مواردی، ضریب زلزله قائم باید در بحرانی‌ترین شرایط به‌کار رود.

W_H: وزن بهره‌برداری سازه

(د) نیاز لرزه‌ای مورد نیاز

نیاز لرزه‌ای مورد نیاز از رابطه (۴-۵) به دست می‌آید.

$$Q_{un} = D_s \times K_{MH} \times W_H \qquad (۴-۵)$$

Q_{un}: نیاز لرزه‌ای مورد نیاز

D_s: ضریب مشخصه لرزه‌ای تعیین شده از رابطه (۴-۳)

K_{MH}: ضریب زلزله افقی اصلاح شده طراحی

W_H: وزن بهره‌برداری سازه

(ه) ارزیابی نیاز لرزه‌ای مورد نیاز

نیاز لرزه‌ای مورد نیاز Q_{un} سازه نباید از نیاز لرزه‌ای Q_u تجاوز نماید.

۲- ارزیابی تحلیل پاسخ خطی

در مورد عضوی با رفتار غیر خطی که ظرفیت آن از ظرفیت تسلیم تجاوز کرده است، تحلیل پاسخ خطی، با کاهش سختی از سختی الاستیک بسته به میزان غیر خطی بودن و ضریب میرایی معادل، می‌تواند انجام شود.

۲-۱- تحلیل پاسخ مودال خطی

تحلیل پاسخ مودال خطی با استفاده از تحلیل پاسخ شتاب، طبق مراحل (الف) تا (و) انجام می‌شود.

(الف) طیف شتاب افقی و قائم طراحی از رابطه (۴-۶) محاسبه می‌شود.

$$A_H(T) = 700\beta_1\beta_2\beta_3\beta_5 \qquad (۴-۶)$$

$$A_V(T) = 350\beta_1\beta_2\beta_3\beta_6 \qquad (۴-۷)$$

$A_H(T)$: شتاب پاسخ افقی در پریود طبیعی T (بر حسب (cm/s^2))

β_5: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ افقی (برای پریودهای کمتر از ۰/۳ ثانیه، ۱/۵ و برای پریودهای بزرگ‌تر از۰/۳ ثانیه، ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود.)

$A_V(T)$: شتاب پاسخ قائم در پریود طبیعی T (بر حسب (cm/s^2))

β_6: ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ قائم (برای برج با پایه دامنی ۱/۵ و برای سایر سازه‌ها ۲ می‌باشد.)

(ب) سختی عضو با توجه به رفتار تنش-کرنش آن در محدود غیرخطی تغییر می‌نماید.

(ج) می‌توان از ضریب میرایی معادل با انرژی کرنشی پلاستیک که از پاسخ غیر خطی سازه به دست آمده، استفاده نمود.

(د) مقدار پاسخ R از قبیل نیروی برشی، لنگر، شتاب، تغییر مکان طراحی از روش ترکیبی مناسب برای هر مد ارتعاش محاسبه می‌شود.

$$R = \sqrt{\sum_i R_i^{\,2}} \qquad (۸-۴)$$

در این‌جا R_i مقدار پاسخ مد i ام است.

(ه) تغییر مکان پلاستیک پاسخ باید از مقدار پاسخ عضو محاسبه گردد.

(و) ضریب شکل‌پذیری به دست آمده از مرحله (ه) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز تجاوز کند.

۲-۲- تحلیل پاسخ به روش بار معادل

تحلیل پاسخ به روش بار معادل طبق مراحل (الف) تا (هـ) انجام می‌شود.

(الف) بار معادل برای تحلیل از روش مناسبی تعیین می‌شود. اگر بتوان سازه را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی مدل نمود، بار معادل از ضرب وزن عضو در ضریب زلزله اصلاح شده طراحی محاسبه می‌گردد.

(ب) سختی عضو با توجه به رفتار تنش-کرنش آن در محدود غیرخطی تغییر می‌نماید.

(ج) می‌توان از ضریب میرایی معادل انرژی کرنشی پلاستیک که از پاسخ غیر خطی سازه به دست آمده، استفاده نمود.

(د) تغییر مکان پاسخ باید از مقدار پاسخ عضو محاسبه گردد.

(هـ) ضریب شکل‌پذیری به دست آمده از مرحله (د) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز تجاوز نماید.

۳) روش تغییر مکان معادل

روش تغییر مکان معادل طبق مراحل (الف) تا (د) انجام می‌شود.

(الف) تغییر مکان اجباری در قید (تکیه‌گاه) باید برابر با تغییر مکان پاسخ سازه تکیه‌گاهی یا تغییر مکان ایجاد شده در پی در اثر حرکت زمین باشد.

(ب) سختی عضوی که طراحی لرزه‌ای می‌شود، بر اساس درجه غیر خطی کاهش می‌یابد.

(ج) ضریب شکل‌پذیری از روی تغییر مکان عضو به دست می‌آید.

(د) ضریب شکل‌پذیری به دست آمده از مرحله (ج) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز تجاوز کند.

۳- تحلیل پاسخ غیر خطی

۳-۱- تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی

تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی، طبق مراحل (الف) تا (د) انجام می‌شود:

(الف) مشخصات بار- تغییر شکل باید به صورت مدل چرخه‌ای غیر خطی تعریف و نتایج نیز مستقیماً از تحلیل تاریخچه زمانی حاصل گردد.

(ب) اعمال موج زلزله با حداکثر شتاب مشخص شده در نقطه وقوع

(ج) ضریب شکل‌پذیری از روی تغییر مکان عضو به دست می‌آید.

(د) ضریب شکل‌پذیری به دست آمده از مرحله (ج) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز تجاوز کند.

۳-۲- تحلیل پاسخ استاتیکی در روش بار معادل

تحلیل غیر خطی استاتیکی از روش بار معادل طبق مراحل (الف) تا (ه) انجام می‌شود.

(الف) بار معادل از روش مناسب تعیین می‌شود. اگر بتوان سازه را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی مدل کرد، بار معادل از ضرب وزن عضو در ضریب زلزله اصلاح شده طراحی محاسبه می‌گردد.

(ب) ضریب زلزله اصلاح شده طراحی را می‌توان با استفاده از ضریب میرایی که معادل با انرژی کرنشی پلاستیک است و از پاسخ غیر خطی سازه به دست آمده، استفاده نمود.

(ج) تغییر مکان عضو از تحلیل استاتیکی مدل با رابطه غیر خطی بار- تغییر مکان به دست می‌آید.

(د) ضریب شکل‌پذیری از تغییر مکان عضو به دست می‌آید.

(ه) ضریب شکل‌پذیری به دست آمده از مرحله (د) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز تجاوز کند.

۳-۳- روش پاسخ تغییر مکان

روش پاسخ تغییر مکان طبق مراحل (الف) تا (د) انجام می‌شود.

(الف) تغییر مکان اجباری در قید (تکیه‌گاه) باید برابر با پاسخ تغییر مکان سازه تکیه‌گاهی یا تغییر مکان ایجاد شده در پی، ناشی از حرکت زمین باشد.

(ب) تغییر مکان عضو از تحلیل استاتیکی مدل با رابطه غیر خطی بار- تغییر مکان به دست می‌آید.

(ج) ضریب شکل‌پذیری از روی تغییر مکان عضو به دست می‌آید.

(د) ضریب شکل‌پذیری (ج) نباید از ضریب شکل‌پذیری مجاز، تجاوز کند.

٤-۲-۳-۲- ضریب شکل‌پذیری

ضریب شکل‌پذیری از تغییر شکل پلاستیک که از تحلیل پاسخ مربوط به مد خرابی تجهیز مربوطه، برای زلزله (حرکت افقی و قائم)، به دست می‌آید، محاسبه می‌گردد.

نیروی قائم برای قسمتی که امکان تشدید خرابی آن بر اساس شرایط سازه‌ای و مد خرابی تأسیسات مختلف وجود دارد، در نظر گرفته می‌شود.

٤-۲-۳-۳- ضریب شکل‌پذیری مجاز

ضریب شکل‌پذیری مجاز عضو، با در نظر گرفتن مشخصات تغییر شکل پلاستیک، مانند خستگی و کمانش با توجه به اعوجاج الاستوپلاستیک با بارگذاری دوره کوتاه، در بدترین حالت متناظر با مد خرابی تجهیز برای زلزله، تعیین می‌گردد.

٤-۲-۳-٤- ارزیابی ضریب شکل‌پذیری

در صورتی که ضریب شکل‌پذیری مجاز تمام اعضای اصلی برابر یا بزرگ‌تر از ضریب شکل‌پذیری مورد نظر باشد، در این صورت برآورد عملکرد لرزه‌ای مورد قبول می‌باشد.

مد خرابی و ضریب شکل‌پذیری مجاز برای هر تجهیز مشخص شده است.

٤-۳- نکات ویژه طراحی لرزه‌ای هر یک از مؤلفه‌های سامانه آب‌رسانی

٤-۳-۱- آبگیر

۱- دریچه آبگیر باید با در نظر گرفتن تغییرات بستر رودخانه و خصوصیات زمین‌شناختی و جغرافیایی ساخته شود.

۲- در محل اتصال بستر رودخانه به دریچه آبگیر باید سازه‌ای قرار داشته باشد که از شستگی خاک‌ریز جلوگیری کند.

۱- دریچه آبگیر باید در محلی ساخته شود که ارتفاع آب و بستر رودخانه ثابت بوده و نیز زمین‌لغزه در نزدیکی آن رخ ندهد.

۲- در صورت ساخت دریچه در یک محل ناپایدار، باید از شمع زیر پی استفاده شود.

۳- با در نظر گرفتن سازه قاب صلب در مقطع عرضی و سازه طره‌ای در راستای طولی کنترل سازه انجام می‌شود.

۴- معمولاً سطح مقطع و میل‌گرد تقویتی به وسیله نیروی زلزله تعیین می‌شود.

۵- طراحی باید بر اساس بارهایی از قبیل بارهای وارده در هنگام بالا بردن دریچه، بارهای وارده از پل کنترل کننده و بار مرده انجام شود.

۶- نکات مربوط به محافظت از بستر رودخانه بایستی مطابق ضوابط فنی کارهای آبی و زیست محیطی در طراحی آبگیر رعایت شود.

٤-۳-۲- کانال جمع‌آوری

۱- کانال جمع‌آوری باید دارای مقاومت کافی برای تحمل فشارهای داخلی و خارجی بوده و هم‌چنین در عمق نصب کانال نشت آب وجود نداشته باشد.

۲- در صورت ساخت کانال جمع‌آوری در محلی که امکان شستگی و جوشش وجود دارد، باید از قاب بتن مسلح استفاده و بستر رودخانه نیز با بتن پوشیده شود.

٤-۳-۳- چاه

۱- محاسبات لرزه‌ای چاه‌ها باید نظیر خط لوله مدفون، شافت، مجرای پوشیده شده و کانال مشترک انجام گردد.

۲- در صورت ساخت تلمبه‌خانه آبگیر با بتن مسلح در محل بالای چاه عمیق، باید اتصال بین غلاف و لوله انتقال انجام شود.

۳- اتصال بین غلاف و تور سیمی باید از مقاومت کافی برخوردار باشد.

۴- خم لوله تخلیه باید دارای متعلقاتی باشد که در توزیع اضطراری آب در هنگام زلزله به کار رود.

۵- مقاومت تور سیمی در مقابل آب گل‌آلود یا نیروی تراکمی باید مورد توجه کافی قرار گیرد.

۱- برای این که ارتعاش پمپ آبگیر به لوله غلاف‌دار منتقل نشود و نیروی افقی در طول زلزله بر لوله انتقال اثر نگذارد، باید درز انبساط در کف تلمبه‌خانه نصب گردد.

۲- از لوله انعطاف پذیر برای اتصال بین چاه عمیق و لوله انتقال زیرزمینی استفاده می‌شود.

۳- اتصال بین غلاف و تور سیمی باید از نوع جوشی باشد.

۴- از آن‌جایی که آب کم عمق زیرزمین، کمی اسیدی است، در بخش جوش شده تا عمق لازم (حدود ۳۰ متر)، باید از اتصال نوع سرکاسه‌ای استفاده شود.

٤-۳-٤- کانال باز و تونل

۱- محاسبات لرزه‌ای کانال باز و تونل باید از روش شبه استاتیکی یا روش پاسخ تغییر مکان انجام و در صورت نیاز با تحلیل دینامیکی کنترل شود.

۲- محاسبات لرزه‌ای کانال باز و تونل باید نظیر خط لوله مدفون، شافت، مجرای پوشش‌دار و کانال مشترک انجام گردد.

۳- هنگام نصب کانال باز و تونل باید از محل‌های ناپایدار نظیر خاک‌ریز، خاک‌ریز مصنوعی، زمین سست، قسمت فوقانی شیب، تقاطع با گسل و زمین با قابلیت روان گرایی، اجتناب نمود.

۴- درز انبساط باید در فاصله مناسب کانال باز و تونل نصب شود.

۵- درز انبساط و درز انعطاف‌پذیر باید در نزدیکی محل‌هایی نظیر پل، آدم‌رو، دریچه و محل‌هایی که جنس زمین تغییر می‌کند، اجرا شود.

٤-۳-٥- حوضچه و مخزن مدفون آب

نوع و شکل سازه‌های حوضچه آب بر اساس کارکردشان طبقه‌بندی می‌شوند.

نیروی اینرسی ناشی از وزن آب و مخزن از روش شبه استاتیکی محاسبه می‌شود.

برای قسمت‌های مدفون حوضچه، نیروهای ناشی از رفتار خاک و اندرکش آن با سازه حوضچه از روش پاسخ تغییر مکان استفاده می‌شود.

هردو روش فوق در این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی داده شده است.

روند طراحی در فصل ۵ بر اساس دو روش تنش مجاز و روش شکل پذیر داده شده است.

در صورتی‌که از سطح خطر-۱ استفاده شود، از روش تنش مجاز و در غیر این صورت از روش طراحی شکل پذیر استفاده می‌شود.

در صورت نیاز و بر اساس قضاوت کارفرما و مهندس طراحی می‌توان صحت نتایج را با تحلیل دینامیکی طیفی یا تاریخچه زمانی مطابق ضوابط مربوطه در استاندارد ۲۸۰۰ نیز کنترل نمود.

طراحی لرزه‌ای حوضچه، شامل مؤلفه‌های زیر است.

۱- حوضچه ته‌نشینی

۲- حوضچه اختلاط

۳- حوضچه جمع‌آوری

۴- حوضچه رسوب‌گیر

۵- حوضچه فیلتر

۶- مخزن توزیع

۷- مخزن پمپ برای انتقال و توزیع

در فصل ۵ طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی حوضچه‌های مدفون نظیر حوضچه تصفیه آب و مخازن مدفون آب ارائه شده است.

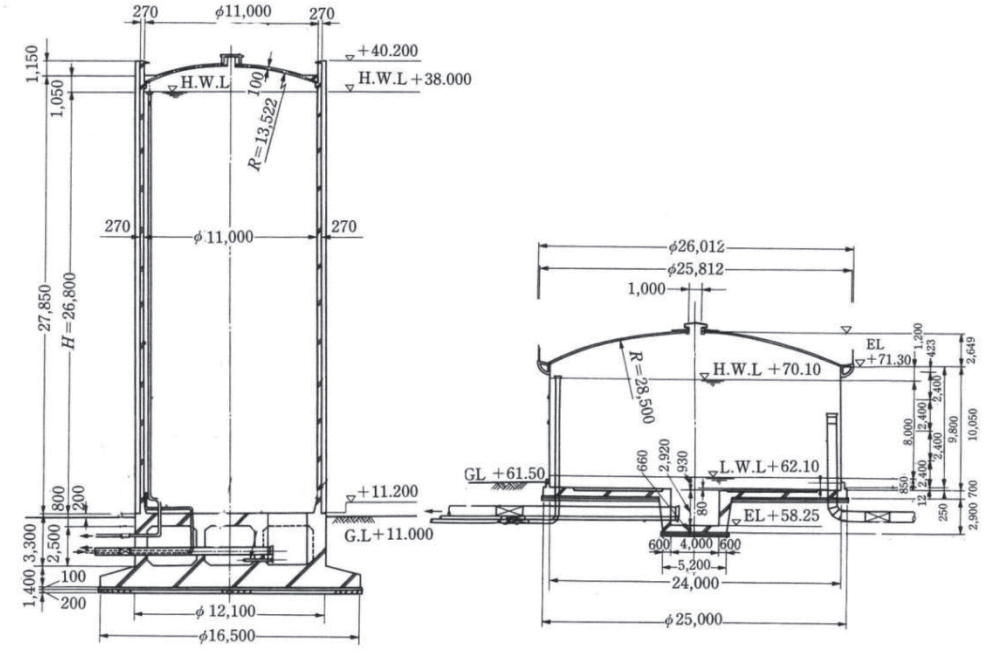
برای سهولت فقط از واژه «حوضچه» استفاده شده است.

٤-٣-٦- مخازن روزمینی و هوایی آب

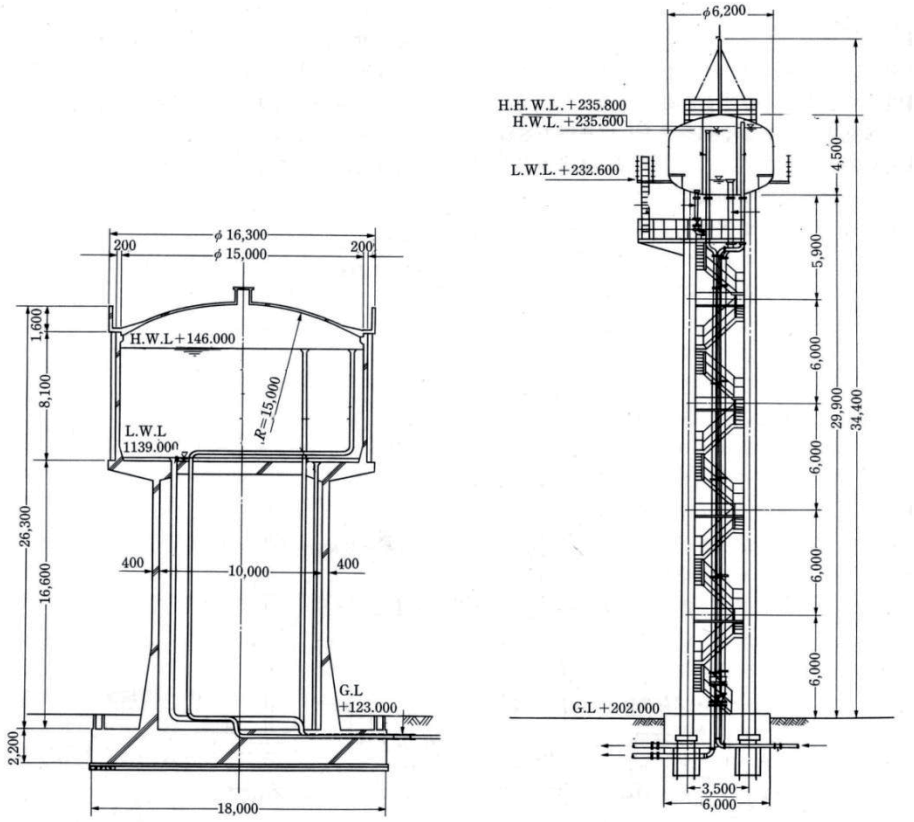
بسیاری از مخازن از جمله برج‌های آبگیر، برج‌های آب‌رسانی و مخازن هوایی ذخیره آب، استوانه‌ای بوده و از بتن مسلح، بتن پیش‌تنیده و صفحات فولادی ساخته شده‌اند.

مخازن در تصفیه‌خانه مشمول طراحی لرزه‌ای می‌شود.

بیشتر سازه‌های مخزن به صورت مغروق در دل برج‌های آبگیر و بالای زمین قرار دارند. بنابراین، در مقایسه با سازه حوضچه آب، کمتر توسط زمین محدود شده و بیشتر، از نیروی اینرسی اثر می‌پذیرند. هم‌چنین به شدت تحت تأثیر آب موجود در سازه‌ها می‌باشند. اثرات آب به صورت فشار هیدرودینامیکی و حرکت سطح آب در طول زلزله نمایان می‌شود.



شکل ٤-۲ نمونه‌ای از مخازن روزمینی آب (عموماً از بتن مسلح و تنیده)



شکل ٤-۳ نمونه‌ای از مخزن هوایی (بتن مسلح یا فولادی)

٤-۳-۷- لوله کشی

منظور از لوله کشی ، لوله های بین تجهیزات داخل تاسیسات می باشد.

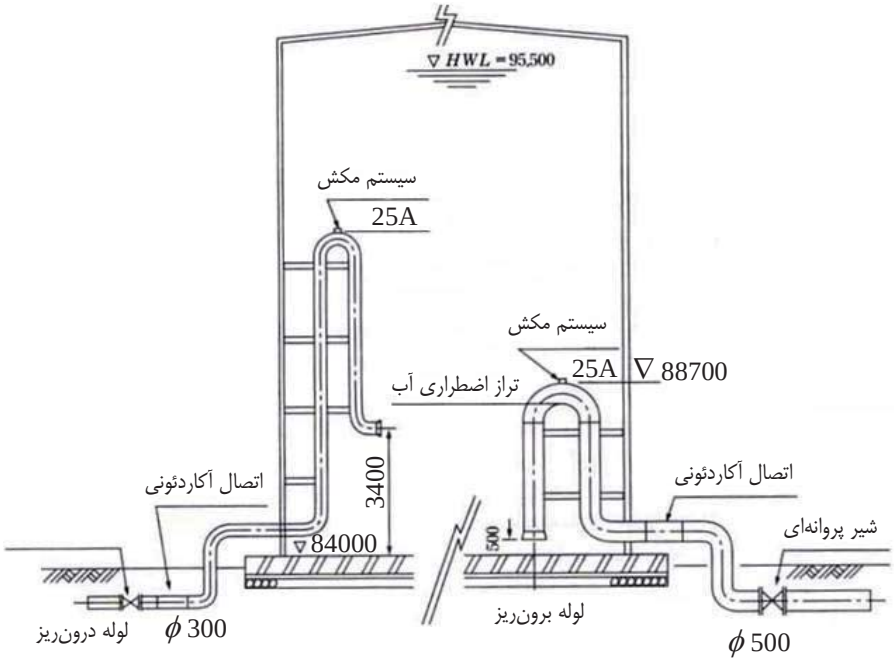
جابجایی نسبی ناشی از رفتار متفاوت لوله و تجهیزات عامل اصلی در طراحی ضد لرزه ای آن‌ها می باشد.

برای جذب جابجایی نسبی فوق بایستی تمهید لازم حسب موقعیت و فرایند عملکرد در طراحی ملحوظ شود.

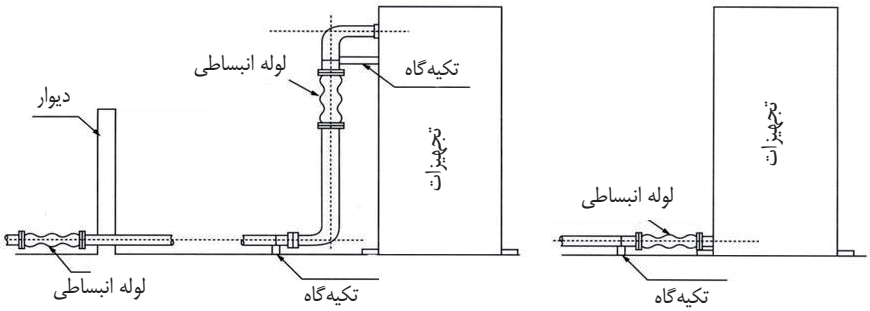
استفاده از اشکال انعطاف پذیر یکی از روشهای مناسب جذب این جابجایی نسبی بوده و در طراحی متداول می باشد.

اتصالات مختلف انعطاف پذیر با انواع مختلف راه حل مناسب دیگری برای جابجایی نسبی زیاد در محل اتصال لوله به تجهیز بوده و در طراحی لرزه ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. مشخصات این اتصالات توسط سازنده آن‌ها ارائه می شود. در غیر اینصورت می توان از طریق آزمایشات استاندارد مشخصات آن‌ها را بدست آورده و با جابجایی مورد نیاز مقایسه نمود.

برای نمونه مواردی از این تمهیدات طراحی در بعضی از تجهیزات در اشکال ۴-۴ و ۴-۵ داده شده است.



شکل ٤-٤ لوله‌های اطراف مخزن



شکل ٤-٥ لوله‌های اطراف مخازن و تجهیزات

٤-٣-٨- خطوط لوله آب‌رسانی

طراحی لرزه‌ای خطوط لوله آب‌رسانی اعم از انتقال یا توزیع نیز بر اساس دو حالت حدی در دو سطح خطر صورت می‌پذیرد:

۱- در حالت حدی آسیب، خط لوله باید بدون آسیب پس از زلزله‌ای با سطح خطر-۱، مورد بهره‌برداری قرار بگیرد. سازه باید تحت این زلزله ارتجاعی رفتار نماید.

۲- در حالت حدی نهایی، آسیب‌های احتمالی خط لوله در سطح خطر-۲ باید طوری باشد که در حداقل زمان ممکن قابل تعمیر و بازیابی باشد. یعنی تحت زلزله سطح خطر-۲ دچار گسیختگی یا شکست کلی نشود.

اگر از سطح خطر-۱ استفاده شود، از روش تنش مجاز و در غیر این صورت از روش شکل‌پذیر برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود.

٤-۳-۸-۱- عملکرد لرزه‌ای انواع خط لوله

به عنوان یک قانون کلی، ایمنی خط لوله در حین زلزله، باید با در نظر گرفتن مقاومت و انعطاف‌پذیری آن بررسی شود.
دو نوع خط لوله مربوط به تأسیسات آب‌رسانی، وجود دارد:
خطوط لوله گسسته: در این خطوط انعطاف‌پذیری، بیشتر به اتصال وابسته است.
خطوط لوله پیوسته: در این خطوط انعطاف پذیری، بیشتر به مصالح بدنه لوله وابسته است.

روش محاسبات لرزه‌ای برای مسیر خطوط لوله اصلی مدفون توضیح داده شده است. قابلیت لرزه‌ای با استفاده از روش تغییر مکان پاسخ بررسی می‌شود. این تغییر مکان، تغییر مکان نسبی خط لوله و زمین می‌باشد.

خطوط لوله گسسته معمولاً از چدن نشکن و بتن می‌باشد.

خطوط لوله پیوسته از فولاد و پلی‌اتیلن ساخته می‌شود.

در جدول (۴-۱) فرضیات اولیه برای طراحی خطوط لوله گسسته و پیوسته، خلاصه شده است. تنش مؤلفه‌های خط لوله گسسته و ظرفیت انعطاف‌پذیری قطعات طبق روند زیر محاسبه می‌شوند.

مهم‌ترین نکته در طراحی لرزه‌ای خطوط لوله گسسته این است که ظرفیت انبساطی قطعات خط لوله گسسته که تحت بارهای زنده و شرایط عادی قرار دارند، نباید از حداکثر ظرفیت انبساطی طراحی تجاوز کند.

جدول ٤-۱ کلیات کنترل ایمنی خطوط لوله در طراحی لرزه ای

بار لرزه ای	شرایط بار	کنترل رفتار	
		خط لوله گسسته	خط لوله پیوسته
سطح خطر-۱	بار ناشی از زلزله بهره‌برداری+ بار دائم	بدنه خط لوله در حالت ارتجاعی: تنش بدنه لوله ≥ تنش مجاز انبساط سهم یک اتصال ≥ ظرفیت جذب تغییر مکان حد بهره برداری اتصال	تنش بدنه لوله (حالت ارتجاعی) < تنش مجاز بدنه لوله
سطح خطر-۲	بار ناشی از زلزله طرح+ بار دائم	بدنه خط لوله در حالت غیر ارتجاعی : تنش بدنه لوله ≥ تنش حد نهایی انبساط سهم یک اتصال ≥ ظرفیت جذب تغییر مکان حد نهایی اتصال	تنش بدنه لوله (رفتار خمیری) < تنش حد نهایی بدنه لوله

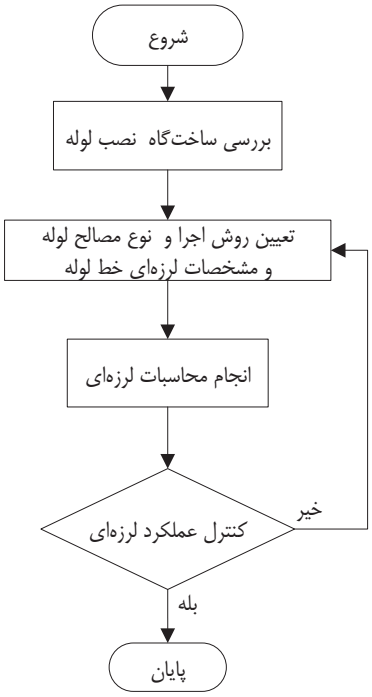
- در صورت احراز ایمنی تحت زلزله سطح خطر-۲، ایمنی تحت سطح خطر-۱ نیز باید ارضاء شود.
- حداکثر انبساط بر اساس انبساط اتصال می‌باشد.
- در لوله فلزی جوش شده تنش ناشی از زلزله سطح خطر-۱ باید کمتر از تنش مجاز باشد.
- در لوله گسسته در حالات عادی بررسی ظرفیت انبساط اتصالات کافی است و نیازی به کنترل تنش بدنه نمی‌باشد.
- در لوله پیوسته در زلزله سطح خطر-۱ تنش مصالح بدنه تحت بار زنده باید کمتر از تنش تسلیم مصالح باشد.
- کرنش متناظر با تنش تسلیم به صورت رابطه (۴-۹) می‌باشد:

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E \qquad (۹-۴)$$

- در سطح خطر-۱، حفظ هندسه لوله، کرنش لوله باید کمتر از 23t/D درصد یا حدود ٪(۰/۱۵~۰/۲) باشد.
- در سطح خطر-۲، کرنش مجاز با در نظر گرفتن بار آزاد ساکن، کمتر از 46t/D درصد یا حدود ٪(۰/۳~۰/۴) است که در واقع بیان دیگری از کنترل تنش مجاز می‌باشد.

٤-۳-۸-۲- روند کلی طراحی لرزه‌ای خط لوله

طراحی لرزه‌ای خط لوله باید طبق مراحل زیر انجام شود.



شکل ٤-٦ روند طراحی لرزه‌ای خط لوله

۱- بررسی ساخت‌گاه نصب خط لوله

در طراحی خط لوله، مراحل بررسی به منظور نصب خط لوله از نظر زمین‌شناسی و ژئومورفولوژی و کاربرد زمین، به صورت زیر می‌باشد.

الف) بررسی محل بر اساس اطلاعات موجود و گسل‌های فعال شناخته شده

ب) تهیه جانمایی و پروفیل مقاطع نصب لوله

ج) تهیه نقشه زمین‌شناسی شامل مقادیر N، وزن مخصوص خاک و سطح آب زیرزمینی

د) تدقیق نقشه زمین‌شناسی بر اساس اکتشاف تکمیلی در صورت لزوم

۲- مطالعه زمین‌شناختی

الف) گمانه‌های اکتشافی در فاصله حداکثر ۱۰۰ متری و در زمین‌های مشکل‌دار در فواصل کمتر تا عمق مورد نیاز باید زده شود.

ب) استخراج ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی زمین: ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی زمین برای هر لایه خاک باید تعیین شود.

۳- تعیین روش ساخت و مصالح لوله

الف) انتخاب روش اجرا و مصالح لوله

انتخاب روش اجرا و مصالح لوله بر اساس شرایط زمین‌شناسی و محدودیت‌های اجرایی و نوع مسیر انجام می‌شود.

ب) تعیین تعداد قطعات لوله و تجهیزات لازم

تعیین تعداد قطعات لوله و تجهیزات لازم بر اساس نوع عملکرد مورد نظر انجام می‌شود.

ج) انتخاب مصالح لوله، ضخامت و نوع اتصالات

انتخاب مصالح لوله ضخامت و نوع اتصالات بر اساس نوع زمین، روش اجرا و رفتار انجام می‌شود. مشخصات لوله بر اساس بارهای وارده شامل بار مرده و زنده، فشار جانبی خاک، حرارت، نیروهای نامتعادل‌کننده و زلزله تعیین می‌شود.

۴- محاسبات لرزه‌ای

محاسبات لرزه‌ای باید با روش فصل هفتم این راهنما انجام شود.

رفتار لوله‌های مستقیم و خم‌ها باید به طور جداگانه بررسی شود.

۵- کنترل ایمنی

کنترل ایمنی بر اساس نوع رفتار مورد انتظار از سازه انجام می‌شود.

٤-۳-۸-۳- مراحل طراحی خط لوله مدفون

۱- در محاسبات لرزه‌ای خطوط لوله مدفون ایمنی لرزه‌ای با روش پاسخ تغییر مکان کنترل می‌شود.

۲- برای لوله‌های گسسته علاوه بر کنترل انبساط و انقباض ، دوران اتصالات نیز باید کنترل گردد.

۳- برای طراحی لرزه‌ای شافت‌ها، مجرای پوشش‌دار، مجرای مشترک تأسیسات شهری و سپری‌ها از روش شبه استاتیکی و روش پاسخ تغییر مکان استفاده می‌شود.

۴- در مورد کنترل تنش در بدنه لوله‌ها در مواردی که تنش فشاری و کششی بحرانی وجود داشته باشند، تنش فشار تعیین کننده می باشد.

۵- در محل اتصال به سازه‌ها و ساختمان‌ها، پاسخ با انجام تحلیل دینامیکی کنترل می‌شود.

٤-۳-۸-٤- طراحی لرزه‌ای خط لوله روزمینی

طراحی لرزه‌ای خط لوله روزمینی و ملحقات آن تحت اثر موج لرزه‌ای، با توجه به موارد زیر انجام می‌شود:

۱- اگر از سطح خطر-۱ استفاده شود، از روش تنش مجاز برای طراحی استفاده می‌گردد.

۲- اگر از سطح خطر-۲ استفاده گردد، برای طراحی لرزه‌ای باید از روش طراحی شکل پذیر استفاده نمود.
۳- شدت لرزه بر اساس فاز ۲ این راهنما به دست می‌آید.
۴- از آن‌جا که نمی‌توان از اثرات نیروی اینرسی و فشار دینامیکی آب در شرایطی که سطح آب بالا است صرف‌نظر کرد، انجام بررسی ایمنی با روش تحلیل دینامیکی بعد از انجام روش شبه استاتیکی توصیه می‌شود.
۵- برای طراحی لرزه‌ای سازه‌هایی که حرکات پیچیده‌ای تحت زلزله طرح دارند، جهت بررسی صحت نتایج محاسبات از روش‌های شبه استاتیکی یا روش تغییر مکان پاسخ، باید از روش تحلیل دینامیکی استفاده شود.
۶- اهم لوله‌های روزمینی، لوله‌های پل گذر و یا پل‌های آب گذر می‌باشند که بر روی پایه قرار دارند. برای این لوله‌ها جابجایی نسبی تکیه‌گاه‌ها تعیین کننده بوده و ارتعاش تکیه‌گاه‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر لوله متکی بر آن‌ها ندارد.

۱- پل لوله آب و پل‌های آب‌گذر سازه‌هایی هستند که از رودخانه‌ها عبور می‌کنند.
۲- در زلزله‌های گذشته این سازه‌ها به دلیل آسیب‌دیدگی سیستم نگه‌دارنده و پایداری آن‌ها دچار خسارت شده‌اند؛ لذا اتصال پایه‌ها به زمین یا به پل موجود باید دارای مقاومت زیاد باشد.
۳- پل‌های لوله آب و پل‌های آب گذر سازه‌های ساده‌ای می‌باشند و معمولاً حداکثر ۲ مد ارتعاش غالب دارند. بنابراین می‌توان سازه را با روش شبه استاتیکی طراحی نمود و تنها زمانی از تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود که رفتار سازه پیچیده باشد.
۴- پل‌های لوله آب و آب گذری که به تحلیل دینامیکی نیاز دارند، عبارتند از:

- پل‌هایی که ارتعاش قائم قابل توجه و پریود بیش از ۱/۵ ثانیه دارند، پل‌های با پایه‌های مرتفع (متجاوز از ۳۰ متر)، پل‌های با مدهای ارتعاشی بالا و پل‌هایی که تغییر مکان آن‌ها بسیار زیاد است.
- روش تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی می‌تواند برای تحلیل دینامیکی به‌کار گرفته شود که انتخاب آن بستگی به اهداف طراحی دارد. دو مدل دینامیکی وجود دارد که یکی مدل جرم پیوسته لوله و دیگری جرم گسسته است. به علت شرایط میدانی محدود در روش اول، بیشتر از روش دوم استفاده می‌گردد.

فصل ۵

طراحی لرزه‌ای و کنترل‌ایمنی حوضچه تصفیه و مخزن مدفون

۵- حوضچه تصفیه (و مخزن مدفون)

در این فصل طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی حوضچه‌های مدفون نظیر حوضچه تصفیه آب و مخازن مدفون آب ارائه شده است. برای سهولت فقط از واژه «حوضچه» استفاده شده است.

۵-۱- روش محاسبات لرزه‌ای

۵-۱-۱- کلیات

سازه‌های حوضچه آب، سازه‌هایی به نسبت صلب هستند که از بتن مسلح ساخته شده‌اند.
در بسیاری از موارد، این سازه‌ها در زیر زمین ساخته می‌شوند. بنابراین در حین زلزله نه تنها تحت تأثیر نیروی اینرسی ناشی از وزن هستند بلکه از فشار خاک و تغییرشکل زمین اطراف خود نیز اثر می‌پذیرند.
طراحی لرزه‌ای باید با استفاده از روش شبه استاتیکی (محاسبه نیروی اینرسی ناشی از زلزله) و روش پاسخ تغییر مکان (محاسبه نیروی اندرکنش ناشی از تغییرشکل خاک روی سازه در هنگام زلزله)، انجام شود.

۵-۱-۲- روش شبه استاتیکی

۱- محاسبات لرزه‌ای سازه حوضچه با صلبیت بالا که پریود طبیعی کمتر از ۰/۵ ثانیه دارد، به روش شبه استاتیکی می‌باشد.
۲- در این حالت باید نیروی اینرسی ناشی از وزن سازه، وزن بارگذاری و فشار خاک در حین زلزله (فشار مستقیم و برشی خاک) در نظر گرفته شود.
۳- هنگامی که حوضچه در زیر زمین قرار دارد، ضریب زلزله افقی وارد بر مرکز ثقل سازه باید از درون‌یابی ضرایب با در نظر گرفتن فاصله بین سطح زمین و بستر، محاسبه شود.
۴- هنگام استفاده از سطح خطر-۱، نیازی به در نظر گرفتن رفتار غیر خطی زمین و سازه نیست.
۵- ضریب زلزله قائم نصف ضریب زلزله افقی در نظر گرفته می‌شود.

۵-۱-۳- روش پاسخ تغییر مکان

۱- هنگامی که ابعاد مقطع سازه حوضچه بزرگ است و از طرفی خصوصیت زمین در این محدوده بسیار متغیر است، شکل توزیع پاسخ حرکت زمین در حین زلزله بسته به ضخامت و خصوصیت لایه سطحی زمین، متفاوت خواهد بود.
۲- در این حالت لازم است نیروی لرزه‌ای مربوط به تغییر مکان در حین زلزله و ثابت‌های فنر بین زمین و سازه برای ارزیابی نیروی مقطع و تنش سازه محاسبه شود.
۳- تغییر مکان زمین باید محاسبه شود.

۴- هنگام استفاده از سطح خطر-۱، نیازی به در نظر گرفتن رفتار غیر خطی زمین و سازه نیست.

۵-۱-٤- تحلیل دینامیکی

برای سازه حوضچه با مقیاس بزرگ و با اهمیت بالا علاوه بر روش شبه استاتیکی و روش پاسخ تغییر مکان باید تحلیل دینامیکی نیز انجام شود.

۵-۱-۵- مدل‌سازی محاسباتی

زمین و سازه باید بر اساس نوع، مقیاس سازه، خصوصیات سازه و خاک به طور مناسب مدل‌سازی شوند.

- از مدل‌های سازه‌ای می‌توان به مدل قاب صلب، دال، مدل تیر و پوسته، مدل جرم- فنر، مدل‌های FEM دو بعدی و سه بعدی و موارد دیگر اشاره کرد.
- برای مدل کردن رفتار دینامیکی زمین می توان از روشهای دو یا سه بعدی اجزاء محدود بویژه با استفاده از المان لایه نازک (Thin-Layer Element) استفاده نمود.
- در مدل‌سازی زمین و سازه‌ها، عموماً هنگامی که از سطح خطر-۱ استفاده می‌کنیم، نیازی به در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح سازه و زمین نیست. اگرچه، رفتار غیر خطی مصالح در موارد دیگر باید به طور مناسب در نظر گرفته شود.

۵-۲- اثرات زلزله

در طراحی لرزه‌ای سازه حوضچه موارد زیر باید در نظر گرفته شود:

۱- نیروی اینرسی ناشی از وزن مرده سازه و غیره.

۲- تغییر مکان یا تغییرشکل زمین در حین زلزله.

۳- فشار خاک در حین زلزله.

۴- فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله.

۵- ارتعاش سطح آب (تلاطم).

۶- روان گرایی و گسترش جانبی زمین.

۱- نیروی اینرسی

لازم است که پوشش‌های خاک در محل سازه‌ها، جهت ارزیابی نیروی اینرسی ناشی از وزن سازه و وزن بارگذاری در نظر گرفته شود.

به طور کلی هر وزن باید در ضریب زلزله ضرب شود.

در مواردی که سازه‌ها مدفون هستند، نظیر مخازن آب، به همراه فشار خاک اطراف سازه در حین زلزله، نیروی اینرسی ناشی از اصطکاک خاک اطراف نیز باید در نظر گرفته شود.

۲- تغییرشکل زمین

بسیاری از سازه‌های حوضچه به صورت نیمه مدفون و یا مدفون ساخته می‌شود؛ لذا انتظار می‌رود که در حین زلزله، تحت تأثیر پاسخ زمین قرار بگیرد.

به منظور طراحی لرزه‌ای این سازه‌ها، کرنش و تنش ناشی از تغییرشکل زمین باید در آن‌ها محاسبه شود.

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در ساخت‌گاه‌هایی که دارای شرایط توپولوژی و زمین‌شناختی پیچیده‌ای بوده و خصوصیات فیزیکی در آن‌ها بسیار متغیر است، باید با دقت بیشتری انجام شود؛ زیرا در این موارد تأثیرات زلزله بر سازه درون خاک به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

محاسبات تغییر مکان و تغییرشکل خاک مجاور با روش پاسخ تغییر مکان و تحلیل دینامیکی انجام می‌شود.

۳- فشار خاک

به طور کلی فشار خاک در طول زلزله را می‌توان با روابط داده شده در فصل سوم محاسبه نمود.

داده‌ها و تجارب نشان می‌دهد که به فرض وقوع یک زلزله بزرگ، زمین مجاور – آن طور که از روابط انتظار می‌رود – به حالت نهایی نمی‌رسد و توزیع فشار خاک نیز با آن کمی متفاوت است.

در چنین موردی فشار خاک حین زلزله، از طریق افزایش پاسخ دینامیکی که با ضرب تغییر مکان نسبی بین سازه و زمین در فنریت خاک به دست می‌آید، ارزیابی می‌گردد.

۴- فشارهای هیدرودینامیکی و تلاطم آب

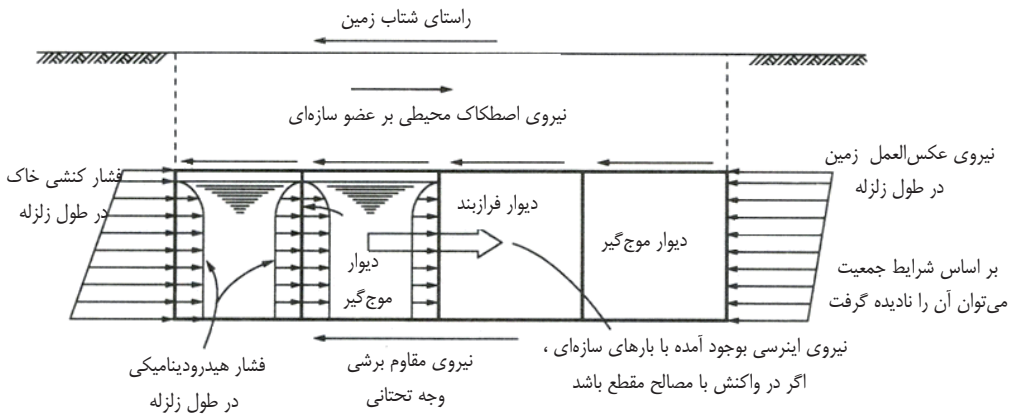
فشارهای هیدرودینامیکی ناشی از نیروی اینرسی و تلاطم، باید با توجه به روابط داده شده در این راهنما محاسبه و سپس به فشار استاتیکی آب اضافه گردد.

ارتعاش سطح آب در حوضچه‌های بزرگ و نیز حوضچه‌های ته‌نشینی شیب‌دار باید کنترل شود.

۵- روان‌گرایی و گسترش جانبی

در مواردی که زمین شیب‌دار است یا احتمال روان‌گرایی و گسترش جانبی خاک در طول خاک‌ریزها و رودخانه‌ها وجود دارد، لازم است این تأثیرات با در نظر گرفتن حرکت افقی زمین ناشی از روان گرایی، کنترل گردد.

۶- در شکل (۵-۱) نمونه‌ای از بارهای وارده بر دیواره مخزن در حالت‌های پر و خالی، نشان داده شده است.



شکل ۵-۱ نمونه بار زلزله (یک سمت مخزن پر/طرف دیگر مخزن خالی)

۵-۳- ورودی لرزه‌ای

۵-۳-۱- ضریب زلزله

ضرایب زیر بر اساس روش شبه استاتیکی در این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی محاسبه می‌شود:

- ✓ شدت لرزه افقی K_H
- ✓ شدت لرزه قائم K_V
- ✓ ضریب زلزله افقی K_{SH}
- ✓ ضریب زلزله قائم K_{SV}

این ضرایب در ادامه در محاسبات همین فصل مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۵-۳-۲- تغییر مکان افقی زمین از روش پاسخ تغییر مکان

برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های مدفون باید از روش پاسخ تغییر مکان استفاده شود.

دامنه تغییر مکان زمین U_h در عمق x (m) از سطح زمین از رابطه داده شده در این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی در بخش مربوط به روش پاسخ تغییر مکان محاسبه می‌شود.

۵-۳-۳- پریود زمین

پریود زمین از رابطه (۵-۱) به دست می‌آید،

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad (s) \qquad (۵-۱)$$

H_i : ضخامت لایه iام (m)

V_{si} : سرعت میانگین موج برشی ارتجاعی (m/s)

- سرعت موج برشی ارتجاعی زمین برای لایه‌ها با استفاده از موج ارتجاعی و آزمایش SPT اندازه‌گیری می‌شود.
- هنگامی که اندازه‌گیری‌ها موجود نباشند، سرعت موج برشی را می‌توان از مقدار N از جدول (۵-۱) به دست‌آورد.

جدول ۵-۱ سرعت موج برشی ارتجاعی زمین

رسوبات دوره‌ای		$V_S(m/s)$		
		10^{-3}	10^{-4}	10^{-6}
آبرفت کهن	رس	$129N^{0.183}$	$156N^{0.183}$	$172N^{0.183}$
	ماسه	$123N^{0.125}$	$200N^{0.125}$	$205N^{0.125}$
آبرفت	رس	$122N^{0.0777}$	$142N^{0.0777}$	$143N^{0.0777}$
	ماسه	$61.8N^{0.211}$	$90N^{0.211}$	$103N^{0.211}$

توجه: طبقه‌بندی با نسبت ترکیب ۱۰۰ درصد خاک‌های ماسه‌ای و رسی برای خاک و نیز با کرنش برشی تراز 10^{-3} و 10^{-6} برای پی کف، انجام شده است.

۵-۳-٤- فشار خاک

جهت محاسبه فشار خاک به بخش (۳-۱۱) رجوع گردد.

۵-۳-۵- فشار هیدرودینامیکی

جهت محاسبه فشار هیدرودینامیکی به بخش (۳-۱۲) رجوع گردد.

۵-۳-٦- تلاطم

جهت محاسبه تلاطم آب به بخش (۳-۱۲-۲) رجوع گردد.

۵-٤- ترکیبات بار

در طراحی لرزه‌ای حوضچه، باید ترکیبات بارهای زیر در نظر گرفته شود:

(۱) بار زنده

(۲) بار مرده

(۳) فشار خارجی (فشار خاک، فشار آب، شناوری، برکنش)

(۴) فشار داخلی (فشار آب)

(۵) نیروی اینرسی

جدول ۵-۲ ترکیبات بار تأسیسات حوضچه

وضعیت	عادی	زمین لرزه
پر از آب و فشار خارجی	(۱)، (۲)، (۳)، (۴)	(۱)، (۲)، (۳)، (۴)، (۵)
خالی و فشار خارجی	(۱)، (۲)، (۳)	(۱)، (۲)، (۳)، (۵)
پر از آب	(۱)، (۲)، (۴)	(۱)، (۲)، (۴)، (۵)

۵-۵- ملاحظات سازه‌ای

برای طراحی لرزه‌ای حوضچه باید ملاحظات سازه‌ای زیر در نظر گرفته شود:

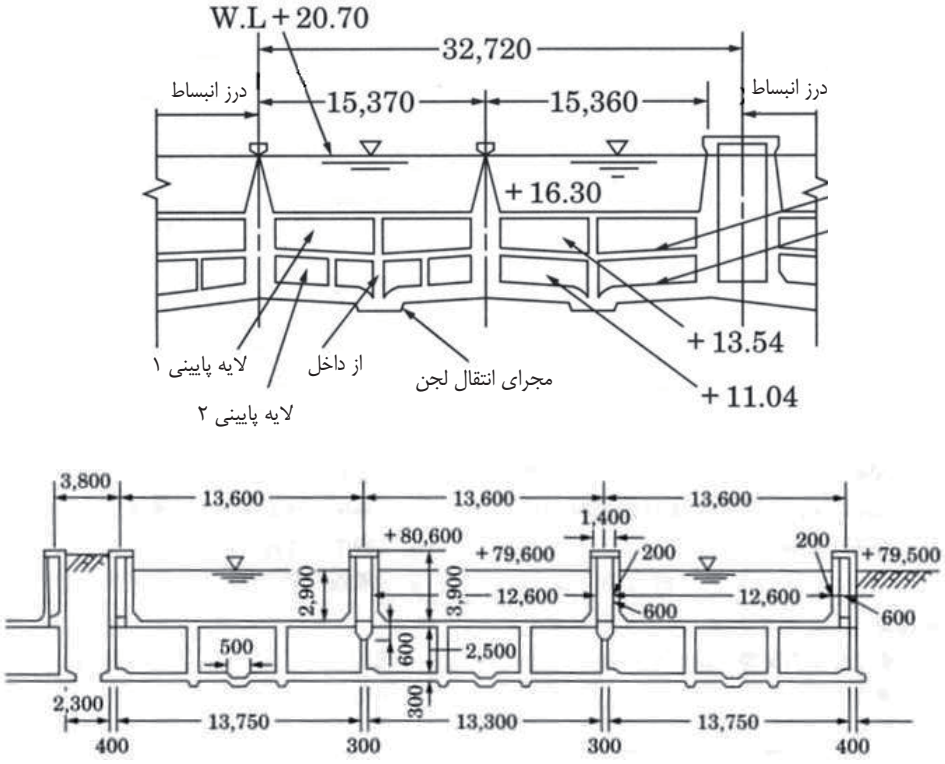
۱- حوضچه بدون سطح آزاد آب باید برای ایمنی فشار هیدرودینامیکی، کنترل و تمهیدات مناسب برای آن در نظر گرفته شود.

۲- حوضچه با درز انبساط باید مانند دیوار برشی کنترل گردد.

۱- حوضچه بسته بدون سطح آزاد آب

- در حوضچه بسته تحت فشار، نظیر حوضچه چند لایه که سطح آزاد آب ندارند، حرکت قائم کنترل شده و فشار هیدرودینامیکی افزایش می‌یابد. در چنین مواردی، باید فشار هیدرودینامیکی مؤلفه‌های افقی و قائم کنترل شود.

- بر اساس تحلیل نظری، فشار هیدرودینامیکی در حوضچه بسته با زیاد شدن عرض آن افزایش می‌یابد.
- به عنوان یکی از تمهیدات، حوضچه پایین‌تر از حوضچه چند لایه به چندین بخش کوچک تقسیم و فشار هیدرودینامیکی، همان طور که در شکل (۵-۲) نشان داده شده است، کاهش می‌یابد.



شکل ۵-۲ نمونه حوضچه چند لایه‌ای

۲- درز انبساط

حوضچه، سازه‌ای است که عموماً با خاک پوشیده می‌شود. در حین زلزله نیروی افقی خاک، تحت تأثیر زمین قرار دارد. در حوضچه مستطیلی بدون درز انبساط، از آن‌جا که نیروی برشی جانبی از طریق دیواره کناری به کف حوضچه منتقل می‌شود، نیازی به ساخت دیوار برشی نیست.

از آن‌جایی که حوضچه مستطیلی با درز انبساط تحت تأثیر پیچش ناشی از نیروی برشی جانبی قرار دارد، لذا برای اجتناب از این حالت باید از دیوار برشی استفاده شود.

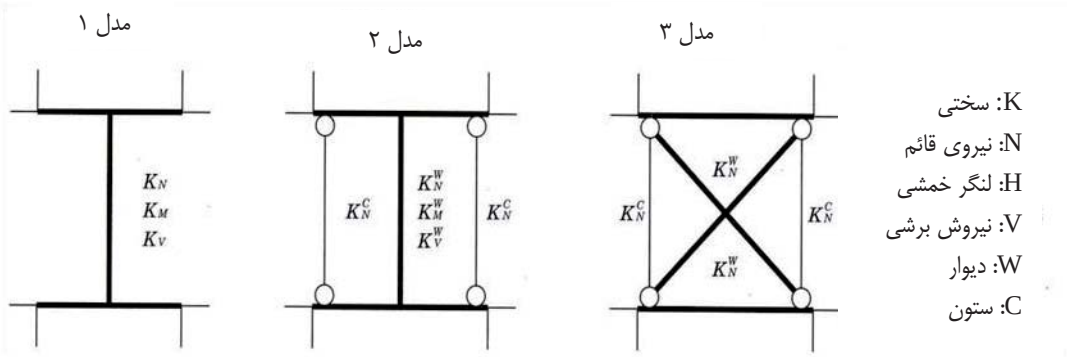
استفاده از دیوار کنترل کننده جریان به عنوان دیوار برشی مفید است، چرا که تحت تأثیر پیچش قرار نمی‌گیرد.

دیوار برشی باید بر اساس راهنمای سازه بتنی طراحی شود.

- ✓ دیوار برشی متأثر از نیروی افقی باید با روش حد نهایی طراحی شود.
- ✓ ستون نزدیک دیوار برشی باید به عنوان سازه با قاب صلب طراحی شود.

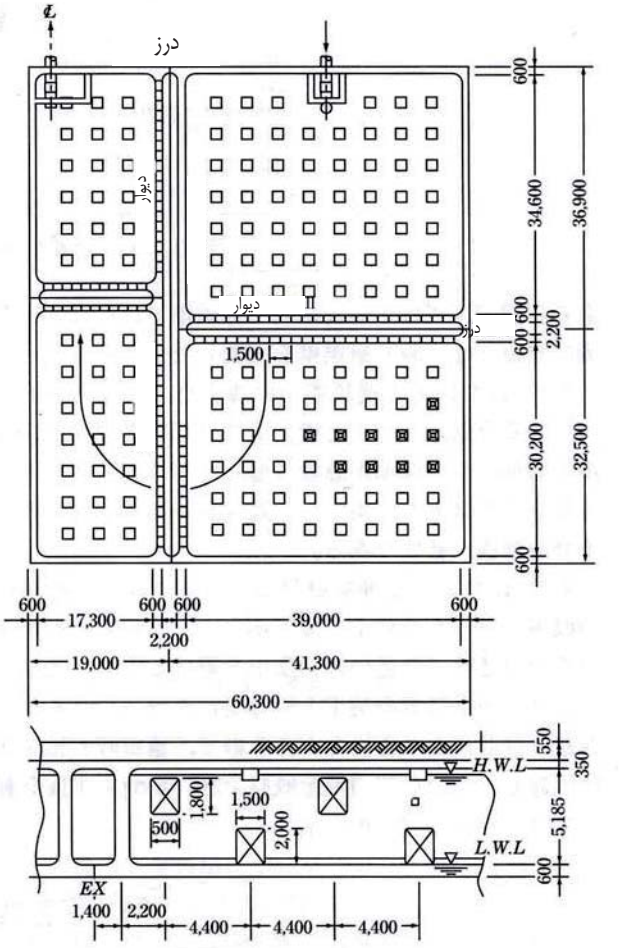
جهت کنترل ایمنی دیوار برشی هنگامی که مدل تیر برای دیوار متصل به قاب صلب به کار می‌رود، در نظر گرفتن عملکرد لرزه‌ای، صلبیت دیوار و ستون مجاور، شرایط انتقال بار و مکانیزم‌های شکست ضروری است.

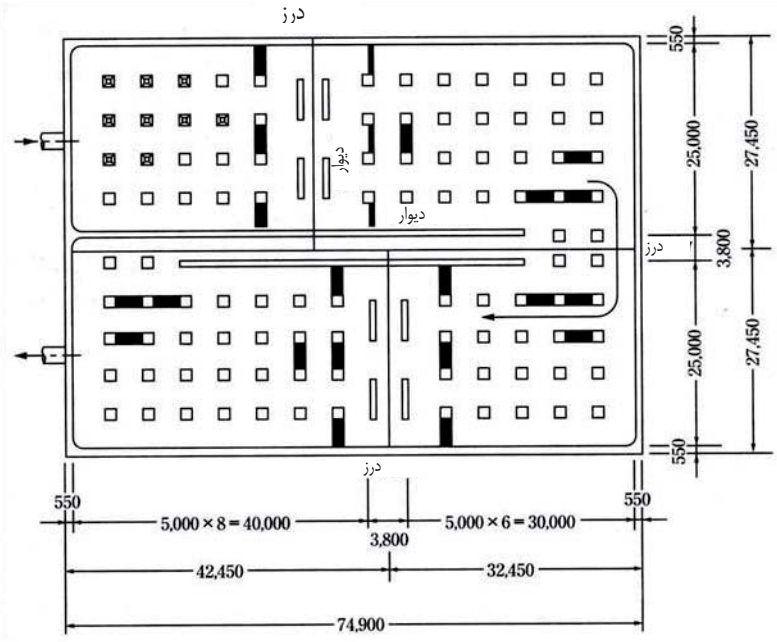
برای این منظور همان‌طور که شکل (۵-۳) نشان می‌دهد می‌توان مدلی را برای دیوار در نظر گرفت که در اولی از یک ستون، در دومی از یک دیوار و در سومی از یک مهاربند به عنوان جایگزین دیوار استفاده نمود.



شکل ۵-۳ مدل‌های سه‌گانه استفاده از المان تیر به‌جای دیوار برشی

- در دیواره کناری، دیوار برشی و در ستونی که نیروی برشی زلزله را می‌گیرند، لازم است که میل‌گرد افقی و حلقوی، به میزان کافی، جهت کشش در راستای قطری نصب شده باشد.
- در مورد طراحی دیوارها به نشریه ۱۲۳ مراجعه شود.
- شکل (۵-۴) نشان می‌دهد که دیوار برشی در کل بخش در طول درز انبساط نصب شده است.





شکل ۵-٤ نمونه‌ای از یک حوضچه با دیوارهای برشی داخلی

۵-٦- جزئیات اجرایی برای عملکرد ایمن‌تر در زلزله

برای عملکرد ایمن‌تر در زلزله، در طراحی لرزه‌ای حوضچه، باید موارد زیر در نظر گرفته شود:

۱- تفاوت در سطح مقطع تأسیسات حوضچه نباید زیاد باشد و کنج حوضچه باید پشت بند داشته باشد.

۲- صرف‌نظر از این‌که درزهای انبساط تغییر شکل‌های ناشی از دما و زمین‌لرزه را جذب می‌کنند، می‌توانند منجر به ضعف سازه شوند. در این مورد دقت در جهت تأمین ظرفیت جذب تغییرشکل ناشی از دما و زلزله در درز انبساط ضروری است.

۳- در صورت نیاز باید مواد یا روکش عایق مقاوم در برابر مواد شیمیایی و مناسب آب‌بندی به کار رود.

۱- پشت بند کنج

- این بخش باید به اندازه کافی تقویت شود زیرا در این ناحیه تمرکز تنش وجود داشته و می‌تواند ضعیف‌ترین بخش در عضو و قسمت منحنی باشد.
- در این قسمت و مقطع آن، نیروی عکس‌العمل متمرکز شده و عملکرد اعضایی هم‌چون اتصال تکیه‌گاه میانی تیر سراسری، ستون، شالوده، دال‌ها و دیوارها به طور ناگهانی تغییر می‌نمایند.

۲- درز انبساط

- درز انبساط برای جلوگیری از ترک انقباضی بعد از بتن‌ریزی، اجتناب از جذب انبساط ناشی از تغییرات دما، تمرکز تنش در محل اتصال با سازه دیگر و یا در مراحل ساخت بتن به کار می‌رود.
- این محل می‌تواند نقطه ضعف سازه‌ای محسوب شود. اما به منظور داشتن عملکرد ضدآب و نصب بر روی بستر نرم، باید تمهیداتی به منظور جذب کافی انبساط ناشی از تغییر مکان نسبی، در حین زلزله، در نظر گرفته شود.
- به طور کلی درز انبساط در فواصل ۲۰ تا ۳۰ متری قرار داده می‌شود. به منظور افزایش فواصل می‌توان از سیمان منبسط شونده استفاده نمود.

۳- بتن

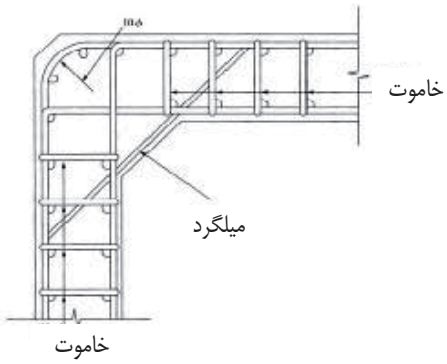
- سازه حوضچه باید بر اساس مشخصات مربوط به سازه‌های بتنی طراحی شود.
- در مرحله ساخت باید به مواردی از قبیل نفوذ آب از ترک بتن، خوردگی بتن مسلح، ضعف زمین زیر پی گسترده و نشست نابرابر لوله زیرزمینی توجه شود.
- در صورتی که دیواره کناری مربوط به حوضچه‌های با مقیاس بزرگ، از بتن حجیم ساخته شده باشد، احتمال ایجاد ترک‌های حرارتی ناشی از حرارت هیدراته وجود دارد.
- انتخاب نوع مصالح و طرح اختلاط، نحوه نصب میل‌گردهای مسلح برای جلوگیری از افزایش عرض ترک و نصب درز کاذب از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشند.
- از فواید درز کاذب این است که خاصیت آب‌بندی در راستای ضخامت دیواره کناری بهتر شده و عملکرد و دقت تعمیر در محل ترک‌های انحرافی که در راستای تصادفی با مقطع V شکل ایجاد شده‌اند، بالا برده می‌شود.
- ضوابط و معیارهای عرض ترک در نشریه ۱۲۳ داده شده است.

- از آن‌جایی که موقعیت و راستای درزهای ساختمانی تأثیر زیادی در مقاومت سازه دارد، بهتر است درز ساختمانی در راستای عمود بر نیروی فشاری و در محلی که نیروی برشی کوچک است، نصب شود.
- در بخش اتصال ستون و تیر بهتر است درز انبساط در بالای ستون، با در نظر گرفتن نشست بتن، کار گذاشته شود.
- از آن‌جا که درز ساختمانی، نقطه ضعف در خوردگی بتن مسلح محسوب می‌شود، بهتر است از نصب آن در محلی که مواد خورنده به آسانی نفوذ می‌کنند، خودداری شود.
- در مواردی که از مواد روان‌کننده در بتن به منظور اهدافی از قبیل جلوگیری از ترک، افزایش خاصیت نفوذناپذیری هوا و آب‌بندی، کاهش میزان حرارت‌زایی بتن‌ریزی حجیم و بهبود ساخت استفاده می‌شود، با افزایش بسیار زیاد اسلامپ یا کم شدن ذرات بسیار ریز، جداسازی به راحتی رخ می‌دهد.
- تغییرات اسلامپ نسبت به زمان افزایش و محتوای هوا کاهش می‌یابد، لذا باید به آن‌ها توجه نمود.
- در ساخت بتن روان، لازم است نوع مصالح، نحوه اختلاط و نوع روان کننده مورد استفاده در بتن جهت اطمینان از کیفیت آن مورد بازرسی قرار گیرد.
- از آن‌جایی که خوردگی بتن و میل‌گرد تحت اثر افزودنی‌هایی نظیر کلرین و سولفونات آلومینیوم می‌تواند قابل ملاحظه باشد، وجه داخلی حوضچه بهتر است از بتن مسلح با ضخامتی حداقل برابر ۱۰ سانتی‌متر یا بیشتر پوشیده شود.
- در شرایطی که دیواره حوضچه آب‌بندی شده باشد، این ضخامت می‌تواند ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.
- در رابطه با سایر مشخصات ضروری، موارد زیر را بیان می‌کند:
  - ✓ سازه‌ای که از تیر، ستون، دال و دیوار ساخته شده است باید به صورت یک سازه قابی، تحلیل شود.
  - ✓ گوشه‌های قاب باید تقویت گردد.
  - ✓ آرایش میلگرد مسلح در قسمت کنج باید با در نظر گرفتن اتصال بتن تعیین شود.
  - ✓ خاموت‌بندی در مجاورت اتصال تیر– ستون به صورت حلقوی با گام‌های نزدیک باید اجرا شود.
  - ✓ حداقل فاصله میلگردها برابر حداقل فاصله لازم برای بتن‌ریزی مناسب در اطراف میل‌گردهای کششی می‌باشد.
  - ✓ قطع میل گردها باید مرحله به مرحله انجام شود.
  - ✓ از میل گردهای مسلح اضافی نیز باید استفاده گردد زیرا میل‌گرد فولادی کششی در هنگام جای‌گیری در کنج داخلی قاب صلب، بتن را تحت تنش قرار می‌دهد.
  - ✓ در مورد مقاطع با ابعاد بزرگ‌تر از یک متر، میل‌گرد حلقوی مرکزی باید به گونه‌ای آرایش یابد که از کمانش میل‌گرد فولادی محوری ممانعت به عمل آورد.
  - ✓ اتصال میل‌گرد فولادی نباید در محل مقطع با تنش زیاد انجام شود.
  - ✓ گوشه عضو بتنی باید فارسی بر شود تا مانع خرابی بتن به خصوص در محل با آب و هوای سرد و متغیر شود.
  - ✓ برای جلوگیری از ایجاد ترک ناشی از تغییر دما و انقباض بتن، باید از میل‌گرد حداقل یا حرارتی استفاده شود.

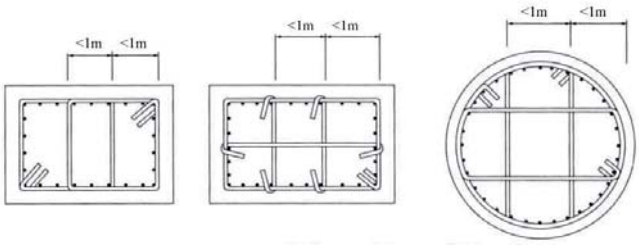
- ✓ جهت تقویت در برابر ترک و جلوگیری از تمرکز تنش، باید در نزدیکی خروجی دال و دیوار میل‌گرد قرار داده شود.

۴- ورق‌های مقاوم در برابر مواد شیمیایی و آب‌بند

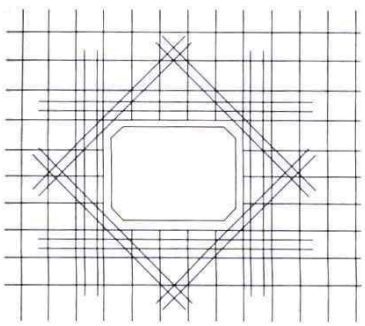
- به منظور ممانعت از نفوذ آب و مواد شیمیایی، نظیر کلرین و سولفونات آلومینیوم و ازن، باید آب‌بند با رزین اپوکسی در بتن داخلی ساخته شود.
- در صورتی که از پلاستیک یا ملات برای پوشش استفاده شود، شرایط ساخت از قبیل هدف کاربرد و عملیات بتن‌ریزی باید مد نظر قرار گیرد.



شکل ۵-۵ نحوه آرایش میل‌گرد مسلح در گوشه حوضچه بتنی



شکل ۵-٦ نمونه آرایش میل‌گرد مسلح در مقاطع بزرگ



شکل ۵-۷ نمونه آرایش میل‌گرد مسلح در اطراف بازشوها

برای جزئیات بیشتر در اجرای بتن مسلح، می‌توان به نشریه ۱۲۳، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آئین‌نامه بتن ایران مراجعه نمود.

فصل ۶

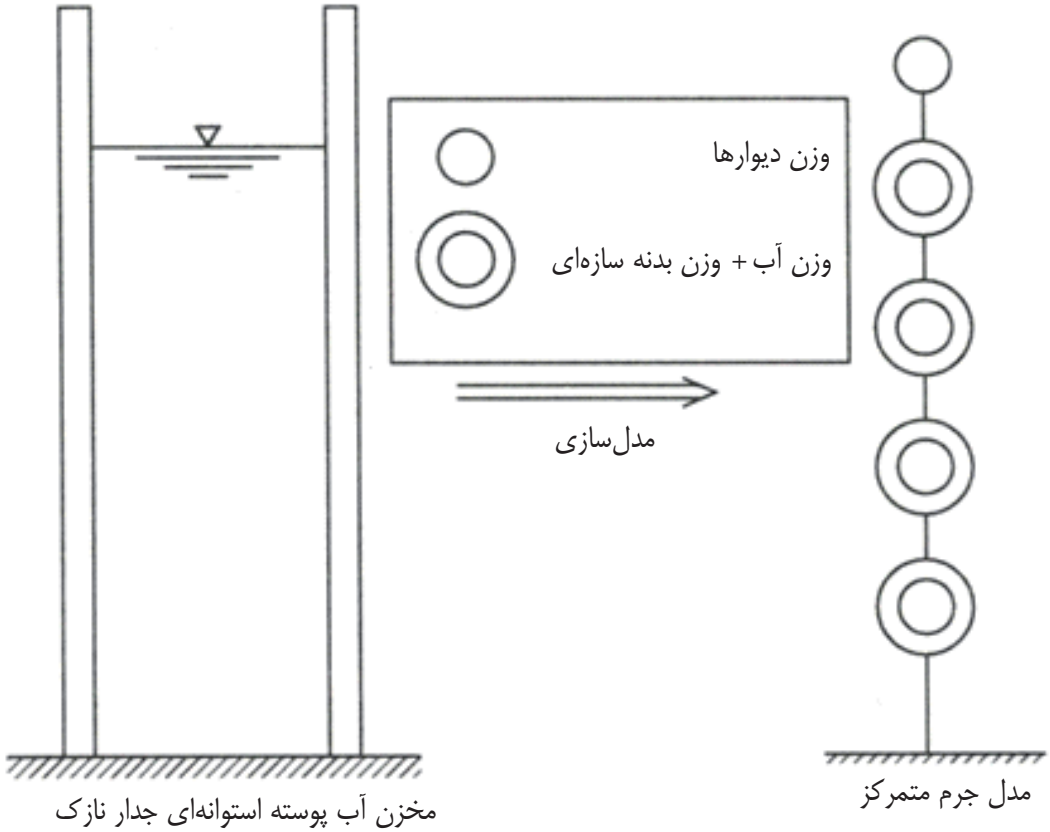
طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی مخازن روزمینی و هوایی آب

٦-١- مخازن روزمینی

٦-١-١- روش محاسبات لرزه‌ای

محاسبات لرزه‌ای مخازن روزمینی باید بر اساس شکل، خصوصیات و اندازه سازه به صورت کلی یا جزئی انجام شود.
معمولاً روش شبه استاتیکی برای محاسبات لرزه‌ای مخازن روزمینی به کار می‌رود. هنگامی که ضریب زلزله بزرگ است، باید با توجه به نوع زمین و پریود طبیعی سازه، ضریب زلزله معادل طراحی در نظر گرفته شود.

بسیاری از مخازن ذخیره روزمینی، سازه‌های پوسته‌ای استوانه‌ای شکل جدار نازک هستند. تغییر شکل این مخازن می‌تواند تقریباً مانند سیستم برش یا برش- خمش در تیرها محاسبه شود. بنابراین تحلیل مدل به صورت تیرهای برشی ضروری است. اندازه مدل به اندازه سازه بستگی دارد. مدل‌ها شامل ۵ تا ۱۰ جرم متمرکز مناسب می‌باشد. لزوماً تحلیل پاسخ لرزه‌ای پوسته‌ها، به تنهایی کافی نمی‌باشد. بنابراین توصیه می‌شود جهت طراحی لرزه‌ای، مخازن آب به صورت مدل تیرهای برشی با سیستم جرم متمرکز تحلیل شوند (شکل ۶-۱).



شکل ٦-١ مدل تحلیل دینامیکی

نیروهای خارجی در مدل پوسته، از پاسخ هر جرم نقطه به دست می‌آیند. در تحلیل مدل (به صورت تیرهای برشی خمشی) مخازن آب، جرم نقطه‌ها در نظر گرفته می‌شوند. تحلیل پوسته با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی که در آن نیروهای خارجی به کار می‌روند، انجام می‌شود.

دو روش تحلیلی زیر مورد قبول است:

الف) تحلیل مودال با استفاده از طیف پاسخ استاندارد یا چند طیف پاسخ موج زلزله‌های معروف.

ب) تحلیل با استفاده از انتگرال مستقیم موج زلزله، که در آن شکل چند موج زلزله معروف به کار رفته است.

انتخاب طیف پاسخ یا ورودی موج زلزله خاص از طریق انتگرال مستقیم، باید با در نظر گرفتن خصوصیات لرزه‌ای زمین مخزن آب انجام شود.

٦-١-٢- روش شبه استاتیکی

نیروی زلزله از ضرب وزن در ضریب زلزله، محاسبه و در مرکز ثقل سازه اعمال می‌گردد.

٦-١-٣- روش ضریب زلزله معادل

۱- در این روش، ضریب زلزله افقی طراحی به صورت حاصل‌ضرب ضریب زلزله افقی استاندارد و ضریب خصوصیت سازه، C_S، به دست می‌آید.

۲- شدت لرزه و ضریب زلزله طراحی از این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی قابل محاسبه می‌باشند.

۳- ضریب خصوصیت سازه به صورت رابطه ۶-۱ محاسبه می‌گردد.

$$C_S = D_h . D_\eta \qquad (۱-۶)$$

D_h: ضریب اصلاح مربوط به ثابت میرایی سازه (h نسبت میرایی است)

$$D_h = \frac{\sqrt{5}}{\sqrt{h}} \qquad (۲-۶)$$

D_η: مقدار کاهنده که بر اساس قابلیت تغییر شکل خمیری تعیین می‌شود که از رابطه ۶-۳ به دست می‌آید:

$$D_\eta = \frac{1}{\sqrt{1+4\eta}} \qquad (۳-۶)$$

$$\eta = \frac{\delta_0}{\delta_y} \qquad (۴-۶)$$

η: نرخ تجمعی میانگین تغییر شکل خمیری

δ_0: تغییر شکل خمیری تجمعی (واحد طول)

δ_y: تغییر مکان تسلیم (واحد طول)

واحدهای δ_0 و δ_y باید مشابه هم باشند.

برای مخازنی که به طور مستقیم روی زمین ساخته شده‌اند، مقدار C_S، با توجه به نوع سازه متفاوت بوده و از جدول ۶-۱ می‌توان آن را استخراج نمود.

جدول ٦-١مقادیر Cs

نوع سازه	C_S
بتن مسلح	۰/۴۵
مخزن فولادی غیره	۰/۵۵

در مورد بتن پیش‌تنیده مقدار C_S می‌تواند یک در نظر گرفته شود.

در صورتی که خصوصیات سازه به طور واضح تحلیل شود، می‌توان از مقدار به دست آمده، استفاده نمود.

در مواردی که حرکت سازه هنگام زلزله پیچیده است، در صورت نیاز، باید تحلیل دینامیکی انجام شود.

٦-١-٤- مدل تحلیلی

زمین و مخزن باید به طور مناسب بر اساس نوع و شکل سازه، خصوصیت سازه‌ای، محیط و زمین اطراف سازه‌ها مدل شوند.

از انواع مدل‌های سازه‌ای می‌توان به مدل قاب صلب، مدل دال، مدل تیر و پوسته استوانه‌ای، مدل جرم و مدل دو یا سه بعدی FEM اشاره کرد.

برای زمین نیز مدل‌هایی از جمله المان لایه نازک و مدل دو یا سه بعدی FEM وجود دارد.

برای روش شبه استاتیکی، تحلیل خطی به کار می‌رود و نیازی به در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح زمین و سازه نیست.

برای طراحی شکل‌پذیر رفتار غیر خطی باید در نظر گرفته شود.

٦-١-٥- اثرات زلزله

موارد زیر باید برای طراحی لرزه‌ای مخازن در نظر گرفته شود:

۱- نیروی اینرسی ناشی از وزن مرده سازه و غیره

۲- فشار هیدرودینامیکی وارد بر وجوه سازه در حین زلزله

۳- فشار هیدرودینامیکی وارد بر داخل و خارج دیوار مخزن آب

۴- ارتعاش سطح آب (تلاطم)

باید تنش، تغییر شکل و پایداری سازه برای حالت‌هایی که مخزن پر از آب، خالی و یا حالتی بین این دو است، بررسی گردد.

٦-١-٦- ورودی لرزه‌ای

٦-١-٦-١- ضریب زلزله طراحی

ضرایب زیر بر اساس روش شبه استاتیکی در این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی محاسبه می‌شود:

- ✓ شدت لرزه افقی K_H
- ✓ شدت لرزه قائم K_V
- ✓ ضریب زلزله افقی K_{SH}
- ✓ ضریب زلزله قائم K_{SV}

این ضرایب در ادامه در محاسبات همین فصل مورد استفاده قرار می‌گیرند.

٦-١-٦-٢- پریود محاسباتی مخازن روزمینی

پریود مورد استفاده در محاسبات مخازن روزمینی پوسته‌ای استوانه‌ای شکل آب برای حالات مختلف به صورت زیر می‌باشد:

۱- پریود مخزن خالی

$$T = \frac{\pi \cdot l^2}{a} \cdot \sqrt{\frac{2q}{3gE}\left\{1+12\left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}} \qquad (۵-۶)$$

۲- پریود مخزن پر

$$T = \frac{\pi \cdot l^2}{a} \cdot \sqrt{\frac{2q'}{3gE}\left\{1+12\left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}} \qquad (۶-۶)$$

$$q' = q + \frac{q_0 \cdot a}{2 \cdot t} \cdot \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \cdot a}{l}\right)}{\frac{\sqrt{3} \cdot a}{l}} \qquad (۷-۶)$$

۳- پریود آب ذخیره شده

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{a \cdot \coth(0.586\pi \cdot l/a)}{0.586\pi \cdot g}} \qquad (۸-۶)$$

t: ضخامت دیوارهای جانبی مخازن (m)

q: چگالی مصالح دیوار (N/m^3)

a: شعاع مخزن (m)

l: ارتفاع مخزن (m)

q_0: چگالی مایع (N/m^3)

g: شتاب ثقل (m/s^2)

E: مدول یانگ (N/m^2)

برای محاسبه پریود طبیعی مخازن از روابط مشابه در استاندارد ۲۸۰۰ و یا آیین‌نامه‌های معتبر دیگر نیز می‌توان استفاده نمود.

٦-١-٦-٣- فشار خاک

در مواردی که بخشی از مخزن در خاک قرار دارد، برای تعیین فشار وارده از طرف خاک به بند ۳-۱۱ رجوع شود.

٦-١-٦-٤- فشار هیدرودینامیکی

برای تعیین فشار هیدرودینامیکی به بند ۳-۱۲ رجوع شود.

٦-١-٦-٥- تلاطم

برای محاسبه تلاطم مایعات به بند ۳-۱۲-۲ رجوع شود.

٦-١-٧- ترکیبات بار

تنش حاصل از ترکیبات بار باید کمتر از تنش مجاز یا مقدار مجاز در کنترل لرزه‌ای باشد.

جدول ٦-٢ فهرست ترکیبات بار

حالات بار	منطقه معمولی از لحاظ بارش برف	منطقه با بارش سنگین برف
عادی	G+P+F+T	G+P+F+S+T
زلزله	G+P+F+K+T	G+P+F+K+S+T
باد قوی	G+P+W+T G+P+F+W+T	G+P+W+S+T G+P+F+W+S+T
بارش برف	G+P+F+S+T	G+P+F+S+T

G: بار مرده حوضچه و متعلقات آن

P: بار زنده

F: فشار آب

K: بار زلزله

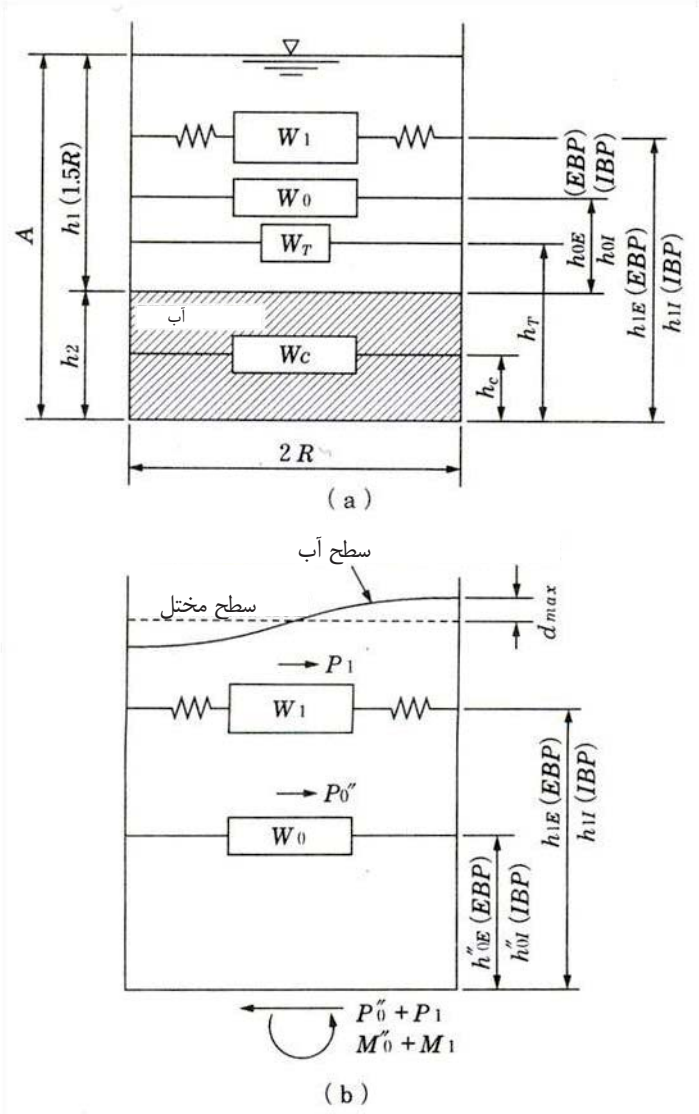
S: بار برف

T: بار ناشی از دما

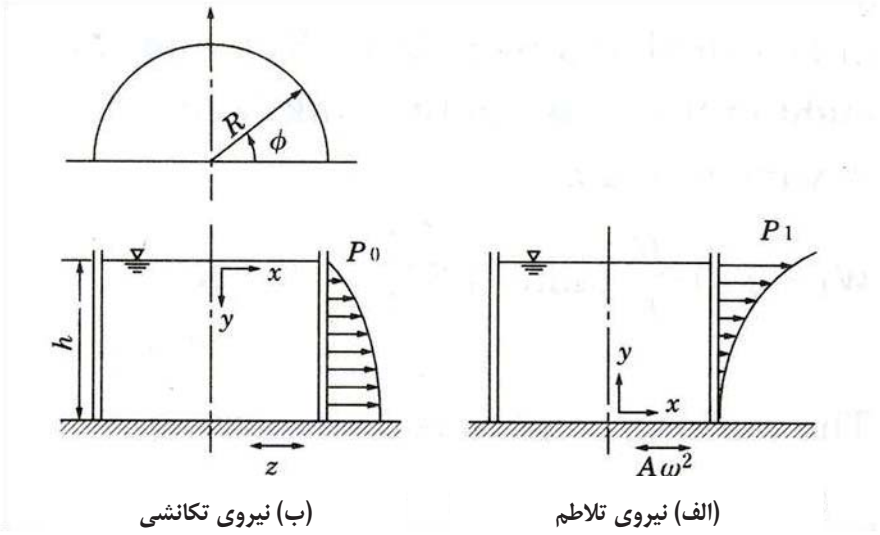
W: بار باد

٦-١-٨- محاسبات لرزه‌ای مخازن روزمینی

در روش Hounser اثر فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله به نیروهای تکانشی (نیروی ناشی از حرکت صلب آب) و تلاطم (نیروی ناشی از تلاطم آب) تقسیم می‌شود.



شکل ٦-٢ مدل دینامیکی مخزن آب (در حالت h<1.5R)



(ب) نیروی تکانشی (الف) نیروی تلاطم

شکل ٦-٣ مدل فشار آب Housner

- نیروی تکانشی (در مورد مخزن ذخیره آب استوانه‌ای)

$$P_0\begin{cases}=\rho\cdot\ddot{z}\cdot h\cdot\sqrt{3}\left\{\left(\frac{y}{z}\right)-\frac{1}{2}\left(\frac{y}{z}\right)^2\right\}\tanh\left(\sqrt{3}\frac{R\cdot\cos\varphi}{h}\right)\quad(h\le 1.5R)\\=\rho\cdot R\cdot\ddot{z}\cos\varphi\quad(h\le 1.5R)\end{cases}\qquad(۹-۶)$$

- نیروی تلاطم (در مورد مخزن ذخیره آب استوانه‌ای)

$$P_1=\rho\cdot A\cdot\omega^2\cdot R\cdot\frac{15}{16}\left(1-\frac{\cos^2\varphi}{3}-\frac{\sin^2\varphi}{2}\right)\cos\varphi\frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{27}{8}}\cdot\frac{y}{R}\right)}{\cosh\left(\sqrt{\frac{27}{8}}\cdot\frac{h}{R}\right)}\qquad(۱۰-۶)$$

رابطه‌های محاسبات لرزه‌ای Housner برای لوله شاغولی در جدول ۶-۳ نشان داده شده است. این روابط در مواردی که ارتفاع مخزن (h)، از 1.5R کوچک‌تر باشد به کار می‌روند. هنگامی که ارتفاع بیشتر از ۱/۵ است، محاسبات با فرض این که ارتفاع آب عمیق‌تر از آبی است که از کف مخزن ثابت می‌ماند، انجام می‌شود. این مدل بر اساس فرض بسیار ساده شده‌ای بنا شده و از این رو بازرسی تنش و تغییر شکل در موقعیت تغییر شکل یافته دیوار جانبی مخزن مشکل است. هم‌چنین این مدل به عنوان روش محاسبات مخازن آب مرتفع و جدار نازک مناسب نیست. هنگام طراحی سازه با اهمیت بالا، توصیه می‌شود برای اطمینان بیشتر از روش المان محدود استفاده شود.

جدول ٦-٣ روش محاسبات لرزه‌ای Housner برای مخزن (R h<150)

مخزن آب استوانه‌ای	مخزن آب مستطیلی
$\frac{W_0}{W}=\frac{\tanh\left(\sqrt{3}\frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3}\frac{R}{h}}$	$\frac{W_0}{W}=\frac{\tanh\left(\sqrt{3}\frac{l}{h}\right)}{\sqrt{3}\frac{l}{h}}$
$h_0=\frac{3}{8}h$ (EBP)	$h_0=\frac{3}{8}h$ (EBP)
$\frac{h_0}{h}=\frac{1}{8}\left(\frac{4W}{W_0}-1\right)$ (IBP)	$\frac{h_0}{h}=\frac{1}{8}\left(\frac{4W}{W_0}-1\right)$ (IBP)
نیروی تکانشی	**نیروی تکانشی**
$P_0=\frac{u_0 W_0}{g}$	$P_0=\frac{u_0 W_0}{g}$
$\frac{W_1}{W}=0.318\frac{R}{h}\tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right)$	$\frac{W_1}{W}=0.527\frac{l}{h}\tanh\left(1.58\frac{h}{l}\right)$
$\frac{h_1}{h}=1-\frac{\cosh\left(1.84\frac{h}{R}\right)-1}{1.84\frac{h}{R}\sinh\left(1.84\frac{h}{R}\right)}$ (EBP)	$\frac{h_1}{h}=1-\frac{\cosh\left(1.58\frac{h}{l}\right)-1}{1.58\frac{h}{l}\sinh\left(1.58\frac{h}{l}\right)}$ (EBP)
$\frac{h_1}{h}=1-\frac{\cosh\left(1.84\frac{h}{R}\right)-2.01}{1.84\frac{h}{R}\sinh\left(1.84\frac{h}{R}\right)}$ (IBP)	$\frac{h_1}{h}=1-\frac{\cosh\left(1.58\frac{h}{l}\right)-2}{1.58\frac{h}{l}\sinh\left(1.58\frac{h}{l}\right)}$ (IBP)
$\omega^2=\frac{1.84g}{R}\tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right)$	$\omega^2=\frac{1.58g}{l}\tanh\left(1.58\frac{h}{l}\right)$
$\theta_h=1.534\frac{A_1}{R}\tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right)$	$\theta_h=1.58\frac{A_1}{l}\tanh\left(1.58\frac{h}{l}\right)$
نیروی تلاطم	**نیروی تلاطم**
$P_1=1.2W_1\theta_h\sin\omega t$	$P_1=W_1\theta_h\sin\omega t$
$d_{max}=\frac{0.408R\coth\left(1.84\frac{h}{R}\right)}{\frac{g}{\omega^2\theta_h R}-1}$	$d_{max}=\frac{0.527l\coth\left(1.58\frac{h}{l}\right)}{\frac{g}{\omega^2\theta_h l}-1}$

EBP: در حالتی که فشار آب در کف مخزن آب ناچیز باشد.

IBP: در حالتی که فشار آب در کف مخزن آب در نظر گرفته شود.

در زیر مراحل محاسبات لرزه‌ای مخازن آب استوانه‌ای جدول ۶-۳ با در نظر گرفتن شکل ۶-۲، آورده شده است.

۱- چنان‌چه $h/R > 1.5$، آب بالای عمق $1.5R$، وابسته به ارتعاش بوده و آب زیر این سطح در صورتی که ثابت باشد، با مخزن حرکت می‌کند.

۲- محاسبات نیروی تکانشی P_0''

$$R/h_i = \frac{1}{1.5} \qquad (۱۱-۶)$$

$$W = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h_1 \qquad (۱۲-۶)$$

ρ: وزن مخصوص آب (N/m^3)

با قرار دادن مقدار فوق، در رابطه ۶-۱۳، وزن معادل آبی که نیروی تکانشی P_O را تولید می‌کند به دست می‌آید.

$$W_0 = \frac{\tanh\left(\sqrt{3}\frac{R}{h_1}\right)}{\sqrt{3}\frac{R}{h_1}} W \qquad (۱۳-۶)$$

که در آن ارتفاع اعمال W_0، عبارت است از:

$$h_{0E} = \frac{3}{8} h_1 \qquad (۱۴-۶)$$

(برای اختصار، فشار بدون در نظر گرفتن فشار کف، به صورت EBP بیان می‌شود)

$$h_{0E} = \frac{1}{8}\left[\frac{4}{\frac{\tanh\left(\sqrt{3\frac{R}{h_1}}\right)-1}{\sqrt{3}\frac{R}{h_1}}}\right] \qquad (۱۵-۶)$$

(فشار با در نظر گرفتن فشار کف، از این پس، برای اختصار به صورت IBP، بیان می‌شود).

وزن آبی که در عمق $1.5R$ یا بیشتر، ثابت است، به صورت رابطه ۶-۱۶ محاسبه می‌شود:

$$W_c = \rho \pi R^2 h_2 \,(KN) \qquad (۱۶-۶)$$

محل اعمال بار عبارت است از:

$$h_c = \frac{h_2}{2} (m) \qquad (۱۷-۶)$$

وزن فرعی سازه تکیه‌گاه به صورت (W_T)، و موقعیت مرکز ثقل به صورت h_T، بیان می‌شود.

وزن معادل آب (W_0'')، جهت تولید نیروی تکانشی (P_0'') در دیواره مخزن، در رابطه ۶-۱۸ آمده است.

$$W_0'' = W_0 + W_c + W_T \,(kN) \qquad (۱۸-۶)$$

محل اعمال این نیرو به صورت رابطه ۶-۱۹ محاسبه می‌شود.

$$h_{0E}'' = \frac{W_0(h_{0E} + h_2) + W_c \cdot h_c + W_T \cdot h_T}{W_0''} (m) \qquad (۱۹-۶)$$

EBP

$$h_{0I}'' = \frac{W_0(h_{0I} + h_2) + W_c \cdot h_c + W_T \cdot h_T}{W_0''} (m) \qquad (۲۰-۶)$$

IBP

عرض معادل $T = 0$ در طیف پاسخ شتاب به صورت شتاب ($\ddot{u}_0$) اعمالی بر وزن W_0''، در نظر گرفته می‌شود.

سپس، نیروی تکانشی عبارت است از:

$$P_0'' = \frac{\ddot{u}_0}{g} W_0'' (kN) \qquad (۲۱-۶)$$

و لنگر خمشی تولید شده توسط P_0'' درست بالای کف، به صورت روابط ۶-۲۲ و ۶-۲۳ است.

$$M_{0E}'' = P_0'' \cdot h_{0E}'' (kNm) \qquad (EBP) \qquad (۲۲-۶)$$

$$M_{0I}'' = P_0'' \cdot h_{0I}'' (kNm) \qquad (IBP) \qquad (۲۳-۶)$$

۳- محاسبات نیروی تلاطم P_1

وزن معادل ارتعاشی آب، W_1 که نیروی تلاطم p_1 را تولید می‌کند، می‌تواند با قرار دادن R/h و وزن آب داخل مخزن، W، از رابطه ۶-۲۴ به دست آید.

$$W_1 = 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \cdot W (kN) \qquad (۲۴-۶)$$

محل اعمال، h_1، به صورت روابط ۶-۲۵ و ۶-۲۶ است.

$$h_{1E} = \left\{1 - \frac{\cosh\left(1.84\frac{h}{R}\right) - 1}{\left(1.84\frac{h}{R}\right)\sinh\left(1.84\frac{h}{R}\right)}\right\} \cdot h \ (m) \qquad EBP \qquad (۲۵-۶)$$

$$h_{1I} = \left\{1 - \frac{\cosh\left(1.84\frac{h}{R}\right) - 2.01}{\left(1.84\frac{h}{R}\right)\sinh\left(1.84\frac{h}{R}\right)}\right\} \cdot h (m) \qquad EBP \qquad (۲۶-۶)$$

فرکانس طبیعی حرکت سطحی آب، ω، به صورت رابطه ۶-۲۷ محاسبه می‌شود.

$$\omega^2 = \frac{1.84g}{R} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \qquad (۲۷-۶)$$

و پریود طبیعی، می‌تواند از روی ω، محاسبه شود.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} (s) \qquad (۲۸-۶)$$

حداکثر دامنه W_1، که به صورت A_1 بیان شده را می توان با مقدار S که بر مبنای میرایی و پریود متناظر T از روی طیف پاسخ سرعت بدست میاید و داشتن جرم مرتعش m، به صورت زیر محاسبه کرد.

زاویه ارتعاش آزاد سطح آب (θ_h) عبارت است از:

$$A_1 = S/\omega(m)$$

$$\theta_h = 1.534\frac{A_1}{R}\tanh\left(1.84\frac{h}{R}\right)(rad) \qquad (۲۹-۶)$$

در این حالت، نیروی ارتعاش P_1، عبارت است از:

$$P_1 = 1.2W_1 \cdot \theta_h \cdot \sin\omega t \qquad (۳۰-۶)$$

بنابراین،

$$P_1 = 1.2W_1 \cdot \theta_h \qquad (۳۱-۶)$$

لنگر خمشی ناشی از نیروهای تلاطم عبارتند از:

$$M_{1E} = P_{1max}h_{1E} \quad (EBP) \qquad (۳۲-۶)$$

$$M_{1I} = P_{1max}h_{1I} \quad (IBP) \qquad (۳۳-۶)$$

به‌علاوه، حداکثر تغییر مکان سطح آب، به صورت رابطه ۶-۳۴ است.

$$d_{max} = \frac{0.408R\coth\left(1.84\frac{h}{R}\right)}{\frac{g}{\omega^2\theta_h R}-1} \qquad (۳۴-۶)$$

۴- با توجه به نتایج به دست آمده، حداکثر لنگر خمشی اعمالی در بخش افقی مخزن، درست بالای کف، به صورت رابطه ۶-۳۵ است.

$$M_E = M_{0E}'' + M_{1E} \quad (EBP) \qquad (۳۵-۶)$$

حداکثر لنگر واژگونی وارد بر صفحه افقی، درست در زیر کف مخزن آب، عبارت است از:

$$M_I = M_{0I}'' + M_{1I} \quad (IBP) \qquad (۳۶-۶)$$

P_{max} توسط رابطه ۶-۳۷ محاسبه می‌گردد:

$$P_{max} = P_0'' + P_1 \qquad (۳۷-۶)$$

A_1: حداکثر تغییر مکان W_1 بر حسب متر، $A_1 = S/\omega$

d_{max}: حداکثر تغییر مکان سطح مایع (m)

EBP : حالتی که فشار آب در کف مخزن در نظر گرفته نشود.

F : کل نیروهای لرزه‌ای (kN) برابر با ($F = F_0 + F_1$)

F_1, F_0: نیروهای لرزه‌ای وارد بر W_1, W_0 بر حسب (kN)

g: شتاب ثقل بر حسب (m/s^2)

h: ارتفاع سطح مایع از کف مخزن آب بر حسب متر

h_1, h_0'', h_0: فاصله قائم وزن معادل از کف مخزن آب W_1, W_0'', W_0 بر حسب متر

IBP: حالتی که فشار کف مخزن آب در نظر گرفته نمی‌شود.

k: ضریب فنریت (kN/m^2)

k_1: ضریب فنریت برای وزن معادل W_1 بر حسب (kN/m^2)

k_0: ضریب فنریت برای وزن معادل W_0 بر حسب (kN/m^2)

I: نصف طول مخزن مستطیلی بر حسب متر

m: جرم مرتعش بر حسب (kN)

M_1, M_0: لنگر خمشی ناشی از P_1, P_0 که بر مقطع افقی مخزن آب بالای کف وارد می‌شود ($kN.m$)

M''_0:: مقدار اصلاح شده M_0 که مطابق وزن معادل W''_0 است ($kN.m$)

P_0, P_1: نیروی تکانشی و ارتعاشی بر حسب (kN)

P''_0: مقدار اسلاح شده P_0 که مطابق وزن معادل W''_0 است (kN)

R: شعاع مخزن استوانه‌ای بر حسب متر

S: طیف پاسخ سرعت

T: پریود ارتعاش بر حسب ثانیه

u''_0: حداکثر شتاب افقی زمین در طول زلزله

W: وزن کل سیال داخل مخزن استوانه‌ای. وزن سیال در عرض مشخص محفظه مستطیلی (عرض محاسبه شده عمود بر طول، ۱) (kN)

W_0: وزن معادل سیالی که نیروی تکانشی P_0 وارد بر دیوار مخزن را تولید می‌کند. (فرض می‌شود W_0، کاملاً به دیوارهای مخزن در ارتفاع h_0 از کف آن، محکم شده است) (kN)

W''_0 وزن ناخالص معادل که نیروی تکانشی P''_0 وارده بر دیوار مخزن را تولید می‌کند. (W_0، مجموع وزن مخزن و وزن سازه تکیه‌گاه است)

در حالتی که مخزن جدار نازک دارای ارتفاع $h > 1/5L$ یا $h > 1/5R$ است، W''_0 شامل وزن آب مقید نیز می‌شود. (نیروها، بازوها و اعضا به ترتیب به صورت P''_0، h''_0 و M''_0 نشان داده می‌شوند) (kN)

W_1: وزن مرتعش معادل که نیروی تلاطم P_1 وارده بر دیوار مخزن را تولید می‌کند. (فرض می‌شود W_1 به دیوارهای مخزن با فنرهایی در ارتفاع h_1 از کف مخزن محکم شده است.) (kN)

θ_h: ممقدار ارتعاش زاویه‌ای سطح سیال

ρ: چگالی جرمی سیال (t/m^3)

ω: فرکانس دایره‌ای ارتعاش آزاد حرکت ارتعاشی سطح سیال (rad/s)

٦-١-٩- ملاحظات سازه‌ای

سازه مخزن باید از بتن مسلح، بتن پیش‌تنیده و فولاد ساخته شود و به اندازه کافی ایمن بوده و آب‌بند باشد.

علاوه بر نیروی اینرسی نیروی هیدرودینامیکی نیز در زمان زلزله به مخزن وارد می‌شود.

بنابراین استفاده از مصالح با مقاومت بالا و به اندازه کافی ایمن و آب‌بند، ضروری می‌باشد و سازه باید از بتن مسلح، بتن پیش‌تنیده یا فولاد ساخته شود. شکل سازه معمولاً استوانه‌ای بوده که برای فشار هیدرولیکی و فشار باد مناسب است.

برای طراحی این مخازن می‌توان از نشریه ۱۲۳، آیین‌نامه بتن ایران، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران و یا هر آیین‌نامه معتبری استفاده نمود.

۱- مخزن بتن مسلح

مخزن بتن مسلح بهتر است استوانه‌ای یا مستطیلی شکل همراه با دیواره کناری، کف و سقف گنبدی شکل باشد.

همواره تنش کششی ناشی از فشار هیدرولیکی، در راستای محیطی سازه مخزن آب ایجاد می‌شود که در زلزله، تنش کششی بزرگ‌تر، در اثر بارهای سیکلی، نیروی اینرسی و فشار هیدرودینامیکی به وجود می‌آید.

آرایش میل‌گرد اصلی و برشی (دورپیچ)، باید به طور مناسب، مطابق معیارهای استاندارد سازه‌های بتنی طرح و اجرا شود.

برای اجتناب از نفوذ آب و اثر کلرین، پوشش بتن مسلح باید کافی باشد یا از رنگ‌های رزین اپوکسی در داخل مخزن آب استفاده شود.

۲- بتن پیش تنیده

مخزن بتن پیش‌تنیده عموماً از نوع استوانه‌ای با سقف و گنبد مدور یا صفحات پیش ساخته است.

کابل‌های پیش‌تنیدگی بتن به موازات تنش‌های کششی محیطی ناشی از فشار هیدرولیکی مایع داخل آن، در راستای محیط مخزن توزیع می‌گردد.

کابل‌های عمودی پیش‌تنیدگی باعث فشردگی بتن در این راستا می‌شوند و بتن پیش‌تنیده نیز در مقابل لنگرهای خمشی مقاومت بیشتری می‌نماید.

در مرحله ساخت، باید به معیارهای استاندارد سازه‌های بتنی رجوع شود. فواصل کابل PC و میل‌گرد باید در بتن پیش‌تنیده کنترل گردد. محاسبات سازه‌ای نیاز به ترکیبات بار دارد. علاوه بر این، بازرسی حالت قبل و بعد از تنیدگی ضروری می‌باشد.

اتصال بین دیواره کناری و کف می‌تواند از نوع گیردار، مفصلی و آزاد باشد. در شرایط مرزی، تنش طراحی بسیار متفاوت‌تر از طراحی واقعی می‌گردد. بنابراین لازم است که بازرسی به اندازه کافی انجام شود.

بعد از ایجاد تنش در میل‌گرد PC، تزریق در داخل پوشش باید به سرعت انجام شود.

۳- مخزن فولادی

به طور کلی مخزن فولادی عبارت است از استوانه‌ای با کف تخت و سقف گنبدی که با جوشکاری ساخته می‌شود.

پی مخزن فولادی باید از نوع گسترده یا شمعی باشد و از طریق بهسازی زمین زیر آن مانع نشست نامنظم گردد. به خصوص بخش تحتانی دیواره کناری باید با پی بتنی ساخته شود.

باید بین پی و صفحه کف، لایه زیرسازی و ملات آسفالت قرار بگیرد تا از خوردگی در زیر صفحه کف جلوگیری شود.

بررسی کیفیت باید با روش معاینه غیر مخرب انجام شود.

مخزن فولادی از نظر مقاومت مصالح و آب‌بندی دارای مزیت بوده ولی از نظر خوردگی دارای مشکلاتی می‌باشد لذا استفاده از رنگ با رزین اپوکسی در جدار داخلی مخزن و هم‌چنین کاربرد رنگ‌های مقاوم در برابر آب و هوا در جدار خارجی آن ضروری است.

٦-٢- مخزن هوایی

٦-٢-١- روش محاسبات لرزه‌ای

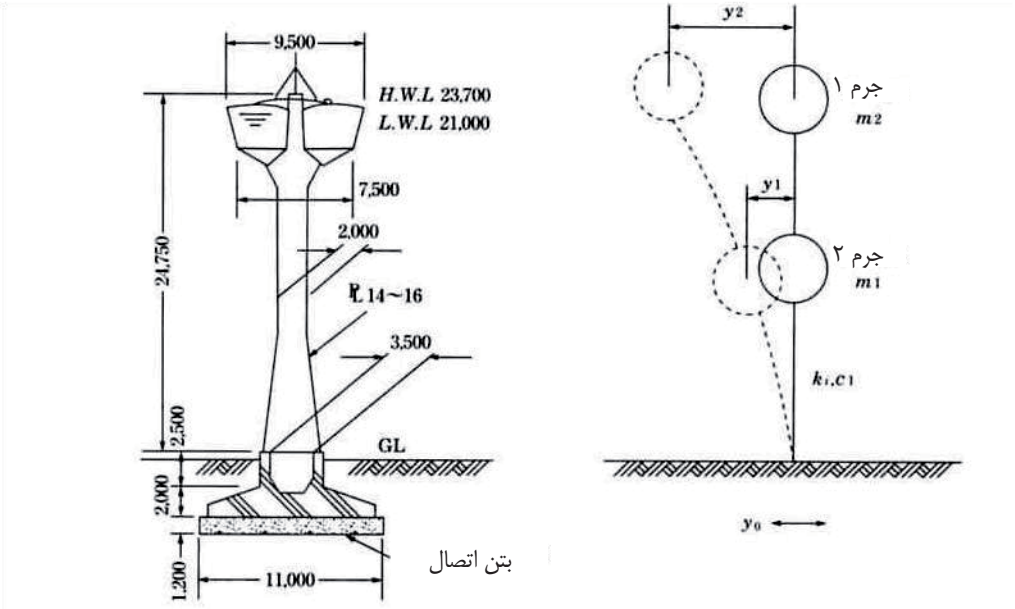
۱- محاسبه لرزه‌ای مخزن هوایی باید با استفاده از روش محاسباتی انجام شود که در آن از مدلی مناسب با توجه به نوع، اهمیت، محل استقرار سازه و طبیعت زمین مجاور، استفاده می‌شود.

۲- به طور کلی در صورت استفاده از سطح خطر-۱، محاسبه لرزه‌ای در حالت تحلیل ارتجاعی، با روش شبه استاتیکی انجام شود.

۳- اگر از سطح خطر-۲ استفاده شود، محاسبه لرزه‌ای باید با استفاده از روش شکل‌پذیر انجام شود. در مورد سازه‌های با مقیاس بزرگ، پیچیده و با اهمیت زیاد، باید در صورت نیاز، به منظور ارزیابی ایمنی با در نظر گرفتن خصوصیت سازه از تحلیل دینامیکی استفاده گردد. هنگام مدل‌سازی سازه شرایط غیر خطی باید در نظر گرفته شود.

پریود طبیعی مخزن هوایی در مقایسه با سایر سازه‌ها بزرگ‌تر است. بنابراین در مخازن با اهمیت زیاد و خیلی زیاد باید تحلیل دینامیکی انجام شود.

با استفاده از روش طیف پاسخ، حداکثر پاسخ به راحتی به دست می‌آید. در شرایط بهره‌برداری، دو جرم مدل می‌شود: یکی آب آزاد و دیگری ترکیب سازه و آب ثابت (شکل ۶-۴). آب آزاد پریود طبیعی خود را دارد.



شکل ٦-٤ نمونه مدل تحلیل دینامیکی مخزن هوایی

٦-٢-٢- اثر زلزله

اثر زلزله بر مخزن هوایی به طور عمده نظیر مخزن روزمینی می‌باشد.

٦-٢-٣- ورودی لرزه‌ای

ورودی لرزه‌ای مخزن هوایی باید از آن‌چه در مورد مخازن روزمینی گفته شده، تبعیت کند.

نیروی لرزه‌ای وارده بر مخازن هوایی می‌تواند با تحلیل کل سازه محفظه به عنوان یک سیستم مرتعش، با در نظر گرفتن خصوصیت دینامیکی آن‌ها، تعیین شود. اثرات ارتعاشی و دینامیکی مایع داخل مخزن بایستی در محاسبات در نظر گرفته شود.

۱- روش‌های طراحی بسیاری وجود دارد که در آن‌ها خصوصیت دینامیکی سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود، نظیر روش طراحی دینامیکی که اجرای آن به صورت زیر است.

۱-۱- با فرض ضریب زلزله استاتیکی مناسب برای محاسبات سازه‌ای، مقطع مصالح انتخاب می‌شود.

از طریق اندازه‌گیری مقطع می‌توان صلبیت (سختی)، مقاومت نهایی و پریود مخصوص سازه را محاسبه نمود.

۱-۲- با انجام تحلیل دینامیکی مقادیر نیروی خارجی، تغییر شکل نسبی و ضریب نیروی برشی به عنوان پاسخ به نیروی خارجی به دست می‌آیند.

۱-۳- در صورت نیاز، باید با بررسی نتیجه، نیروی زلزله فرضی و مقطع اصلاح شود و بر اساس محاسبات مجددی که صورت می‌گیرد جزئیات نیز باید اصلاح گردد.

ایمنی هر بخش برای انعطاف‌پذیری در برابر تغییر شکل باید بازرسی شود.

۲- مخازن هوایی آب، متشکل از آب، سازه تکیه‌گاهی و مخزن، می‌باشند. آب داخل مخزن کمتر تابع سازه بوده و طبق ویژگی‌های خود دارای سطح آزاد است. آب داخل مخزن به دلیل شتاب ثقل و سطح آزاد، پریود مخصوصی دارد. مخازن هوایی آب، با توجه به بخش سازه مرتعش می‌شوند. روش‌های زیر در ارتباط با ارتعاش مخازن هوایی آب وجود دارد.

۱-۱- روشی که حرکت آب ناشی از رفتار هیدرودینامیکی و نیز ارتعاش کل مخزن هوایی آب با فرض نحوه اتصال آب به سازه را در نظر می‌گیرد.

۱-۲- روشی که آب را به سیستم ارتعاشی که جرم و صلبیت کافی دارد، تبدیل می‌کند.

به دلیل اجرای مشکل روش ۱-۱ شبیه‌سازی به سیستم مرتعش تبدیل یافته روش ۱-۲ مناسب می‌باشد. در ادامه مکانیزم عملی و تئوری روش ۱-۲ نشان داده خواهد شد.

۳- ارتعاش آب در مخزن

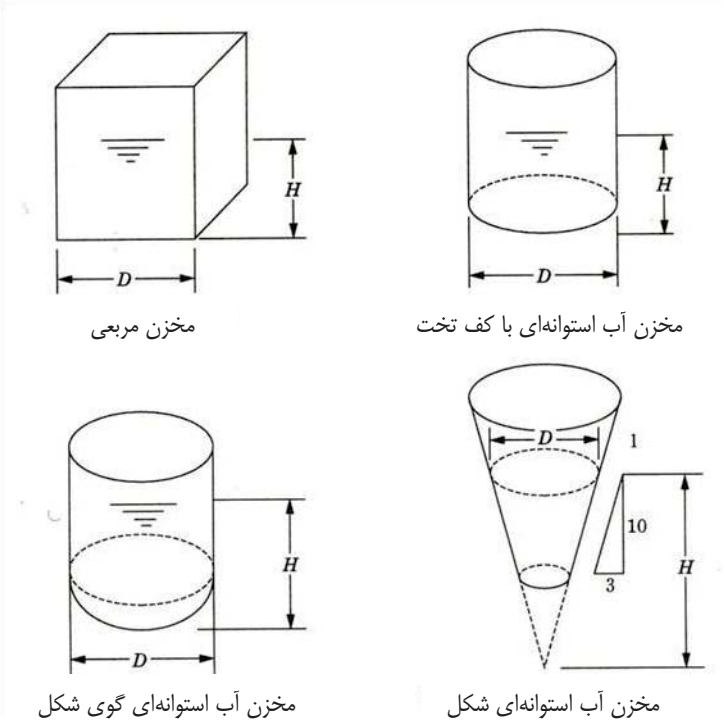
چندین نوع حرکت آب و شکل مخزن وجود دارد. در شکل ۶-۵، هنگامی که عمق آب H به اندازه کافی نسبت به قطر مخزن آب، D ، بزرگ است، پریود مخصوص آب مخزن در راستای افقی (بر اساس یک درجه ارتعاش)، T_w، به صورت روابط ۶-۳۸ تا ۶-۴۱ می‌باشد.

مخزن مربع شکل $T_w = 0.11\sqrt{D}$ (D: cm) (s) (۳۸-۶)

مخزن آب استوانه‌ای با کف تخت $T_w = 0.10\sqrt{D}$ (s) (۶-۳۹)

مخزن آب استوانه‌ای گوی شکل $T_w = 0.10\sqrt{D}$ (s) (۶-۴۰)

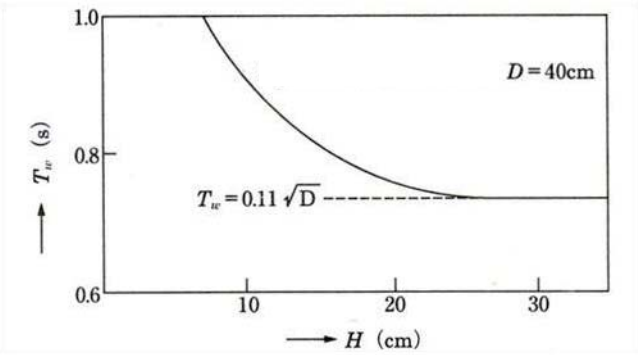
مخزن آب مخروطی شکل $T_w = 0.11\sqrt{D}$ (s) (۶-۴۱)



شکل ٦-٥ شکل مخازن آب

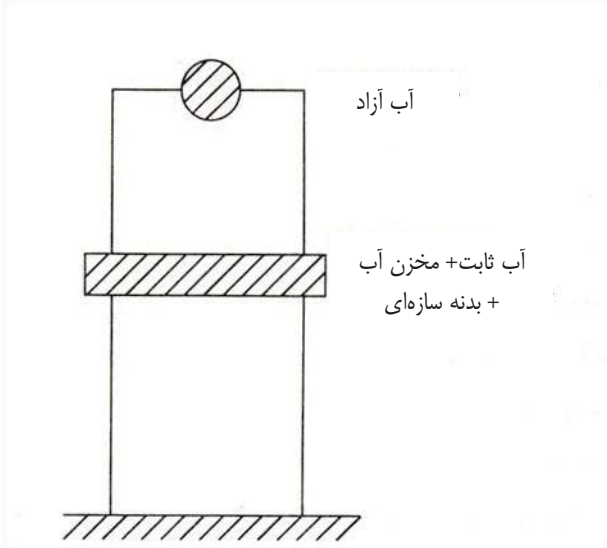
در حالتی که طول موج آب مرتعش شده دو برابر شعاع باشد در این حالت $T_w = 0.109\sqrt{D}$ است، زمانی‌که عمق آب همان‌طور که در شکل ۶-۶ نشان داده شده کوچک است، پریود مخصوص آب (بر اساس یک درجه ارتعاش)، از آن‌چه از رابطه بالا به دست می‌آید، بزرگ‌تر می‌شود. پریود ارتعاش با درجه بالا، هنگامی که عدد درجه ارتعاش با S نشان داده می‌شود، به صورت رابطه ۶-۴۲ است.

$$T_s \cong \frac{T_w}{2S-1} \qquad (۶-۴۲)$$



شکل ٦-٦ نمونه آزمایش ارتعاش آب

پریود مخصوص آب داخل مخزن، تنها از شعاع مخزن (در زمانی که عمق آب تا حد کافی بزرگ باشد) تأثیر می‌پذیرد. از این رو می‌توان آب را به دو بخش تقسیم کرد: آب آزاد که وابسته به ارتعاش آن است و آب ثابت که به همراه مخزن حرکت می‌کند. هنگامی که مقدار آب آزاد ثابت است، پریود طبیعی می‌تواند از رابطه ۶-۴۳ به دست آید. از این رو مخازن هوایی آب می‌توانند همان‌طور که در شکل ۶-۷ دیده می‌شود، به عنوان سیستم مرتعش تبدیل یافته متشکل از آب آزاد و سازه، نشان داده شوند. در این قسمت سازه با ارتعاش زیاد در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که وزن مخزن آب و سازه تکیه‌گاهی آن، به صورت W_0، باشد، پریود مخصوص بدون آب، به صورت T_{F0}، و پریود مخصوص با در نظر گرفتن آب، به صورت T_F، نشان داده شده و رابطه ۶-۴۴ برقرار است.



شکل ٦-۷ سیستم مرتعش جایگزین

$$W_D = \left(\frac{T_F^2}{W_{F0}^2} - 1 \right) W_0 \qquad (۴۳-۶)$$

پریود مخصوص از طریق آزمایش (T_F از طریق ارتعاش آزاد و تحمیلی به دست می‌آید) تعیین می‌شود. عمق آب آزاد به صورت روابط ۶-۴۴ و ۶-۴۵ بیان می‌گردد.

$H_F = 0.3D$ استوانه‌ای شکل (۴۴-۶)

$H_F = 0.1H$ مخروطی شکل (۴۵-۶)

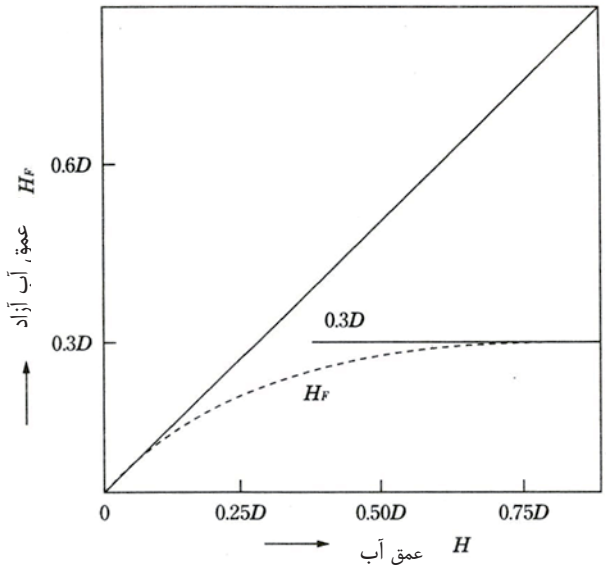
H_F: عمق آب آزاد (cm)

H: عمق کل آب (cm)

D: شعاع سطح آب مخزن (cm)

توجه شود که رابطه فوق زمانی به کار می‌رود که عمق آب، تا حدی نسبت به شعاع سطح آب مخزن بزرگ باشد، نتیجه آزمایش برای مخزن آب مربعی در شکل ۶-۸ نشان داده شده است.

پریود ارتعاش قسمت بالایی مخزن آب معمولی، کوچک‌تر از پریود آب داخل آن است. در این موارد، هنگامی که مخزن دچار ارتعاش می‌شود، تنها قسمتی از آب، مثلاً آب ثابت که در بالا ذکر شد، به عنوان جرم مؤثر عمل می‌کند. هنگام طراحی لرزه‌ای، آب ثابت می‌تواند به عنوان وزن مؤثر بارگذاری برای محاسبات نیروی زلزله در نظر گرفته شود.



شکل ٦-٨ آب آزاد داخل مخزن آب مربعی

در طراحی مخازن بزرگ آب لازم است فشار جانبی ناشی از حرکت قسمت ثابت آب (فشار تکانشی) و هم‌چنین فشار جانبی ناشی از قسمت آزاد آب بر دیواره مخزن در نظر گرفته شود.

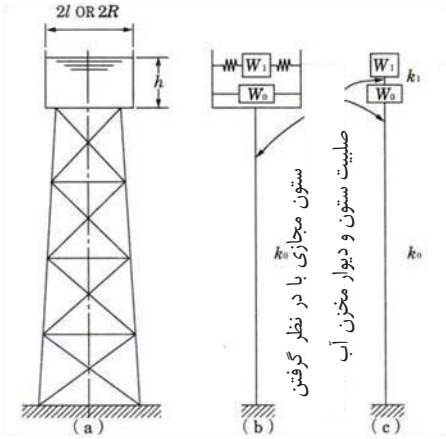
٦-٢-٤- ترکیبات بار

ترکیبات بار مخزن هوایی باید از آن‌چه در مورد مخازن روزمینی گفته شد، تبعیت کند.

هنگامی که بار زلزله و بار باد در نظر گرفته می‌شود، مقطع سازه تکیه‌گاه بر اساس راستای اعمال بار متفاوت می‌شود؛ لذا راستای اعمال بار باید کنترل شود.

٦-٢-٥- محاسبات لرزه‌ای مخازن آب هوایی

در مخازن آب هوایی که سازه تکیه‌گاهی آن در شکل ۶-۹ نشان داده شده است، لازم است که پریود طبیعی مطابق صلبیت سازه تکیه‌گاهی محاسبه و مقدار طیف پاسخ طبق پریود طبیعی، اختیار گردد.



شکل ٦-٩ مخزن آب هوایی

وزن معادل W_0 (برای تولید نیروی تکانشی)، W_1 (برای تولید نیروی تلاطم)، ارتفاع‌های اعمالی معادل آن‌ها (h_0, h_1) و مقدار ویژه فرکانس دایره‌ای سطح سیال (ω)، همان طور که در جدول ۶-۳ نشان داده شده است، می‌توانند مستقل از شرایط تکیه‌گاهی به دست آیند. ثابت فنر معادل k_1، با استفاده از این مقادیر، به روش روابط ۶-۴۶ تا ۶-۴۸ محاسبه می‌شود.

$$k_1 = \frac{\omega^2 W_1}{g} \qquad (۴۶-۶)$$

$$m_a = \frac{W_0}{g}, m_b = \frac{W_1}{g} \qquad (۴۷-۶)$$

$$k_{aa} = k_0 + k_1, k_{bb} = k_1, k_{ab} = k_{ba} = k_1 \qquad (۴۸-۶)$$

k_0: ثابت فنر معادل سازه تکیه‌گاهی

فرکانس دایره‌ای دو درجه آزادی به صورت رابطه ۶-۴۹ به دست می‌آید.

$$\omega_n^2 = \frac{1}{2}\left\{\frac{k_{aa}}{m_a} + \frac{k_{bb}}{m_b} + \sqrt{\left(\frac{k_{aa}}{m_a} - \frac{k_{bb}}{m_b}\right)^2 + 4\frac{k_{ab}}{m_a}\frac{k_{ba}}{m_b}}\right\} \qquad (۴۹-۶)$$

پریود طبیعی به صورت رابطه ۶-۵۰ محاسبه می‌شود.

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \qquad (۵۰-۶)$$

مدهای طبیعی عبارتند از:

$$\varphi_{an} = \frac{-(k_{ab}/m_a)}{(k_{aa}/m_a) - \omega_n^2} = \frac{-(k_{bb}/m_b) + \omega_n^2}{(k_{ba}/m_a)} \qquad (۵۱-۶)$$

$$(n=1,2)\ \varphi_{bn} = 1 \qquad (۵۲-۶)$$

حداکثر پاسخ لرزه‌ای برای هر مد به ترتیب برابر است با:

$$y_{an} = \beta_n \cdot \varphi_{an} \cdot \frac{S_n}{\omega_n} \qquad (۵۳-۶)$$

$$y_{bn} = \beta_n \cdot \frac{S_n}{\omega_n} \quad (۵۴-۶)$$

β_n ضریب مشارکت است، می‌تواند به روش رابطه ۶-۵۵ محاسبه گردد.

$$\beta_n = \frac{\sum_{i=a,b} m_i \phi_{in}}{\sum_{i=a,b} m_i \phi_{in}^2} \quad (۵۵-۶)$$

S_n طیف پاسخ سرعت برای مد n است. نیروی زلزله و برش پایه لرزه‌ای با روش روابط ۶-۵۶ و ۶-۵۷ محاسبه می‌شود.

$$F_{an} = k_{ab} y_{bn} + k_{aa} y_{an} (= -m_a \ddot{y}_{an}) \quad (۵۶-۶)$$

$$F_{bn} = k_{bb} y_{bn} + k_{ba} y_{an} (= -m_b \ddot{y}_{bn}) \quad (۵۷-۶)$$

تغییر مکان ظاهری سطح مایع به واسطه تلاطم عبارت است از:

$$\theta_A = 1.534 \frac{A_{1n}}{R} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \quad (۵۸-۶)$$

$$A_{1n} = y_{bn} - y_{an} \quad (۵۹-۶)$$

٦-٢-٦- ملاحظات سازه‌ای

سازه مخزن هوایی باید از بتن مسلح یا بتن پیش‌تنیده و فولاد ساخته شده و به اندازه کافی ایمن و آب‌بند باشد.

طراحی مخزن هوایی مانند برج لوله‌ها باید با در نظر گرفتن ایمنی و آب‌بند بودن همراه باشد. با وجودی که مخازن هوایی از بتن مسلح، بتن پیش‌تنیده و فولاد ساخته می‌شوند اما مخزن فولادی به دلیل داشتن جرم کوچک‌تر، مقاومت مصالح و شکل‌پذیری بالا دارای ارجحیت بیشتری می‌باشد.

شکل مخزن می‌تواند از نوع استوانه‌ای، کروی، بیضوی و مانند آن باشد. در محاسبات سازه‌ای، هنگامی که دیواره کناری ضخیم است، نظیر مخزن بتن مسلح، تحلیل باید با نظریه خمش انجام شود و هنگامی که دیواره کناری مانند مخزن فولادی، نازک است، نظریه پوسته با در نظر گرفتن تغییر حالت خالی یا پر به کار می‌رود.

در مورد مخزن بتن مسلح، ممکن است تنش کششی قوی در نتیجه فشار هیدرولیکی، تغییرات دمایی و نیروی لرزه‌ای تولید گردد. طراحی آن نیز باید بر اساس معیارهای سازه بتنی انجام شود. آرایش میل گردهای مسلح باید کافی بوده و از میل‌گرد آجدار نیز استفاده گردد.

در مورد مخزن بتن پیش‌تنیده، طراحی باید از معیارهای سازه بتنی تبعیت نماید. حالت حدی ترک خمشی بتن، به صورتی که تنش ناشی از لنگر خمشی و نیروی محوری مستقل از تنش کششی است، تعریف می‌گردد. فشار هیدرولیکی باعث تولید تنش فشاری پسماند می‌شود در حالی که تنش دمایی و تنش لرزه‌ای به نوعی منجر به ایجاد تنش کششی می‌گردد. میل‌گرد مسلح کششی باید به نحو مطلوبی آرایش یابد.

در نظریه پوسته مخزن فولادی، تنش باید در بخشی که تغییر شکل به وجود می‌آید بازرسی و تسلیح به منظور افزایش ضخامت در کنج، انجام شود.

سازه تکیه‌گاهی باید به تناسب مخزن، طراحی شده و برای حفظ ایمنی در برابر نیروی افقی زلزله، باد و نیروی محوری ناشی از بار فوقانی، از بتن مسلح یا فولاد ساخته شود.

در محاسبات سازه‌ای، نیروی محوری ناشی از بار فوقانی، تنش خمشی و تنش برشی ناشی از زلزله و باد، باید مورد بازرسی قرار گیرند. برای سازه ستون و قاب، رفتار پیچشی و کمانشی باید کنترل گردد.

سازه بتن مسلح می‌تواند به صورت سازه دیواردار (سازه استوانه‌ای)، سازه با قاب صلب و سازه چند ستونه ساخته شود. از نقطه نظر لرزه‌ای، سازه دیواردار و قاب صلب ایمن‌تر از سازه چند ستونه است. هنگامی که سازه چند ستونه به کار می‌رود، ستون استوانه‌ای در مرکز نصب می‌شود و نیروی افقی ناشی از زلزله را کاهش می‌دهد.

مخزن فولادی به صورت سازه قاب‌دار یا سازه چند ستونه ساخته می‌شود. بخش اتصال میل‌گرد مهار کننده باید به کمک صفحه اتصال فولادی با عرض کافی تقویت گردد تا از کمانش جلوگیری کند.

مخزن و تکیه‌گاه آن نباید دچار لغزش شود. کنترل در این بخش به صورت رابطه ۶-۶۰ انجام می‌شود.

$$f_t^{\,2} \geq \sigma_x^{\,2} + \sigma_y^{\,2} - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^{\,2} \qquad (۶۰-۶)$$

که در آن:

f_t: تنش کششی مجاز (Pa)

σ_x σ_y: تنش‌های قائم در راستای عرضی (Pa)

τ_{xy}: تنش برشی (Pa)

٦-٣- مقادیر مجاز

مؤلفه‌های تأسیسات این بخش به طور عمده از نوع سازه بتنی یا فولادی می‌باشد.
مقادیر مجاز آن‌ها با توجه به معیارهای آیین‌نامه‌های طراحی تعیین می‌شود.

٦-٤- تحلیل پاسخ مخازن روزمینی و هوایی

عموماً بسیاری از مخازن روزمینی و هوایی از نظر سازه‌ای در دسته پوسته استوانه‌ای جدار نازک قرار می‌گیرند. به خصوص مقاومت لرزه‌ای این نوع مخازن باید با در نظر گرفتن آب داخل آن، کنترل شود. در طراحی لرزه‌ای این مخازن، بدنه آن‌ها به صورت پوسته استوانه‌ای جدار نازک در نظر گرفته شده و تنش و تغییر شکل مخزن با روش شبه استاتیکی همراه با تحلیل پاسخ استاتیکی به دست آید.

در این رابطه از روش المان محدود با المان‌های پوسته‌ای استوانه‌ای نازک استفاده می‌شود، که روش مناسبی برای ارزیابی تحلیل بخش‌های فوقانی (دیوار و سقف) مخازن آب است.

٦-٤-١- کاربرد روش المان محدود

فرض می‌شود سازه‌های پوسته‌ای با تقارن محوری، مطابق شکل ۶-۱۰ به چند المان استوانه‌ای از طریق دو سطح صاف که عمود بر محور تقارن هستند تقسیم شده‌اند.

در موردی که بار وارد بر پوسته با تقارن محوری، متقارن نیست، به منظور بیان حرکت نقطه مرکزی مقطع، سه مؤلفه تغییر مکان (u ، v ، w) و تغییر مکان زاویه‌ای (θ) که در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است، مورد نیاز است. نیروی خارجی معادل این نیرو، (V ، T ، H) و لنگر خمشی، (R) است. برای المان نماینده A، تغییر مکان خط اتصال و تغییر مکان المان با روابط ۶-۶۱ تا ۶-۶۳ تعیین می‌شوند.

خط اتصال i

$$\{\vec{u}\}_i = [u_i, v_i, w_i, \beta_i]^T \qquad (۶-۶۱)$$

خط اتصال j

$$\{\vec{u}\}_j = [u_j, v_j, w_j, \beta_j]^T \qquad (۶-۶۲)$$

المان A

$$\{\vec{u}\}_A = \{\{\vec{u}\}_i \{\vec{u}\}_j\}^T = [u_A, v_A, w_A, \beta_A]^T \qquad (۶-۶۳)$$

w_A: تغییر مکان در راستای شعاع

u_A: تغییر مکان در راستای محور

v_A: تغییر مکان در راستای محیط

β_A: تغییر مکان زاویه‌ای

نیروی خارجی خط اتصال و نیروی خارجی المان معادل با این تغییر مکان‌ها، به صورت روابط ۶-۶۴ تا ۶-۶۶ تعیین می‌شود.

خط اتصال i

$$\{\vec{f}\}_i = [V_i, T_i, H_i, R_i]^T \qquad (۶-۶۴)$$

خط اتصال j

$$\{\vec{f}\}_j = [V_j, T_j, H_j, R_j]^T \qquad (۶-۶۵)$$

المان A

$$\{\vec{f}\}_A = \{\{\vec{f}\}_i \{\vec{f}\}_j\}^T = [V_A, T_A, H_A, R_A]^T \qquad (۶-۶۶)$$

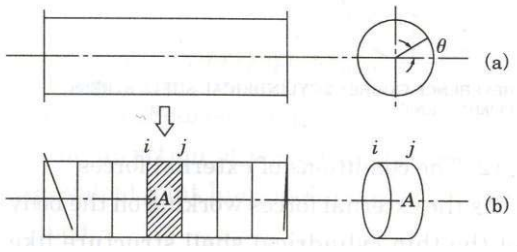
که در آن:

V_A: نیرو در راستای محور z

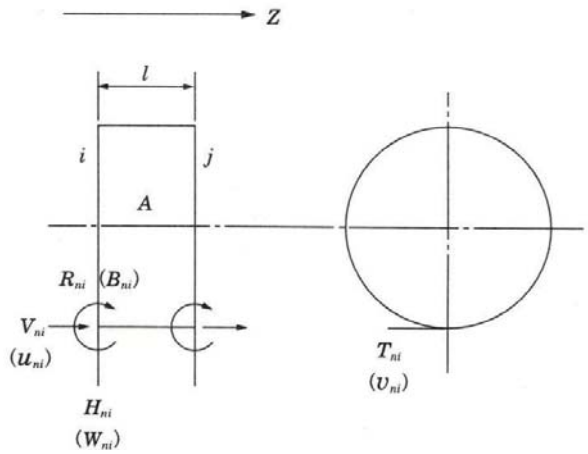
T_A: نیرو در راستای محیط

H_A: نیرو در راستای شعاع

R_A: لنگر خمشی



شکل ٦-١٠ مدل سازه



شکل ٦-١١ تغییر مکان المان و مؤلفه‌های نیروی خارجی

تغییر مکان‌ها و نیروهای خارجی تعیین شده در بالا را می‌توان از روابط ۶-۶۷ و ۶-۶۸ به دست آورد؛

$$\{\vec{u}(z,\theta)\}A=\begin{bmatrix}u_A(z,\theta)\\ v_A(z,\theta)\\ w_A(z,\theta)\\ \beta_A(z,\theta)\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\sum_{n=0}^{m}u_{nA}(z)\cos n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}v_{nA}(z)\sin n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}w_{nA}(z)\cos n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}\beta_{nA}(z)\cos n\theta\end{bmatrix}=\sum_{n=0}^{m}\begin{bmatrix}\cos n\theta & 0 & 0 & 0\\ 0 & \sin n\theta & 0 & 0\\ 0 & 0 & \cos n\theta & 0\\ 0 & 0 & 0 & \cos n\theta\end{bmatrix}\begin{bmatrix}u_{nA}(z)\\ v_{nA}(z)\\ w_{nA}(z)\\ \beta_{nA}(z)\end{bmatrix}$$

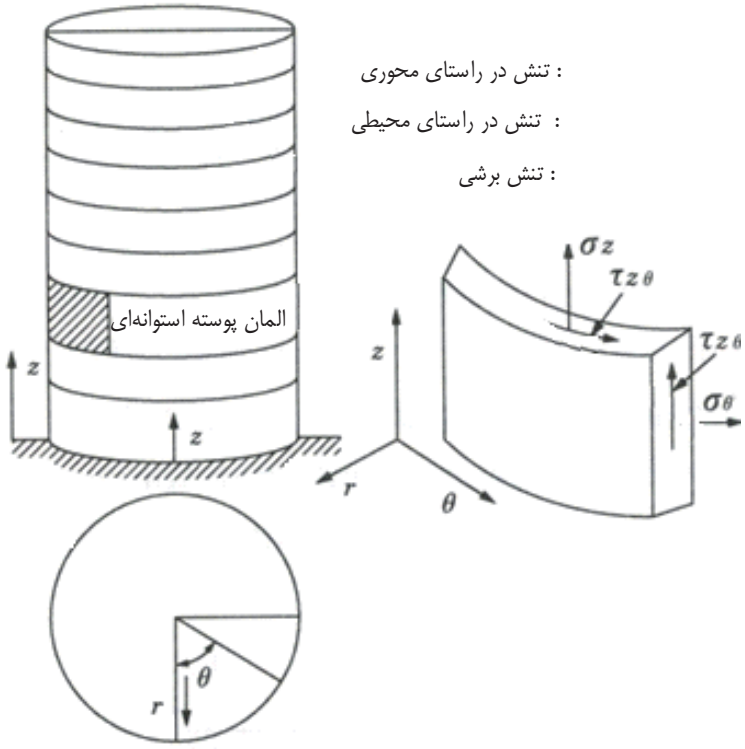
$$=\sum J_n\{\vec{u}_n(z)\}A \qquad (۶۷-۶)$$

$$\{\vec{f}(z,\theta)\}A=\begin{bmatrix}V_A(z,\theta)\\ T_A(z,\theta)\\ H_A(z,\theta)\\ R_A(z,\theta)\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\sum_{n=0}^{m}V_{nA}(z)\cos n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}T_{nA}(z)\sin n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}H_{nA}(z)\cos n\theta\\ \sum_{n=0}^{m}R_{nA}(z)\cos n\theta\end{bmatrix}=\sum_{n=0}^{m}\begin{bmatrix}\cos n\theta & 0 & 0 & 0\\ 0 & \sin n\theta & 0 & 0\\ 0 & 0 & \cos n\theta & 0\\ 0 & 0 & 0 & \cos n\theta\end{bmatrix}\begin{bmatrix}V_{nA}(z)\\ T_{nA}(z)\\ H_{nA}(z)\\ R_{nA}(z)\end{bmatrix}$$

$$=\sum J_n\{\vec{f}_n(z)\}A \qquad (۶۸-۶)$$

که در آن، $\{\vec{u}_n(z)\}A$ و $\{\vec{f}_n(z)\}A$ تغییر مکان و توزیع در راستای Z نیروی خارجی المان را بیان می‌کند.

تنش‌های به‌دست آمده از تحلیل عبارتند از تنش در راستای محوری (δ_z)، تنش در راستای محیطی (δ_θ) و تنش برشی($\tau_{z\theta}$)(شکل ۶-۱۲).

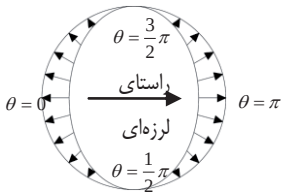
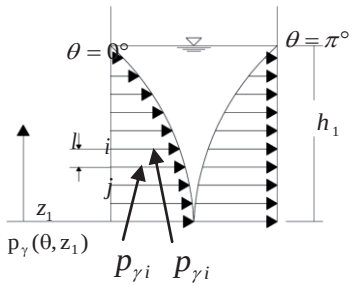
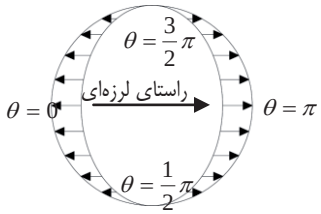
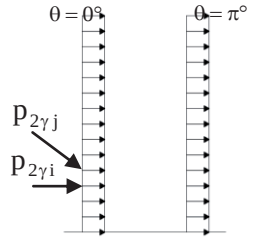
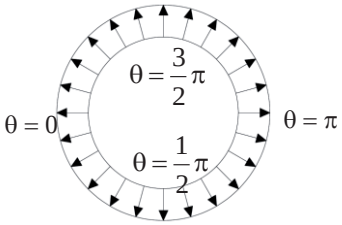
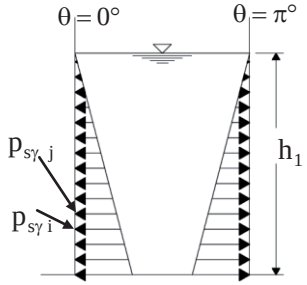
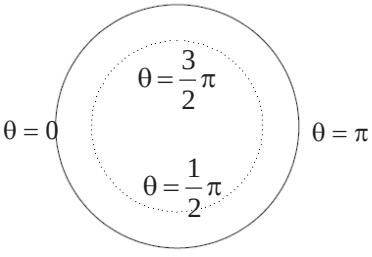
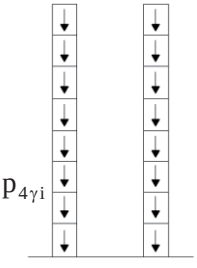


شکل ٦-۱۲ مؤلفه‌های تنش پوسته استوانه‌ای

٦-٤-۲- شرایط نیروهای خارجی

نیروهای خارجی وارد بر بدنه سازه پوسته استوانه‌ای در جدول ۶-۴ نشان داده شده است.

جدول ٦-٤-الف توزیع بار وارد بر مخزن هوایی

	توزیع در راستای محیطی	توزیع در راستای عمق
۱- فشار دینامیکی آب در طول زلزله $(p_1 r)$	 توزیع در راستای شعاعی $p_{1\gamma}(\theta,z_1)=\cos\theta$ توزیع در راستای محیطی $p_{1\theta}(\theta,z_1)=0$	 $p_{\gamma i}=K_h\,\gamma_0\,a_i\cos\theta\times I(\frac{z_1}{h_1})$ kN/m^2 $I(\frac{z_1}{h_1})=\sum_{i=0}^{\infty}\frac{(-1)^i}{\lambda_i}I^{(i)}(\frac{a}{h})\cos(\lambda_i\frac{z_1}{h_1})$
۲- نیروی اینرسی (P_2) داخل مخزن در طول زلزله	 توزیع در راستای شعاعی $p_{2\gamma}(\theta,z_1)=\cos\theta$ توزیع در راستای محیطی $p_{2\theta}(\theta,z_1)=\sin\theta$	 $p_{2\gamma i}(\theta,z_1)=\gamma_c t K_h\cos\theta$ توزیع یکنواخت $p_{2\theta}(\theta,z_1)=\gamma_c t K_h\sin\theta$
۳- فشار هیدرواستاتیکی $(P_{s\gamma})$	 توزیع یکنواخت فشار در راستای محیطی	 $p_{s\gamma}(\theta,z_1)=\gamma_0(h_1-z_1)$
۴- وزن خود مخزن آب (P_{4z})	 توزیع یکنواخت بار در راستای محیطی	 $p_{4z}(\theta,z_1)=\gamma_c t$ kN/m^2

جدول ٦-٤-ب توزیع بار وارد بر مخزن هوایی

	بار مماسی زلزله
۱- فشار دینامیکی آب در طول زلزله $(p_1 r)$	۱- بار در راستای شعاعی $P_{\gamma i} = \int p_\gamma(\theta, z_1)_\gamma \, d\theta \, dz \cong \frac{1}{6}(2p_{\gamma i} + p_{\gamma i}) + \pi r l \quad (kN)$ $P_{\gamma i} \cong \frac{1}{6}(p_{\gamma i} + 2p_{\gamma i}) \quad (kN)$
۲- نیروی اینرسی داخل مخزن در طول زلزله (P_2)	۱- بار در راستای شعاعی $P_{2\gamma i} = P_{2\gamma j} = \gamma_c t K_h \times \pi r l \, (kN)$ ۲- بار در راستای محیطی $P_{2\theta i} = P_{2\theta j} = \gamma_c t K_h \times \pi r l \quad (kN)$
۳- فشار هیدرواستاتیکی $(P_{s\gamma})$	۱- بار در راستای شعاعی $P_S = \int p_S(\theta, z_1)_r \, d\theta \, dz_1 \cong \frac{1}{6}(2p_{Si} + p_{Si}) + \pi r l \quad (kN)$ $P_{Sri} = \int p_S(\theta, z_1)_r \, d\theta \, dz_1 \cong \frac{1}{6}(p_{Si} + 2p_{Si}) + \pi r l \quad (kN)$
۴- وزن خود مخزن آب (P_{4z})	۱- بار در راستای شعاعی $P_{4zi} = P_{4zj} = p_{4zj} \times \pi r l = \gamma_c t \times \pi r l \, (kN)$

توجه:

به فرمول محاسباتی ۷-۱ مراجعه شود

t ضخامت دیوار است و γ_c وزن واحد حجم مخزن آب است.

۱- فشار هیدرودینامیکی آب داخل مخازن ذخیره آب

در مخازن مورد بحث، بار غالب در شرایط عادی، فشار استاتیکی آب و در حین زلزله، فشار هیدرودینامیکی آب داخل مخازن می‌باشد. چند نوع فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله وجود دارد. فشارهای ناشی از ارتعاش افقی زلزله و اضافه فشارهای ناشی از تغییر شکل سازه و زمین. فشارهای ناشی از ارتعاش افقی زلزله، در میان فشارهای هیدرودینامیکی در حین زلزله، غالب هستند. افزایش فشار هیدرودینامیکی ناشی از تغییر شکل مخازن آب، در مقایسه با حالت قبل، کوچک‌تر است؛ لذا برای طراحی، تنها فشار آب ناشی از ارتعاش افقی مخازن آب در نظر گرفته می‌شود و می‌توان از مابقی صرف نظر کرد. ارزیابی فشار هیدرودینامیکی آب داخل مخازن (p_{1r}) به صورت توزیع جرم مجازی، در بخش (۳-۱۲) توضیح داده شده است.

$$p_r(\theta, z_1) = K_{SH} \cdot \gamma_0 \cdot \cos\theta \cdot I\left(\frac{z_1}{h_1}\right) (kN/m^2) \qquad (۶۹-۶)$$

که در آن:

K_{SH}: ضریب زلزله

γ_0: چگالی آب (kN/m^3)

z_1: مختصات رو به بالا از کف مخزن آب (m)

h_1: عمق آب داخل برج آبگیر (m)

بار فشار هیدرودینامیکی از طریق $\cos\theta$ در محیط و از طریق $I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)$ در جهت عمق و در جهت شعاع، توزیع می‌شود.

۲- نیروی اینرسی مخازن ذخیره آب در طی زلزله، p_2

$$p_2 = (p_{2r} + p_{2\theta})\,(kN/m^3) \qquad (۶-۷۰)$$

که در آن:

$$p_{2r}(\theta, z_1) = \gamma_c t \sin\theta \cdot K_H\,(kN/m^2)$$
$$p_{2\theta}(\theta, z_1) = \gamma_c t \cos\theta \cdot K_H\,(kN/m^2) \qquad (۶-۷۱)$$

$p_{2r}(\theta, z_1)$ بار در راستای شعاع، بر حسب توزیع $\cos\theta$ در محیط می‌باشد که به صورت یکنواخت در راستای عمق توزیع شده است. $p_{2\theta}(\theta, z_1)$ بار محیطی است که از طریق $\sin q$ در راستای دایره توزیع شده و به صورت یکنواخت در راستای عمق توزیع می‌گردد.

۳- فشار استاتیکی آب p_{sr}

این فشار در راستای محیط به صورت یکنواخت توزیع شده است. در زیر توزیع در راستای عمق نشان داده شده است.

$$p_{sr}(\theta, z_1) = \gamma_0 (h_1 - z_1)\,(kN/m^2) \qquad (۶-۷۲)$$

این بار در راستای شعاع اعمال می‌شود.

۴- وزن دیوار مخزن آب p_{sr}

وزن مخزن ذخیره آب به طور یکنواخت در هر دو راستای محیطی و عمق توزیع می‌شود.

$$p_{4z}(\theta, z_1) = \gamma_c \cdot t\,(kN/m^2) \qquad (۶-۷۳)$$

γ_c: چگالی مصالح مخزن آب (kN/m3)

t: ضخامت دیوار مخزن آب (m)

$p_{4z}(\theta, z_1)$: وزن واحد سطح دیواره مخزن

این نیرو در جهت رو به پایین محور z اثر می‌کند.

٦-٤-٣- شرایط محاسبات

۱- شرایط مرزی

شرایط مرزی مربوط به شرایط اتصال دیوار و قسمت تحتانی مخزن آب می‌باشد.

هنگامی که لبه ثابت بر روی زمین قرار دارد، باید به طور کامل گیردار گردد. با وجود تکیه‌گاه مفصلی به صورت $(u = v = w = 0)$ خواهد شد. هنگامی که پوششی بر روی مخزن ذخیره آب وجود دارد، یا باید صلبیت آن تقویت و یا شرایط محدود کننده برای مخزن در نظر گرفته شود.

۲- شرایط بار

شرایط بار (برای هر باری که در بخش‌های قبل ذکر گردید) به صورت بار معادل خط اتصال، P (kN)، ارزیابی می‌شود. محاسبات بارهای خط اتصال با استفاده از انتگرال فوریه انجام و محاسبات در راستای محیط انجام می‌شود. توزیع بار مشابه

توزیعی خطی بوده و در راستای محور انجام می‌شود. پس از آن با استفاده از رابطه‌هایی که در زیر آمده است بار توزیع شده به بار متمرکز معادل (P_i ، P_j)، تبدیل می‌شود. در راستای عمق، شباهت‌های زیادی با بار متمرکز وجود دارد.

$$p_i = \frac{1}{6}\{2f(z_i) + f(z_i)\}l \ \ (kN/m) \qquad (۷۴-۶)$$

$$p_i = \frac{1}{6}\{2f(z_i) + f(z_i)\}l \ \ (kN/m) \qquad (۷۵-۶)$$

با کاربرد انتگرال فوریه برای P_i و P_j، در راستای محیطی، بار خطوط اتصال معادل P_i و P_j به دست می‌آیند.

$$P_i = p_i \cdot \pi \cdot r = \frac{1}{6}\{2f(z_i) + 2f(z_j)\}\pi \cdot \gamma \cdot l \qquad (۷۶-۶)$$

$$P_j = p_i \cdot \pi \cdot r = \frac{1}{6}\{f(z_i) + 2f(z_j)\}\pi \cdot \gamma \cdot l \qquad (۷۷-۶)$$

$f(z_i)$، $f(z_j)$: شدت بار توزیعی نیروهای خارجی در نقاط i و j (kN/m2).

l: عرض المان

٦-٤-٤- تقسیمات المان

مخازن ذخیره آب به المان‌های پوسته‌ای استوانه‌ای نازک تقسیم می‌شوند. در بخش پایین‌تر مخزن، جایی که شرایط بارگذاری سخت‌تر است، تقسیمات به المان‌های کوچک‌تری انجام می‌شود. این تقسیمات در نزدیکی رأس، جایی که بار کوچک است، عریض‌تر می‌باشد. برای نمونه، مخزن آبی با ارتفاع ۲۰ متر و عرض المان بین ۵۰ و ۱۰۰ سانتی‌متر به کار می‌رود. تا ارتفاع حدود ۵ متری از کف، عرض ۵۰ سانتی‌متری را می‌توان در نظر گرفت. با رفتن به سمت بالای المان، افزایش تقریبی ۱۰ سانتی‌متری تا رسیدن به عرض ۱۰۰ سانتی‌متری المان در رأس مخزن آب صورت می‌گیرد.

فصل ۷

طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی خطوط لوله آب‌رسانی

۷-۱- خطوط لوله آب‌رسانی

خطوط لوله بخش اعظم شبکه آب‌رسانی را تشکیل می‌دهند.

طول خطوط لوله در شبکه‌های انتقال آب شهری به ده‌ها هزار کیلومتر می‌رسد.

بخش زیادی از سرمایه گذاری سامانه آب‌رسانی صرف اجرای خطوط لوله و تعمیر و نگهداری آن‌ها می‌شود.

تقریباً همه این خطوط به صورت مدفون بوده و تعمیرات آن‌ها منجر به عملیات حفاری در معابر می‌گردد.

مهم‌ترین بخش خطوط لوله در شبکه توزیع، اتصالات آن‌ها می‌باشد که آسیب‌پذیرترین قسمت شبکه در مقابل اثرات ناشی از زلزله بر این سامانه می‌باشد.

بازیابی (آب‌رسانی) و بازسازی (ترمیم آسیب)، تعمیر (خرابی) و تعویض (منهدم و از بین رفته) مؤلفه‌های مدفون که به طور عمده لوله‌ها هستند بسیار زمان‌بر، نفربر و پرهزینه می‌باشد.

طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی خطوط لوله مدفون در مقابل زلزله می‌تواند از نظر مدیریتی (اقتصادی، اجتماعی و اجرایی) و مهندسی (فیزیکی، عملکردی و سیستمی) محاسن و فواید بسیار زیادی داشته باشد.

قبل از شبکه توزیع نیز بایستی به خطوط انتقال اشاره نمود که گرچه از نظر متراژ بسیار کمتر از خطوط توزیع هستند ولی از نظر درجه اثرگذاری در آب‌رسانی از اهمیت بیشتری برخوردارند.

بعد از خطوط توزیع فرعی ده‌ها هزار کیلومتر نیز خطوط لوله سرویس مشترکین وجود دارد که دارای اقطار بسیار پایین‌تری در مقایسه با شبکه توزیع بوده و اهمیت کمتری دارند. لیکن بخش قابل توجهی از آسیب شبکه‌های آب‌رسانی در این لوله‌ها به وجود می‌آید.

این فصل از راهنما به نکات مهم و مؤثر در طراحی لرزه‌ای خطوط لوله سامانه‌های آب‌رسانی شهری می‌پردازد.

۷-۲- مؤلفه‌های هدف

خط لوله انتقال و توزیع شامل سازه‌های زیر است:

۱- خط لوله مدفون (پیوسته و گسسته)

۲- شافت

۳- مجرای پوشش دار

۴- کانال مشترک

۵- تونل

۶- خطوط روزمینی یا پل لوله (که از کنار پل‌ها و یا مانند پل‌ها بر روی تکیه‌گاه‌ها و در هوا عبور می‌نمایند.)

اهداف این فصل به صورت دیگری به شرح زیر طبقه بندی می‌شود:

۱- خطوط لوله مدفون

۲- خطوط لوله روزمینی

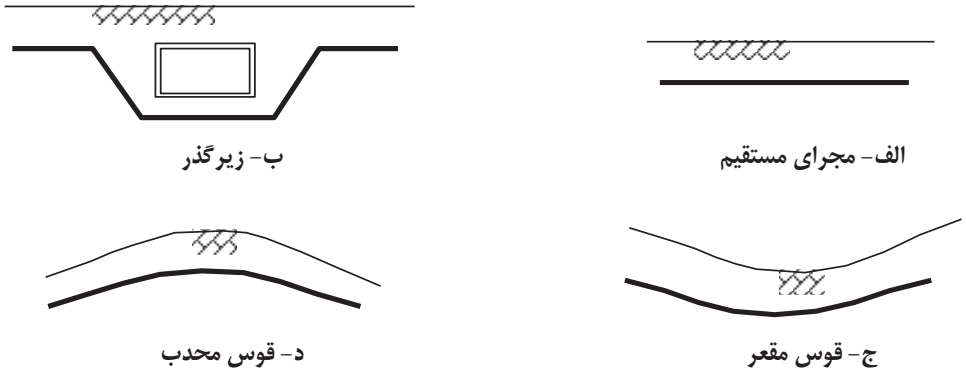
توضیحات:

۱- خطوط لوله مدفون

در حال حاضر اغلب مجاری جهت محافظت و انتقال مناسب بار، به صورت مدفون اجرا می‌شوند.

مجاری احداثی در جاده‌ها و خیابان‌ها، شامل بخش‌های مستقیم و خم‌های ۴۵ و ۹۰ درجه و قوس‌های محدب و مقعر می‌باشند. برای اطمینان از عملکرد مناسب معمولاً امکان استفاده از خم‌های با زاویه‌های زیاد وجود ندارد.

حالات مختلفی برای لوله‌های مدفون در شکل (۷-۱) نشان داده شده است.



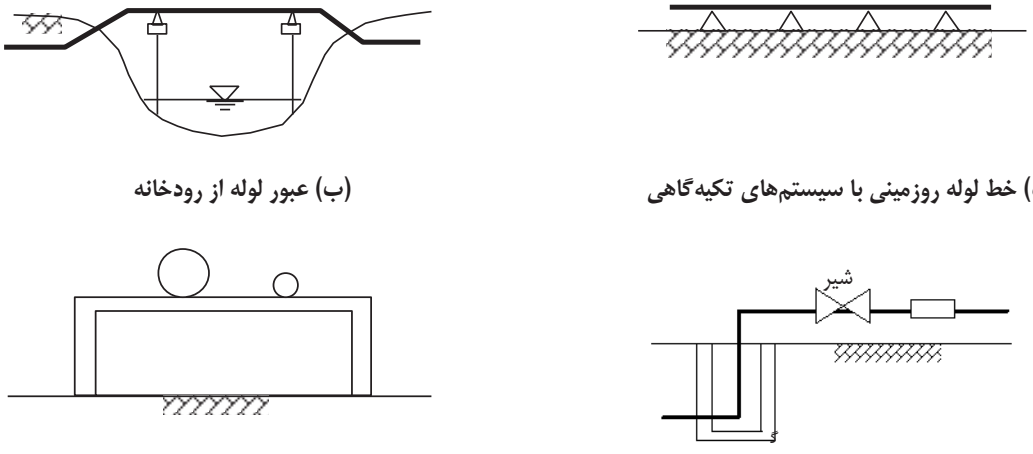
الف- مجرای مستقیم **ب- زیرگذر**

ج- قوس مقعر **د- قوس محدب**

شکل ۷-۱ حالت‌هایی از خطوط لوله مدفون

۲- خطوط لوله روزمینی

گرچه اغلب خطوط لوله مدفون می‌باشند اما در برخی زمین‌ها امکان دفن وجود نداشته و مجاری روی سطح زمین اجرا می‌شوند. جهت کنترل انبساط و انقباض حرارتی، این مجاری به همراه درزهای انبساطی یا به صورت حلقه‌های انبساطی و یا زیگزاگ اجرا می‌شوند. انواع مختلفی از لوله‌های روزمینی در شکل (۷-۲) داده شده است.



(الف) خط لوله روزمینی با سیستم‌های تکیه‌گاهی **(ب) عبور لوله از رودخانه**

(ج) خط لوله روزمینی همراه با شیر و اتصال **(د) لوله‌های روزمینی واقع بر تجهیزات تکیه‌گاهی**

شکل ۷-۲ انواع مختلف خطوط لوله روزمینی

جهت عبور خطوط لوله از رودخانه‌ها می‌توان با کنترل وجود ظرفیت باربری از پل‌های موجود استفاده نمود. این کار باعث کاهش هزینه‌ها و تسهیل فعالیت‌های نگهداری می‌شود.

۷-۳- ملاحظات کلی طراحی لرزه‌ای خط لوله

۱- لوله‌هایی که از زمین‌های ناپایدار عبور می‌کنند باید قابلیت کافی در بدنه و اتصالات برای تحمل نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله را داشته باشند. در صورت نیاز می‌باید نسبت به پایداری سازه‌ای پی یا تحکیم خاک یا هردو اقدام نمود.

۲- زمین‌های مصنوعی مثل سواحل یا رودخانه‌های قدیمی در زلزله دچار تغییر شکل‌های بزرگ می‌شوند. در این زمین‌ها لوله‌ها باید ظرفیت تغییر شکل‌پذیری بالایی داشته باشند.

۳- لوله‌هایی که بالای شیب قرار می‌گیرند باید پایداری لازم در برابر لغزش شیب را داشته باشند.

۴- به دلیل احتمال وقوع جابه‌جایی‌های نسبی در زمین در اثر زلزله، خط لوله باید مقاومت کافی برای جذب آن خصوصاً در شرایط توپوگرافی خاص را داشته باشد.

۵- در زمین‌های روان گرا، لوله باید دارای مقاومت کافی باشد.

۶- در زمین‌های مجاور دیوارهای ساحلی و شیب‌های ساحلی نیز مقاومت لرزه‌ای زیادی مورد نیاز می‌باشد.

۷- در شرایطی که عبور از گسل فعال اجتناب‌ناپذیر باشد، شکل‌پذیری و جذب انرژی کافی باید برای لوله تأمین شود و در صورت وارد آمدن آسیب، عملکرد لوله حفظ یا این‌که سیستم جایگزین مناسب برای زمان زلزله پیش‌بینی شود.

۸- ظرفیت جذب تغییر شکل در محل اتصال لوله‌ها به ساختمان‌ها باید وجود داشته باشد.

۹- ضروری است که در قسمت‌هایی که لوله تغییر ارتفاع دارد نظیر قرار گرفتن در یک محفظه یا مجاری شهری مشترک، ملاحظات دقیقی برای تحمل نیروی اینرسی تحمیلی ناشی از زلزله علاوه بر نیروی عادی نامتعادل در نظر گرفته شود. به‌علاوه تمهیدات لرزه‌ای، نظیر اتصال انبساطی و انعطاف‌پذیر (لوله)، در بخشی که تغییر مکان نسبی خط لوله مدفون در زلزله ممکن است افزایش یابد، باید در نظر گرفته شود.

۱۰- در بخشی از خط لوله که تحت اثر فشار دینامیکی آب در حین زلزله است، باید تمهیدات لازم در نظر گرفته شود.

۱۱- در قوس‌ها و خم‌های لوله‌های گسسته برای افزایش شکل‌پذیری از قطعات لوله خم شده استفاده شود.

۱۲- در محل عبور لوله از راه‌ها، لوله باید در عمق مناسب دفن شود تا با سایر مؤلفه‌های راه تداخل نداشته و تعمیر و نگهداری آن نیز آسان باشد.

۱۳- در تقاطع‌های زیرزمینی بین خطوط، حداقل ۳۰cm فاصله آزاد باید رعایت شود.

۱۴- برای لوله‌های قطور برای بررسی وضعیت لوله پس از زلزله نیاز به آدم‌رو در نقاط مناسب می‌باشد.

۱۵- شیرها باید در فواصل ۵۰۰ تا ۱۰۰۰ متری نصب شوند. نصب تجهیزات قطع جریان اضطراری، به منظور تقسیم عملکرد خط لوله، بسیار مؤثر می‌باشد.

۱۶- در خطوط باید از خم‌های ناگهانی و دارای زاویه زیاد تا حد ممکن اجتناب نمود.

طراحی لرزه‌ای خط لوله باید با در نظر گرفتن خصوصیات زمین‌شناختی و جغرافیایی در مکان‌های زیر انجام شود.

۱- مکانی‌هایی که لازم است خصوصیات زمین‌شناختی و جغرافیایی آن بررسی شود.

از آن‌جایی که حرکات زمین بر رفتار لوله تأثیر می‌گذارد و با توجه به سوابق خسارات خطوط در زلزله‌های گذشته، موارد زیر باید به دقت مورد بررسی و تحلیل قرار گیرند.

۱-۱- زمین خاک‌ریز

خاک‌ریزها ممکن است تحت اثر زلزله دچار لغزش، فرو ریزش و حرکات شدید شوند.

۱-۲- زمین مصنوعی

زمین‌های مصنوعی در سواحل دریا و رودخانه‌ها و مخازن قدیمی در زلزله دچار روان گرایی و جابه‌جایی زیاد می‌گردند.

۱-۳- نقاط بالای شیب‌ها

در نقاط بالای شیب‌ها کنترل لغزش در اثر زلزله ضروری است.

۱-۴- وجود لایه‌های ضعیف و ضخیم زیرین

در صورت وجود لایه‌های ضعیف و ضخیم زیرین، تغییرشکل‌های سطحی می‌تواند بسیار قابل توجه باشد. هم‌چنین کاهش سطح آب زیرزمینی و نشست‌های ناشی از آن در زمین‌های نرم این تغییرشکل‌ها را تشدید می‌نماید.

۱-۵- تغییرات زمین‌شناسی و توپوگرافی در قسمت‌های باریک

تغییرات زمین‌شناسی و توپوگرافی در قسمت‌های باریک و مرزی بین بستر و آبرفت می‌تواند پتانسیل حرکات نسبی را به خاطر تغییر ناگهانی شرایط زمین بین لایه‌ها تشدید نماید.

۱-۶- نواحی روان‌گرا

در صورت وجود لایه‌ای ریزدانه و زیر سطح آب زیرزمینی، پتانسیل روان‌گرایی و گسترش جانبی بسیار زیاد خواهد بود.

۱-۷- زمین‌های مجاور سواحل حفاظت شده

در زمین‌های مجاور سواحل حفاظت شده در صورت خرابی دیوارهای حفاظتی حرکات جانبی شدیدی اتفاق خواهد افتاد.

۱-۸- زمین‌های شیب‌دار

زمین‌های شیب‌دار در زلزله دارای پتانسیل لغزشی زیادی هستند و می‌توانند نیروهای جانبی زیادی به خط لوله وارد نمایند.

۱-۹- گسل فعال

گسل فعال حتی‌الامکان نباید خط را قطع نماید در غیر این‌صورت تأمین انعطاف‌پذیری کافی ضروری است.

۲- نواحی که نیاز به بررسی سازه‌ای دارد

در برخی نواحی خط لوله باید از نظر نشست‌ها و تغییر شکل‌ها به دقت بررسی شود این نواحی عبارتند از:

۱-۱- محل اتصال خط لوله به سازه که محل تمرکز تنش و تغییر ناگهانی تغییر شکل می‌باشد.
در این نواحی می‌توان از اتصال انبساطی و انعطاف‌پذیر برای کاهش یا جلوگیری از خسارت استفاده نمود. در صورتی که این شرایط در زمین مشکل‌دار پیش بیاید، لوله باید کل تغییر شکل‌ها را تحمل نماید.
۱-۲- قسمت‌هایی که لوله تغییر ارتفاع دارد (نظیر قرار گرفتن در یک محفظه یا مجاری مشترک شهری)
در شرایطی که لوله از قسمت عمیق به کم عمق بالا می‌آید، جابه‌جایی قسمت فوقانی نسبت به تحتانی در زلزله باید مد نظر قرار گیرد.
۱-۳- بخش دریافت کننده فشار دینامیکی آب در حین زلزله
در بخش‌های انتهایی، بخش خمشی و بخش T شکل، باید تنش دینامیکی آب در حین زلزله در نظر گرفته شود.

۷-٤- خط لوله مدفون

۷-٤-۱- روش پاسخ تغییر مکان برای طراحی خط لوله

۷-٤-۱-۱- ورودی طراحی لرزه‌ای

ورودی لرزه‌ای به صورت نسبت ارتعاش زمین در سنگ بستر (بر حسب شتاب) بر شتاب ثقل بیان می‌شود.
چنین ورودی لرزه‌ای «ضریب زلزله طراحی در سنگ بستر» نامیده می‌شود و از این راهنما تحت عنوان بارگذاری لرزه‌ای شریان‌های حیاتی به‌دست می‌آید.

۷-٤-۱-۲- طیف سرعت

طیف پاسخ سرعت α_v برای شتاب ثقل ورودی در سنگ بستر در راهنمای بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای شریان‌های حیاتی ایران آورده شده است.

۷-٤-۱-۳- پریود غالب زمین

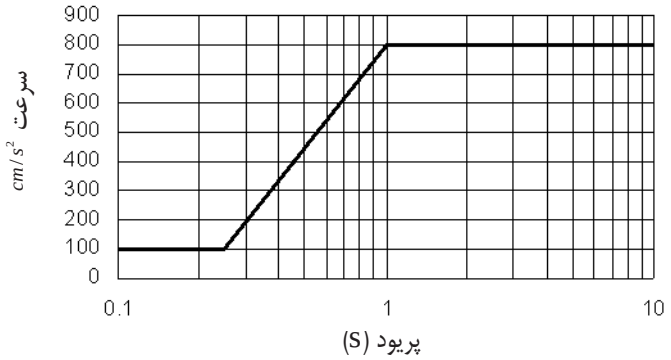
به رابطه راهنمای بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای شریان‌های حیاتی ایران مراجعه شود.

۷-٤-۱-٤- طول موج

طول موج (L) حاصل موج پیش‌رونده افقی از نوع موج سطحی رایله می‌باشد. طول موج ظاهری $L_A(m)$ از ((۷-۱) به‌دست می‌آید.

$$L_A = V \cdot T_p \qquad (۷-۱)$$

که در آن $V(m/s)$ سرعت موج پیش‌رونده افقی است و از منحنی پراکندگی شکل (۷-۳) به دست می‌آید.



شکل ۷-۳ نمودار پراکندگی

۷-٤-۱-٥- تغییر مکان افقی زمین

به بند (۳-۲-۳) راهنمای بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای شریان‌های حیاتی رجوع شود.

۷-٤-۱-٦- تغییر مکان قائم زمین

۱- دامنه تغییر مکان پاسخ قائم از رابطه (۷-۲) محاسبه می‌گردد:

$$U_v = \frac{1}{2} U_h \qquad (۷-۲)$$

۲- هنگامی که حرکت زمین به علت شرایط غیر عادی زمین از جمله شیب سنگ بستر تشدید می‌شود، ضریب زلزله در ۱/۲ $(1.2K_{SH})$ ضرب می‌شود.

۷-٤-۱-۷- کرنش زمین

کرنش زمین در راستای محور لوله از رابطه (۷-۳) محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_G = \frac{\pi U_h}{L} \qquad (۷-۳)$$

که در آن:

ε_G : کرنش زمین

U_h : دامنه تغییر مکان افقی زمین در راستای محور لوله (cm) (به بند ۳-۲-۳ راهنمای بار گذاری و تحلیل لرزه‌ی شریان‌های حیاتی ایران رجوع شود.)

L : طول موج (cm)

توضیحات:

خطوط لوله مدفون به دو دسته تقسیم می‌شود: خطوط لوله پیوسته و خطوط لوله گسسته.

خطوط لوله پیوسته مدفون، به طور عمده از فولاد جوش شده ساخته می‌شوند. لوله‌های چدنی نرم که با فلنج به هم متصل می‌شوند (این عمل به ندرت انجام می‌شود)، مشابه خطوط لوله پیوسته رفتار می‌کند، خطوط لوله گسسته از لوله‌های چدنی نرم ساخته می‌شود. خطوط لوله ساخته شده از فولاد جوشی که دارای اتصالات ارتجاعی می‌باشد، خطوط لوله گسسته در نظر گرفته می‌شود.

۷-٤-۱-۸- ضریب سختی خاک در روش تنش مجاز

در محاسبات مربوط به روش تنش مجاز، لغزش بین خاک و خطوط لوله نباید در نظر گرفته شود. ضرایب سختی خاک در راستای محوری و عرضی لوله، K_{g1} و K_{g2}، از رابطه‌های (۷-۴) و (۷-۵) به دست می‌آیند:

$$K_{g1} = C_1 \frac{\gamma_t}{g} V_S^2 \qquad (۴-۷)$$

$$K_{g2} = C_2 \frac{\gamma_t}{g} V_S^2 \qquad (۵-۷)$$

که در آن:

K_{g_1}, K_{g_2} : ضرایب سختی خاک در واحد طول، به ترتیب در راستای محوری و عرضی لوله. (Pa)

γ_t : وزن مخصوص خاک (N/m^3)

g : شتاب ثقل ($۹/۸ m/s^2$)

V_S : سرعت موج برشی ارتجاعی در لایه سطحی (m/s)

C_1، C_2 : ضرایب سختی خاک در راستای محوری و عرضی لوله

توضیحات:

تقریباً مقادیر C_1 =۱/۵ و C_2 =۳ در نظر گرفته می‌شوند، اما توصیه می‌شود که مقادیر دقیق با استفاده از روش المان محدود به دست آید. برای مثال، روابط زیر از روش المان محدود با انتخاب عمق بین ۵ و ۳۰ متر و قطر خط لوله بین ۱۵۰ و ۳۰۰۰ میلی‌متر، به دست آمده است:

$$C_1 = 1.3H^{-0.4}D^{0.25} \qquad (۶-۷)$$

$$C_2 = 2.3H^{-0.4}D^{0.25} \qquad (۷-۷)$$

H : ضخامت لایه سطحی زمین (m)

D : قطر خط لوله (m)

۷-٤-۱-۹- نیروی اصطکاک زمین در طراحی شکل‌پذیر

در محاسبات مربوط به طراحی به روش شکل‌پذیر باید لغزش بین خاک و لوله در نظر گرفته شود. اصطکاک بین خاک و لوله باید در حدود ۰/۰۱ MPa باشد.

در خط لوله با اهمیت ویژه بهتر است اصطکاک به کمک محاسبات پاسخ غیر خطی تعیین شود.

۷-٤-۲- محاسبات مربوط به خط لوله پیوسته به روش پاسخ تغییر مکان

۷-٤-۲-۱- کلیات

در صورتی که تنش یا کرنش لوله از روش طراحی تنش مجاز به‌دست آید، لغزش بین خاک و لوله نباید در نظر گرفته شود. درحالی‌که برای طراحی شکل‌پذیر، لغزش بین خاک و لوله باید مد نظر قرار بگیرد.

۷-٤-۲-۲- محاسبه تنش بدنه لوله در طراحی به روش تنش مجاز

تنش بدنه خط لوله در طراحی به روش تنش مجاز می‌تواند با رابطه‌های زیر محاسبه شود.

$$\sigma_{1L} = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{L} E \qquad (۸-۷)$$

$$\sigma_{1B} = \alpha_2 \frac{\pi^2 D U_h}{L^2} E \qquad (۹-۷)$$

$$\sigma_{1x} = \sqrt{{\alpha_{1L}}^2 + {\alpha_{1B}}^2} \qquad (۱۰-۷)$$

σ_{1L} : تنش محوری خط لوله مدفون (Pa)

σ_{1B} : تنش خمشی خط لوله مدفون (Pa)

σ_{1x} : تنش مرکب از تنش محوری و تنش خمشی (Pa)

α_1, α_2 : ضرایب انتقال تغییر مکان زمین در راستای محوری و عرضی لوله که به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L'}\right)^2} \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4} \end{aligned}\right\} \qquad (۱۱-۷)$$

$$\left.\begin{aligned} \lambda_1 &= \sqrt[2]{\frac{K_{g1}}{EA}}\,(1/m) \\ \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{EI}}\,(1/m) \end{aligned}\right\} \qquad (۱۲-۷)$$

L' : طول موج ظاهری $(=\sqrt{2}L)$(m)

L : طول موج (m)

K_{g_1}, K_{g_2} : ضرایب سختی خاک در واحد طول، در راستای محوری و عرضی لوله (Pa)

E : مدول ارتجاعی خط لوله مدفون (Pa)

A : سطح مقطع خط لوله مدفون (m^2)

I : ممان اینرسی خط لوله (m^4)

U_h : تغییر مکان افقی زمین (m)

D : قطر خارجی خط لوله مدفون (m)

۷-٤-۲-۳- محاسبه تنش بدنه لوله پیوسته (به روش طراحی شکل‌پذیر)

۱- تنش محوری بدنه لوله به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\sigma_{2L} = \frac{\pi D \tau L'}{4A} \qquad (۱۳-۷)$$

σ_{2L} : تنش محوری خطوط لوله (Pa)

τ : تنش اصطکاکی بین خط لوله و زمین (Pa)

۲- تنش خمشی و تنش مرکب که باید از روابط (۷-۹) و (۷-۱۰) محاسبه می‌شود.

۷-٤-۲-٤- محاسبه کرنش بدنه لوله (طراحی خط لوله پیوسته به روش تنش مجاز)

خطوط لوله نظیر لوله فولادی باید با روش زیر محاسبه شود.

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \qquad (۱۴-۷)$$

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \cdot \frac{2\pi D}{L}\varepsilon_G \qquad (۱۵-۷)$$

$$\varepsilon_{1x} = \sqrt{\varepsilon_{1L}{}^2 + \varepsilon_{1B}{}^2} \qquad (۱۶-۷)$$

ε_{1L} : کرنش محوری خط لوله

ε_{1B} : کرنش خمشی خط لوله

ε_{1x} : کرنش ترکیبی محوری و خمشی

ε_G : کرنش محوری زمین

α_1 : ضریب انتقال برای کرنش محوری زمین

$$\alpha_1 = \frac{1}{1+\left[2\pi/\left(\lambda_1 L'\right)\right]^2} \qquad (۱۷-۷)$$

$$\lambda_1 = \left[K_{g_1}/\left(EA\right)\right]^{1/2} \qquad (۱۸-۷)$$

α_2 : ضریب انتقال برای کرنش عرضی زمین (رابطه (۷-۱۱))

مقدار ε_{1L} در حالت ارتجاعی از روشی که قبلاً توضیح داده شد، محاسبه می‌شود.

اما در صورتی که مقدار ε_{1L} بزرگ‌تر از کرنش تسلیم لوله ε_y باشد، مقدار آن با استفاده از ضریب تبدیل λ_1، $\lambda_1 = \left[\left(K_{g1}/\left\{\varepsilon_y/(2\varepsilon_{1L})EA\right\}\right)\right]^{1/2}$، مجدداً از رابطه (۷-۱۴) محاسبه می‌شود.

برای کنترل ایمنی تنش، روابط (۷-۸) تا (۷-۱۰) به کار می‌روند.

۷-٤-۲-۵- محاسبه کرنش بدنه لوله در طراحی به روش شکل‌پذیر

۱- کرنش محوری ε_{2L} باید به صورت زیر محاسبه شود:

$$\left.\begin{array}{ll}\varepsilon_{2L} = L/\zeta & (L < L_1)\\ \varepsilon_{2L} = L/(\kappa\zeta) & (L_1 \le L < L_2)\\ \varepsilon_{2L} = \varepsilon_{G\max} & (L_2 = L)\end{array}\right\} \qquad (۷-۱۹)$$

$$L_2 = \kappa\zeta\left\{\varepsilon_{G\max} - (1+1/\kappa)\varepsilon_y\right\} \qquad (۷-۲۰)$$

$$\zeta = 2\sqrt{2}\,Et/\tau \qquad (۷-۲۱)$$

t : ضخامت خط لوله مدفون (m)

κ : مقدار سخت‌شدگی ویژه برای کرنش خط لوله مدفون (κ =۰/۱)

ε_y : کرنش تسلیم خط لوله مدفون

$\varepsilon_{G\max}$: کرنش زمین در $S_{V\max}$ (S_V ' در صورتی که $T_G \ge 0.7$)

۲- کرنش خمشی و کرنش مرکب باید از روابط (۷-۱۵) و (۷-۱۶) محاسبه شوند.

۷-٤-۳- محاسبات مربوط به خط لوله گسسته به روش پاسخ تغییر مکان

۷-٤-۳-۱- کلیات

۱- اصولاً خط لوله گسسته باید به روش شکل‌پذیر طراحی شود. در صورتی که تنش یا کرنش به دست آمده در لوله کمتر از مقدار متناظر با حد پایین ضریب زلزله باشد، لغزش بین خاک و لوله نباید در نظر گرفته شود. در غیر این صورت لغزش بین خاک و لوله باید مد نظر قرار گیرد.

۲- حد پایین ضریب زلزله با استفاده از سطح خطر-۲ بدست می‌آید.

۳- تغییر مکان اتصال و زاویه خمشی باید از دامنه تغییر مکان افقی زمین به دست آید.

۷-٤-۳-۲- محاسبه تنش بدنه لوله گسسته (خط لوله گسسته چدنی نرم بدون در نظر گرفتن لغزش)

بدون در نظر گرفتن لغزش بین لوله و خاک، تنش لوله به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\sigma'_{1L}(x) = \zeta_1(x)\cdot\sigma_{1L} \qquad (۷-۲۲)$$

$$\sigma'_{1B}(x)=\zeta_2(x)\cdot\sigma_{1B} \quad (۲۳-۷)$$

$$\sigma'_{1x}(x)=\sqrt{\{\sigma'_{1L}(x)\}^2+\{\sigma'_{1B}(x)\}^2} \quad (۲۴-۷)$$

$\sigma'_{1L}(x)$، $\sigma'_{1B}(x)$: تنش محوری و تنش خمشی (Pa)

$\sigma_{1L}(x)$، $\sigma_{1B}(x)$: تنش محوری و تنش خمشی که از روابط (۷-۸) و (۷-۹) محاسبه می‌شود. (Pa)

$\sigma'_{1x}(x)$: تنش ترکیبی محوری و خمشی در نقطه x (m) از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله (Pa)

$\zeta_1(x)$، $\zeta_2(x)$: ضرایب اصلاح تنش لوله مدفون با فرض پیوستگی اتصالات (به‌طوری که بتوان با فرض صلب بودن اتصال، لوله گسسته را به صورت پیوسته در نظر گرفت)

بهتر است $[\sigma'_{1L}(x)]^2$ در رابطه (۷-۲۴) بر اساس اهمیت خط لوله، در ۳/۱۲ – ۱/۰۰ ضرب شود.

۷-٤-۳-۳- محاسبه تنش بدنه لوله (خط لوله گسسته چدنی نرم با در نظر گرفتن لغزش)

در این حالت تنش محوری σ'_{2L} باید با تحلیل غیر خطی به دست آید. در مورد خطوط لوله چدنی نرم، محاسبات زیر می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. این روابط با در نظر گرفتن زلزله‌های متوسط یا شدیدتر به دست آمده‌اند.

$$\sigma_L=\frac{\pi\cdot D\cdot\tau\cdot l}{2A} \quad (۲۵-۷)$$

σ_L : تنش محوری (Pa)

l : طول خط لوله (m)

A : سطح مقطع لوله (m^2)

تنش خمشی و تنش مرکب باید با استفاده از روابط (۷-۲۳) و (۷-۲۴) محاسبه شوند.

۷-٤-۳-٤- محاسبه کرنش بدنه لوله (خط لوله گسسته فولادی بدون در نظر گرفتن لغزش)

کرنش محوری لوله دارای اتصال انعطاف‌پذیر، برای زلزله سطح خطر-۱ به صورت زیر محاسبه می‌شود،

$$\varepsilon'_{1L}(x)=\zeta_1(x)\cdot\varepsilon_{1L} \quad (۲۶-۷)$$

$$\varepsilon'_{1B}(x)=\zeta_2(x)\cdot\varepsilon_{1B} \quad (۲۷-۷)$$

$$\varepsilon'_{1x}(x)=\sqrt{\{\varepsilon'_{1L}(x)\}^2+\{\varepsilon'_{1B}(x)\}^2} \quad (۲۸-۷)$$

$\varepsilon'_{1L}(x)$، $\varepsilon'_{1B}(x)$: کرنش محوری و کرنش خمشی در نقطه (m) از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله

ε_{1L}، ε_{1B} : کرنش محوری و کرنش خمشی که از روابط (۷-۱۴) و (۷-۱۵) محاسبه می‌شوند.

$\varepsilon'_{1x}(x)$: کرنش مرکب محوری و خمشی در نقطهx (m) از اتصالات انعطاف‌پذیر در راستای محوری لوله

$\zeta_1(x)$، $\zeta_2(x)$: ضرایب اصلاح تنش لوله مدفون با فرض پیوستگی اتصالات (به‌طوری که بتوان با فرض صلب بودن اتصال، لوله گسسته را به صورت پیوسته در نظر گرفت)

۷-٤-۳-۵- محاسبه کرنش بدنه لوله گسسته (خط لوله گسسته فولادی با در نظر گرفتن لغزش)

کرنش محوری ε'_{2L} به صورت زیر به دست می‌آید،

$$\varepsilon'_{2L}=\frac{\tau L_e}{2Et} \qquad (۲۹-۷)$$

L_e : فاصله قرارگیری اتصالات لوله انعطاف‌پذیر (m)

t : ضخامت خط لوله مدفون (m)

تنش خمشی و تنش مرکب باید با استفاده از روابط (۷-۲۷) و (۷-۲۸) محاسبه شوند.

۷-٤-۳-٦- محاسبه تغییر مکان محوری اتصال

تغییر مکان محوری اتصال به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$|u_J|=u_0\overline{u_J} \qquad (۳۰-۷)$$

$|u_J|$: مقدار انبساط محوری اتصالات (m)

u_0 : تغییر مکان نسبی محوری تیر با فرض تیر با طول نامحدود (m)

$$\overline{u_J}=\frac{2\gamma_1|\cosh\beta_1-\cos\gamma_1|}{\beta_1\sinh\beta_1} \qquad (۳۱-۷)$$

$$u_0=\alpha_1 U_a \qquad (۳۲-۷)$$

$$\alpha_1=\frac{1}{1+\left(\gamma_1/\beta_1\right)^2} \qquad (۳۳-۷)$$

$$\beta_1\left(=\lambda_1 l\right)=\sqrt{\frac{K_{g1}}{EA}}\cdot l \qquad (۳۴-۷)$$

$$\gamma_1=\frac{2\pi l}{L'} \qquad (۳۵-۷)$$

EA : سختی کششی (N)

L : فاصله بین اتصالات (m)

K_{g_1} : سختی خاک در راستای محوری لوله (Pa)

L' : طول موج ظاهری $(=\sqrt{2}L)$ (m)

L : طول موج (m)

U_a : تغییر مکان افقی زمین در راستای محوری (m)

$$U_a=\frac{1}{\sqrt{2}}U_h \qquad (۳۶-۷)$$

U_h : تغییر مکان افقی در عمق x (m) از سطح زمین

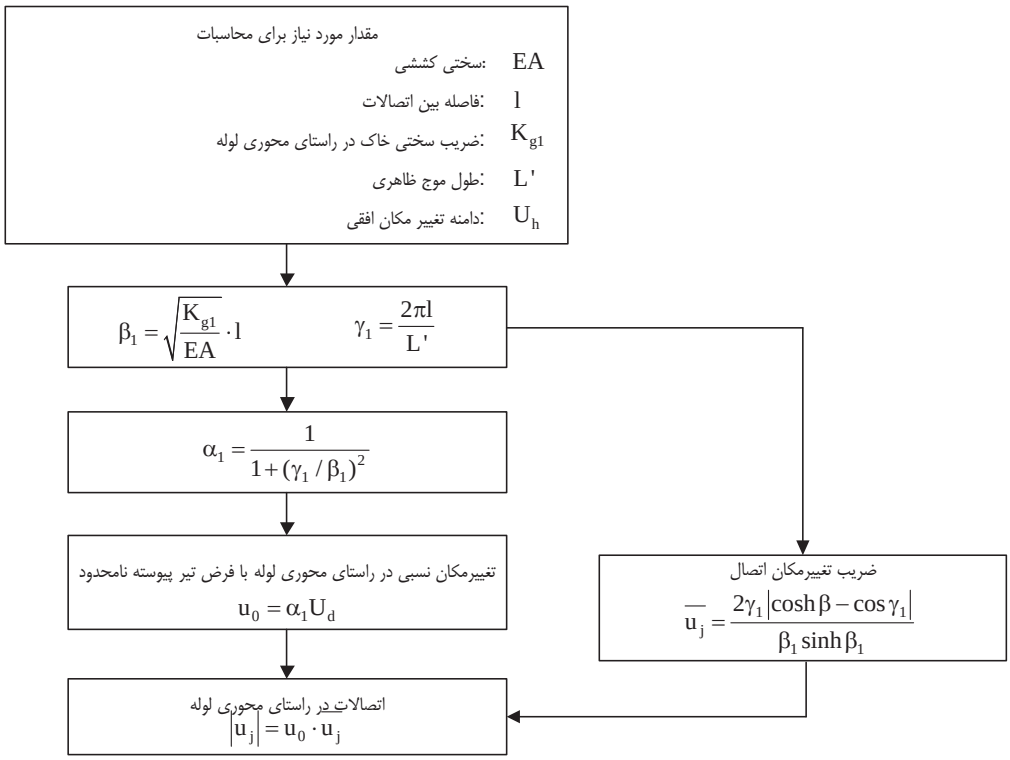
برای لوله چدنی تحت زلزله متوسط تا شدید از رابطه (۷-۳۷) استفاده می‌شود:

$$e_p=\varepsilon_G 1 \qquad (۳۷-۷)$$

e_p : انبساط اتصال در راستای محوری (m)

ε_G : کرنش زمین

روند محاسبات انبساط محوری اتصال، در شکل (۷-۴) نشان داده شده است.



شکل ۷-٤ روند محاسبات انبساط محوری اتصال

۷-٤-۳-۷- محاسبه زاویه خمشی اتصال

زاویه خمشی به صورت زیر محاسبه می‌شود،

$$\theta = \frac{4\pi^2 l U_h}{L^2} \qquad (۳۸-۷)$$

θ : زاویه خمشی اتصالات (rad)

U_h : تغییر مکان افقی در عمق x (m) از سطح زمین (m)

در اینجا فرض می‌شود که خط لوله مشابه زمین جابه‌جا می‌شود. این محاسبات برای سطوح خطر مختلف قابل استفاده است.

۷-٤-٤- محاسبات و کنترل ایمنی مربوط به تغییر مکان ماندگار زمین در خطوط لوله

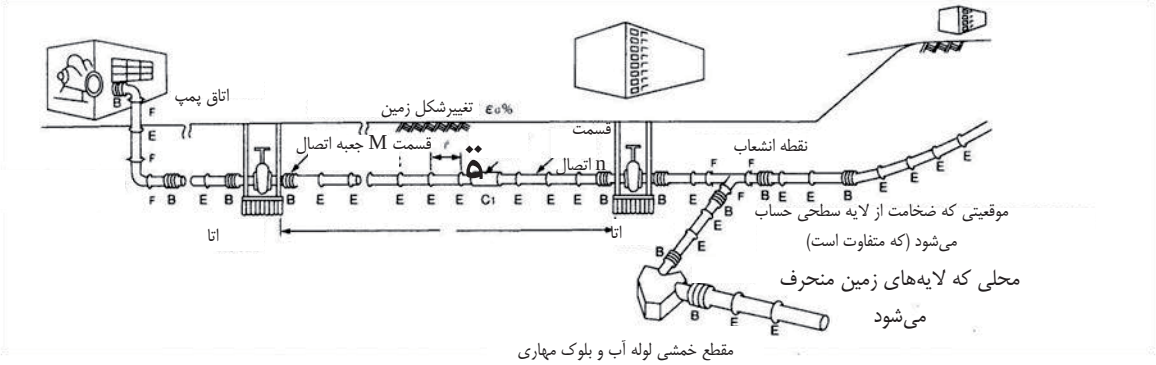
۷-٤-٤-۱- کلیات

تغییر مکان دائمی زمین خطر قابل توجهی برای خطوط لوله محسوب می‌شود. کرنش‌های حداکثر زمین که در نقاط مرزی ایجاد

می‌شوند. معیار تعیین حداکثر تغییر مکان زمین هستند. در حالت روان‌گرایی این مرز محل تماس لایه روان‌گرا و غیرروان‌گرا است. در مورد گسل تغییر مکان حداکثر در محل خود گسل و شکستگی زمین رخ می‌دهد. در حالت لغزش نیز تغییر مکان در لبه‌های شیب است و در حالت نشست، بیشترین مقدار بستگی به الگوی نشست دارد.

۷-٤-٤-۲- تمهیدات در مقابل PGD درخط لوله گسسته

اتصالات انبساطی و جدا نشدنی (تغییر مکان انبساطی: طول لوله $\pm\beta\%$) باید به منظور جلوگیری از جابه‌جایی و گسستگی خطوط لوله مستقیم به کار روند. برای مقاطعی که نیروی خمشی بر آن‌ها اعمال می‌شود (نظیر ورودی ساختمان‌ها و جعبه اتصال)، باید از اتصالات توپی انبساطی با انعطاف‌پذیری بالا (حجم انبساط: طول لوله $\pm\alpha$، M، زاویه خمشی $\pm\theta$ deg) استفاده شود.



شکل ۷-۵ طرح تصویری خط لوله گسسته

۷-٤-٤-۳- محاسبات مربوط به خط لوله گسسته تحت اثر روان‌گرایی

جهت تأمین ایمنی خط لوله‌ای با طولی برابر L، که طول هر قطعه لوله آن l (L کوچک) و اتصالات آن از انواع E و B باشد، ظرفیت تغییر مکان محوری لوله باید از حداکثر تغییر مکان زمین یعنی $\varepsilon_G L$ بیشتر باشد:

$$\varepsilon_G L < n\beta l + Ma \qquad (۳۹-۷)$$

N: تعداد اتصالات انبساطی با رواداری طولی $\pm\beta\%$ طول لوله (رواداری توسط سازنده داده میشود)

M: تعداد اتصالات توپی انعطاف پذیر با رواداری دورانی $\pm\theta$، و رواداری محوری $\pm\alpha$ (رواداری توسط سازنده داده میشود)

در صورت عدم ارضای شرط فوق انعطاف‌پذیری لوله باید با اضافه کردن اتصالات طویل انعطاف پذیر(C_1)، ظرفیت جذب تغییر مکان خط لوله را افزایش داد. تعداد این اتصالات به صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$N = \frac{\varepsilon_G L - n\beta l - Ma}{b} \qquad (۴۰-۷)$$

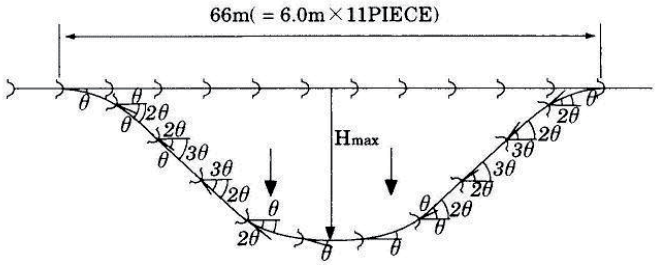
که برای انواع اتصالات متداول:

E : اتصالات انبساطی (با رواداری طولی $\pm\beta\%$ طول لوله)

B : اتصالات توپی انعطاف‌پذیر (با رواداری دورانی $\pm\theta$، و رواداری محوری $\pm\alpha$)

: اتصال طویل انعطاف پذیر ضد گسستگی که رواداری آن مثبت و منفی b (رواداری دادخ شده توسط سازنده) C_1 می‌باشد.

نیروی قابل تحمل هر اتصال باید بیشتر از نیروی اصطکاک انتقالی به لوله باشد. در جهت عمود در لوله نیز کنترل‌های لازم برای تحمل تغییر شکل‌ها باید انجام شود. در شکل زیر نحوه عملکرد اتصالات گسسته انبساطی نشان داده شده است.



شکل ۷-٦ رفتار خط لوله گسسته در راستای عمود بر محور لوله

$$H_{max} = l(\tan\theta + \tan 2\theta + \tan 3\theta + ... + \tan 3\theta + \tan 2\theta + \tan\theta) \qquad (۴۱-۷)$$

θ : حداکثر زاویه خمشی هر اتصال (.deg)

۷-٤-٤-۳-۱- تغییر مکان جانبی زمین در مجاورت دیوار حائل

در صورت وقوع تغییر شکل جانبی زمین و ایجاد تغییر شکل محوری در لوله حداکثر کرنش لوله از رابطه (۷-۴۲) به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{Et} \qquad (۴۲-۷)$$

ε_p : کرنش محوری لوله فولادی

τ' : اصطکاک زمین در روان‌گرایی (Pa)

L : طول تغییر مکان (m)

E : مدول ارتجاعی لوله فولادی (۲۱×۱۰^{۱۱} Pa)

t : ضخامت لوله فولادی (m)

در صورتی که ε_p از کرنش نظیر رابطه (۷-۴۲) تجاوز کند، کرنش لوله فولادی باید از رابطه (۷-۴۳) محاسبه شود.

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{\kappa Et} + \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right)\varepsilon_y \qquad (۴۳-۷)$$

κ : مقدار سخت‌شوندگی کرنش در کشش می‌باشد. $(\kappa = 0.01)$

۷-٤-٤-۳-۲- تغییر مکان جانبی زمین واقع بر شیب

در زمین‌های شیب‌دار که لوله در امتداد عمود بر شیب قرار دارد زاویه خمش لوله مستقیم بر حسب درجه از رابطه (۷-۴۴) به‌دست می‌آید:

$$\omega_s = \frac{180}{\pi}.127.D\sqrt{\frac{D.\gamma_k.\sigma_c.\gamma_\delta.\delta_h}{EI}} \qquad (۴۴-۷)$$

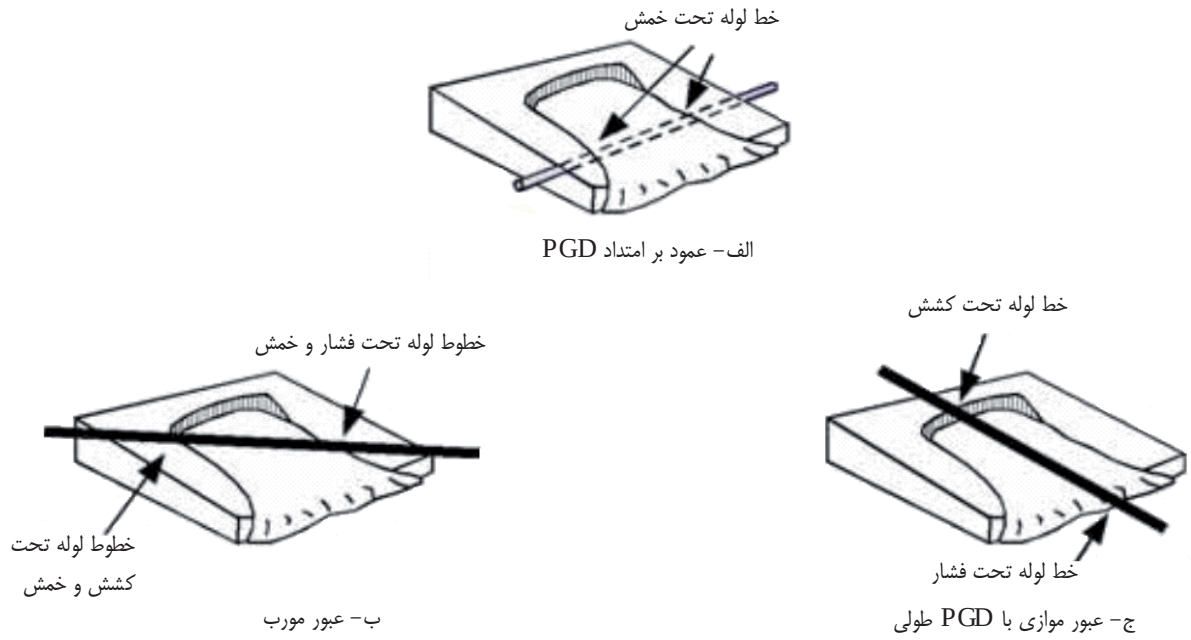
D : قطر خارجی لوله (m)

γ_δ : ضریب جزئی ایمنی مربوط به تغییر مکان ماندگار زمین δ_h

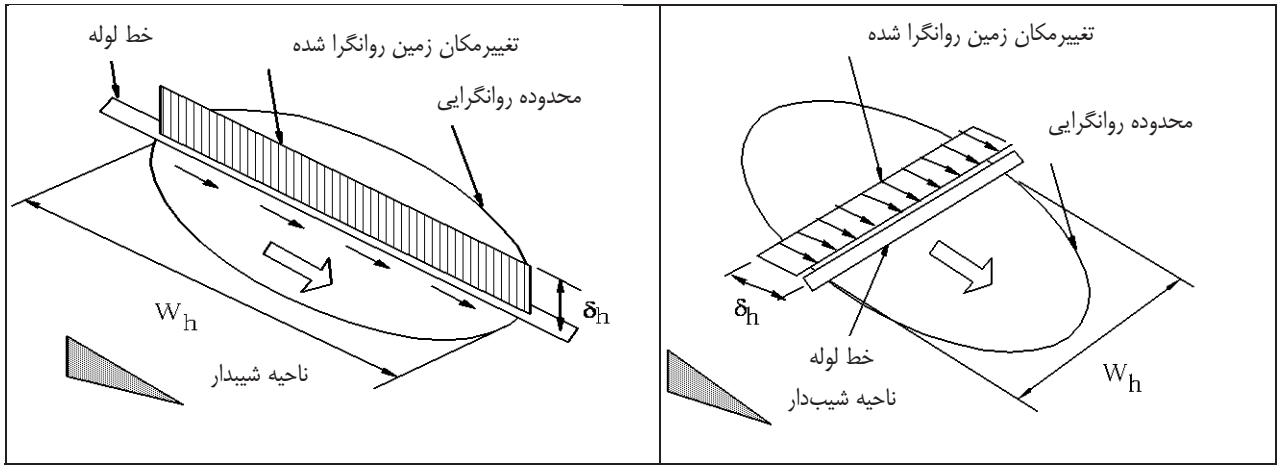
γ_k : ضریب جزئی ایمنی مربوط به سختی خاک K_1

σ_c : تنش فشاری خاک

ضرایب فوق از جدول (۷-۱) به دست خواهند آمد.



شکل ۷-۷ حالت‌های مختلف عبور خط لوله از منطقه روان گرا



شکل ۷-۸ مدل تحلیلی لوله مستقیم در منطقه شیب‌دار و زمین روان گرا شده

۷-٤-٤-۳-۳- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای برای تغییر مکان ماندگار زمین ناشی از روان‌گرایی

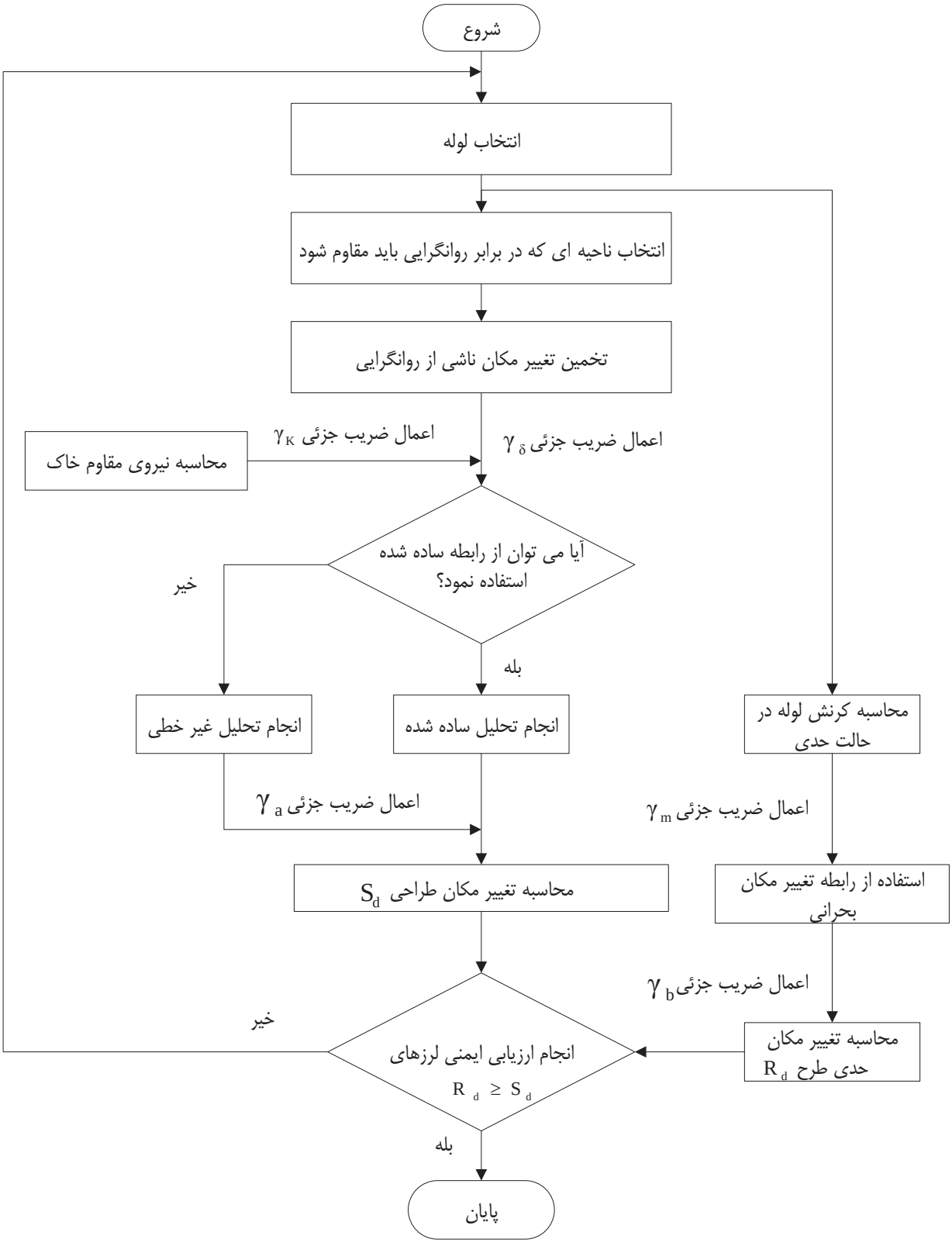
۱- ایمنی لرزه‌ای در این حالت، با تخمین احتمالاتی حالت حدی لوله تحت تغییر مکان دائمی ناشی از روان‌گرایی بررسی می‌شود.

۲- این روش ارزیابی برای لوله‌های مستقیم و خم‌ها استفاده می‌شود.

۳- ضرایب جزئی ایمنی بار، تحلیل سازه‌ای، خصوصیات مصالح و اعضای سازه‌ای به تفکیک اعمال می‌شوند. مقادیر متداول ضرایب جزئی ایمنی در جدول (۷-۱) نشان داده شده است.

جدول ۷-۱ ضرایب جزئی ایمنی

ضرایب جزئی ایمنی			اعضاء	مود تغییر مکان	مقدار استاندارد
ضریب بار	γ_δ برای تغییر مکان زمین	شیب	لوله و خم	تمام مودها	۱/۸
		دیوار ساحلی			۱/۳
		نشست			۱
	γ_k برای نیروی مقاوم زمین	محوری	لوله و خم	تمام مودها	۱/۲
		عرضی			۱/۲
		قائم			۱/۱
ضرایب مربوط به تحلیل سازه‌ای	γ_a برای ساده‌سازی روابط محاسباتی	رابطه تحلیلی	لوله و خم	کمانش‌های محوری و خمشی	۱
		تحلیل تیر غیر ارتجاعی از طریق FEM	لوله	خمشی داخلی و کشش خارجی	۱/۱
			خم	خمش داخلی و افزایش طول خارجی	۱
		تحلیل ترکیبی تیر و پوسته	لوله و خم	تمام مودها	۱
ضریب مصالح	γ_m برای کرنش حدی مصالح لوله		لوله و خم	تمام مودها	۱
ضریب اعضاء	γ_b برای فرمول‌بندی تغییر مکان بحرانی لوله		لوله	کمانش‌های محوری و خمشی	۱
			خم	خمش داخلی و کشش خارجی	۱



شکل ۷-۹ نحوه اعمال ضرایب جزئی ایمنی

۷-٤-٤-٥- محاسبه کرنش لوله تحت اثر جابه‌جایی گسل

کرنش لوله تحت تغییر مکان دائم، PGD (بر حسب متر) ناشی از گسل به صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon_{pipe} = 2\left[\frac{PGD}{2L_a}\cos\beta + \frac{1}{2}\left(\frac{PGD}{2L_a}\sin\beta\right)^2\right] \qquad (۴۵-۷)$$

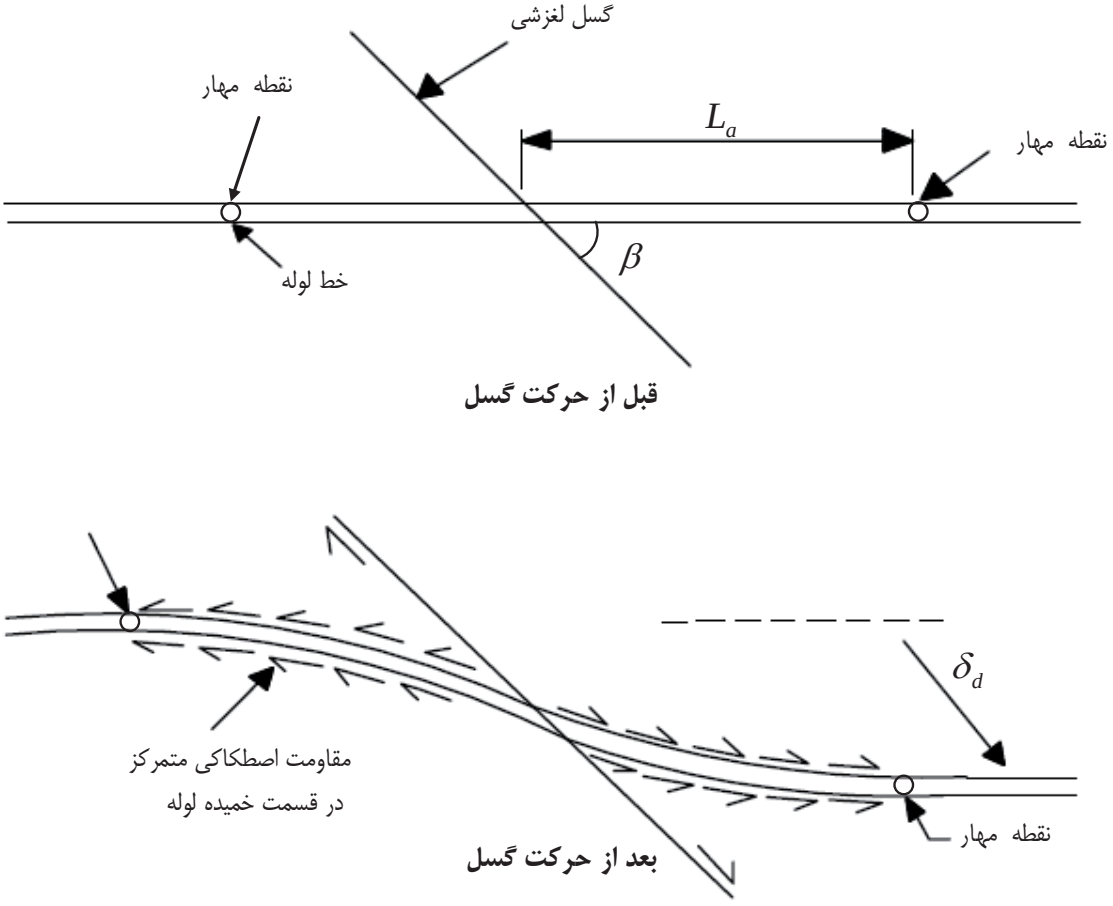
β و L_a به ترتیب برابر با زاویه تغییر مکان اعمالی با امتداد محور لوله و طول مؤثر لوله تحت تغییر مکان می‌باشند.

توضیحات:

در صورت تقاطع خط لوله با گسل ملاحظات زیر باید اعمال گردد:

- در غیر این‌صورت مطالعات خاص محل باید انجام شود که می‌تواند منجر به افزایش ضخامت لوله، افزایش چغرمگی، اصلاح جوش‌ها، اصلاح روش خاک‌ریزی، مدفون کردن لوله روزمینی با ایجاد خاک‌ریز، طراحی سازه نگه‌دارنده و اصلاح تکیه‌گاه‌ها گردد.

جهت طراحی، تغییر مکان زمین، توپوگرافی سطحی، عرض ناحیه گسل، شرایط خاک، وضعیت فرسایش و زه‌کشی، اثرات محیطی، مجاورت با سایر سازه‌ها و هزینه‌های مربوطه باید لحاظ گردد.



شکل ۷-۱۰ تقاطع لوله با گسل

۷-٤-٤-٦- محاسبات مربوط به زمین‌لغزه

۷-٤-٤-٦-۱- کلیات

زمین‌لرزه می‌تواند باعث لغزش و روان‌گرایی شیب‌ها و حرکت توده خاک گردد و با اعمال تغییر مکان‌های زیاد به لوله باعث آسیب‌دیدگی آن شود. تغییر مکان دائمی زمین، PGD در این حالت در امتداد شیب در نظر گرفته می‌شود و رفتار لوله به زاویه قرارگیری آن بستگی خواهد داشت.

– لوله‌ای که در امتداد جابه‌جایی PGD باشد تحت تغییر شکل محوری قرار می‌گیرد.

– لوله مورب تحت خمش قرار می‌گیرد.

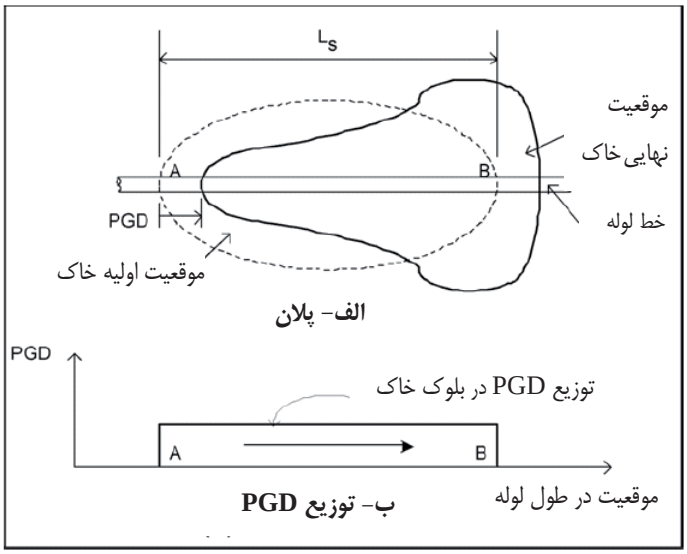
توضیحات:

روش استاتیکی معادل، ESM در این شرایط قابل استفاده نیست. به طور معمول تغییر مکان دائمی زمین، PGD به صورت محوری خسارت بیشتری به لوله می‌رساند و مقدار آن به طور تجربی حدود ۵ تا ۱۰ برابر است. چرا که لوله تحت خمش نسبت به لوله تحت فشار یا کشش شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان می‌دهد.

روش استاتیکی معادل، ESM برای لوله‌های تحت تغییر مکان‌های کوچک قابل کاربرد است ولی در تغییر مکان‌های بزرگ مثلاً حدود ۳۰ سانتی‌متر و بیشتر، تحلیل‌های اجزای محدود، باید با دقت بیشتر انجام شود.

۷-٤-٤-٦-۲- پاسخ لوله مدفون به PGD طولی

در لوله تغییر مکان محوری می‌تواند در قسمت بالایی شیب کشش و در قسمت پایینی فشار ایجاد نماید (به ترتیب، نقاط A و B در شکل (۷-۱۱)) که معمولاً حاکم بر طراحی است.



شکل ۷-۱۱ پاسخ لوله مدفون به PGD طولی

نیروی طراحی کم‌ترین مقدار نیروی F_1 و F_2 در نظر گرفته می‌شود که F_1 در محدوده ارتجاعی لوله و کاملاً درگیر با خاک و F_2 نیروی نهایی قابل انتقال بین لوله و خاک است.

$$F = \min\left(F_1, F_2\right) \qquad (۴۶-۷)$$

$$F_1 = \sqrt{A_r E t_u \delta} \qquad (۴۷-۷)$$

که در آن δ تغییر مکان PGD، A_r مساحت لوله، E مدول ارتجاعی و t_u ضخامت می‌باشد.

$$F_2 = \frac{t_u L_{sp}}{2} \qquad (۴۸-۷)$$

که در آن L_{sp} طول لوله در توده خاک تحت حرکت می‌باشد.

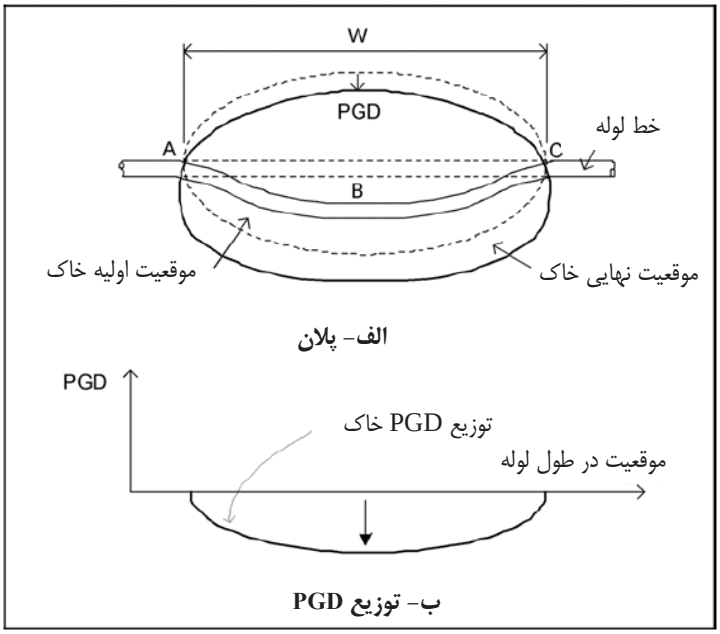
توضیحات:

در شرایطی که طراحی ارتجاعی قابل اعمال نباشد می‌توان از روش پلاستیک استفاده نمود. در این شرایط لوله باید از مصالح شکل‌پذیر ساخته شده باشد و اتصالات آن قابلیت تحمل نیروهای وارده را داشته باشند.

۷-٤-٤-٦-۳- پاسخ لوله مدفون به PGD عرضی

در این حالت لوله مشابه یک تیر تحت تغییر مکان حداکثر در وسط دهانه عمل می‌کند. شکل (۷-۱۲).

PGD توزیع شده، دارای حداکثر تغییر مکان در نزدیکی مرکز و حداقل آن در نزدیکی مرزهای توده خاک است. بدترین حالت در نزدیکی مرزهای توده خاک، مانند لوله گذرنده از گسل می‌باشد. نقطه اثر حداکثر تغییر مکان، مرکز جرم توده جابه‌جا شده خاک است. تعیین محل مرزها در طراحی مؤثر مواردی که PGD در نزدیکی مرزهای توده خاک رخ می‌دهد، حائز اهمیت می‌باشد که در این حالت باید بررسی مخاطرات ویژه ساخت گاه انجام شود.



شکل ۷-۱۲ پاسخ لوله مدفون به PGD عرضی

کرنش حداکثر در لوله در وسط یا انتهای دهانه خم شده ایجاد می‌شود (نقطه A، B و C در شکل (۷-۱۳)). و به طور محافظه‌کارانه، کم‌ترین مقدار از رابطه (۷-۴۹) است:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{\pi D_o \delta}{W_G{}^2} \qquad (۴۹-۷)$$

که در آن W_G، عرض توده خاک، D_o قطر خارجی لوله و δ حداکثر تغییر مکان PGD است.

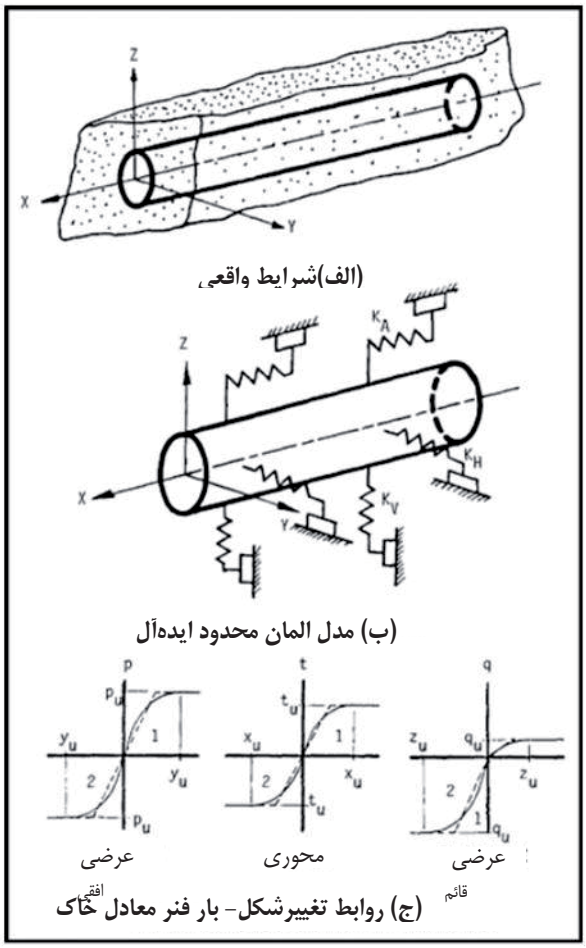
توضیحات:

در صورتی که کرنش زیادی به لوله اعمال شود یا باعث له‌شدگی یا کمانش آن شود، استفاده از تحلیل‌های دقیق‌تر اجزای محدود توصیه می‌شود. برای این کار مقادیر W و δ باید بر اساس شرایط محل به‌دست بیاید. با این روش می‌توان به لوله اجازه تحمل تغییرشکل پلاستیک هم داد. البته مصالح لوله باید قابلیت تحمل آن را داشته باشد. این ظرفیت حداقل ۴ تا ۵٪ در کشش و ۱٪ در فشار بدون ایجاد شکست می‌باشد و اتصالات لوله هم باید مقاومت کافی در برابر آن را دارا باشند.

۷-٤-٤-۷- شرایط خاص در مورد لوله‌ها

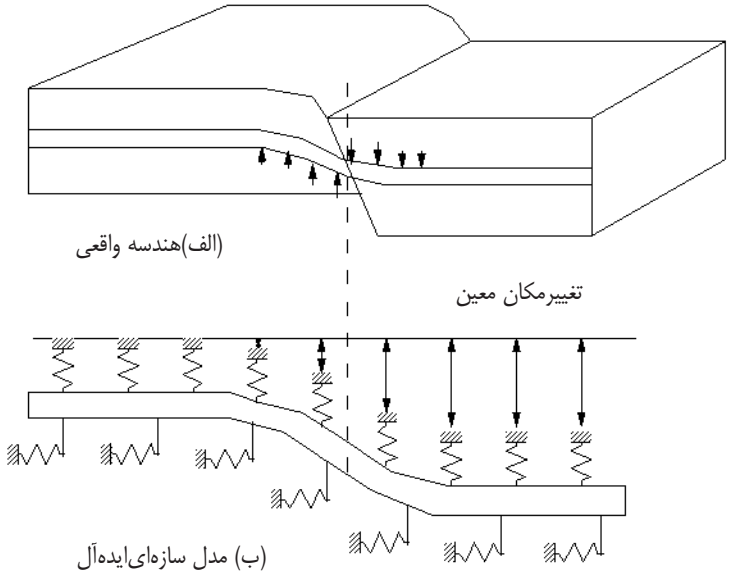
برای سیستم‌های پیچیده لوله باید از تحلیل اجزای محدود استفاده شود. مدل فنر معادل در جهت‌های طولی، عرضی و قائم از این جمله است.

۱- در حالتی که خط لوله تحت اثر موج تحریک می‌شود.



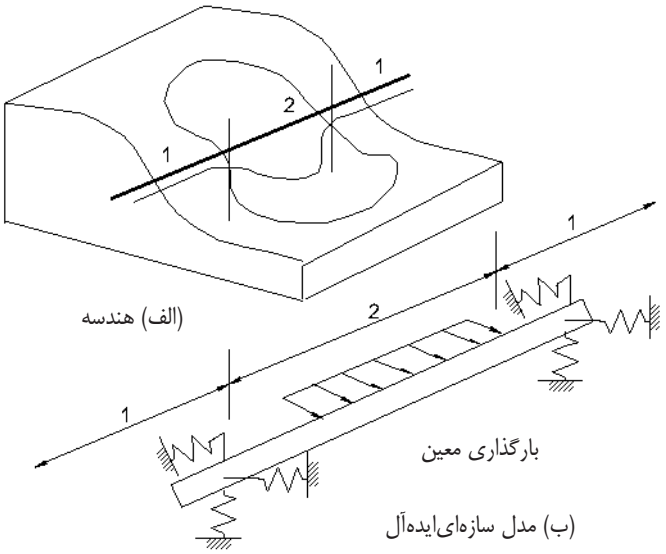
شکل ۷-۱۳ نحوه مدل کردن لوله‌ها به روش اجزای محدود FEM برای اثر موج

۲- در حالتی که خط لوله از منطقه گسل عبور می‌کند.



شکل ۷-۱٤ نحوه مدل کردن لوله به روش اجزای محدود در حالت تقاطع با گسل

۳- در حالتی که خط لوله از منطقه زمین‌لغزه عبور می‌کند.



شکل ۷-۱۵ نحوه مدل کردن لوله به روش اجزای محدود در حالت لغزش شیب

۷-٤-۵- محاسبات شافت، مجرای پوشیده، کانال مشترک و سپری با روش ضریب زلزله و پاسخ تغییر مکان

۱- محاسبه لرزه‌ای شافت باید با استفاده از روش شبه استاتیکی و روش پاسخ تغییر مکان انجام شود.

۲- در صورت نیاز، کنترل ایمنی باید با تحلیل دینامیکی انجام شود. هنگامی که سختی سازه متصل به شافت تقریباً برابر سختی شافت است، محاسبات لرزه‌ای باید با توجه به نوع سازه انجام شود.

۳- محاسبات لرزه‌ای مجرای پوشیده، کانال معمولی و سپری باید با توجه به استانداردها و مقررات مربوطه انجام شود.

۱- محاسبات ارتجاعی برای طراحی مقاطع شافت با زلزله سطح خطر-۱ به کار می‌رود. تنش مقطعی وجوه جانبی شافت‌ها، با استفاده از روش محاسبات لرزه‌ای جهت تضمین ایمنی کافی تنش در حین زلزله به کار می‌رود. روش شبه استاتیکی، روش پاسخ تغییر مکان و محاسبات غیر خطی با استفاده از روش تحلیل دینامیکی برای زلزله سطح خطر-۲ در صورت نیاز به کار می‌رود. در این جا باید بار ترکیبی برای کنترل ایمنی در نظر گرفته شود. کنترل ایمنی باید در حالت حدی و با توجه به راهنمای سازه‌های بتنی انجام شود.

هنگامی که سختی اتصالات شافت خیلی کم است، در اهداف محاسباتی می‌توان از آن صرف نظر نمود. در این مدل روش شبه استاتیکی و روش پاسخ تغییر مکان به کار می‌رود. بارهای وارده به روش زیر در نظر گرفته می‌شوند.

در صورتی که تغییر مکان در سطح زمین و در اطراف شافت‌ها روی دهد، بار افقی زیر بر وجوه جانبی شافت اعمال می‌شود.

$$q_H(x) = k_H(x)\{u_H(x) - u_H(h_B)\} \qquad (۵۰-۷)$$

که در آن:

$q_H(x)$: بار افقی در عمق x (N/cm^2)

$k_H(x)$: ضریب واکنش افقی زمین در عمق x (N/cm^2)

$u_H(x)$: عرض تغییر مکان افقی زمین در عمق x (cm)

$u_H(h_B)$: عرض تغییر مکان افقی زمین در عمق h_B (cm)

سه رویکرد برای وجه جانبی در نظر گرفته می‌شود که ایمن‌ترین آن باید انتخاب گردد. این روش‌ها مبتنی بر شرایط تماسی بین وجه جانبی سازه و زمین است. رویکرد اول بر این امر استوار است که تغییر مکان بسیار کم است و فرض می‌شود وجه جانبی از زمین بیرون نمی‌آید. در نتیجه، از محاسبات ذکر شده می‌توان استفاده نمود. رویکرد دوم بر این امر استوار است که وجه جانبی شافت تحت تأثیر هیچ نیرویی قرار نمی‌گیرد، چرا که زمین در برابر کشش مقاومت نمی‌کند. آخرین رویکرد بر این موضوع تکیه دارد که بخشی از فشار خاک قابل قبول به عنوان عکس‌العمل بر وجه جانبی وارد می‌شود. طراح باید ایمن‌ترین روش را انتخاب کند.

در روش شبه استاتیکی، محاسبات باید از یکی از طراحی‌های لرزه‌ای پی‌های صندوقه‌ای تبعیت کند. با توجه به سختی اتصالات شافت، هنگامی که سختی شافت‌ها مختلف نیست، مقررات مربوطه و راهنماها باید به عنوان مرجع در نظر گرفته شده و محاسبات با تحلیل دینامیکی کنترل گردد. سازه‌های متصل به شافت‌ها نیز باید مد نظر قرار گیرد.

۲- روش پاسخ تغییر مکان اصولاً برای محاسبات لرزه‌ای مجراهای پوشیده، کانال مشترک و سپرها به کار می‌رود. برای طراحی مجراهای پوشیده و کانال معمولی به راهنمای مربوطه مراجعه شود.

محاسبات لرزه‌ای مجراهای پوشیده، کانال مشترک و سپرها به طور عمده بر اساس ضرایب زلزله فرض شده معادل سطوح خطر زلزله می‌باشد.

۲-۱- در ساختمان‌هایی که با روش‌های موجود طراحی شده‌اند، حدهای مجاز محاسبه شده از این روش‌ها، به اندازه کافی برای نیروهای زلزله قوی‌تر اعمالی (نظیر سطح خطر-۲) ایمن نیستند. در نتیجه، توصیه می‌شود از تحلیل دینامیکی در سطوح مختلف خطر استفاده شود.

۲-۲- روش‌های محاسباتی اخیر که به صورت عمومی استفاده می‌شوند، معرفی خواهند شد. تونل سپری در روش‌های تحلیلی با فرض رفتار ارتجاعی زمین مدل شده و به عنوان تیری که سختی قطعه حلقوی آن در راستای محوری کاهش می‌یابد، در نظر گرفته می‌شود.

کرنش صفحات اتصال به دلیل کاهش سختی در راستای محوری در نظر گرفته می‌شود. در اینجا مطالعاتی در مورد اتصالات قطعات ارائه شده است.

الف) مطالعه Koizumi، Murakami و Nishino

در این مطالعه هر اتصال مدل می‌شود و از توضیح روش تبدیل برای مدل سازه‌ای محدود شده تبعیت می‌کند. پس از آن، مناسب بودن مدل با استفاده از نتایج آزمایشات بررسی می‌شود.

- مدل‌سازی اتصالات

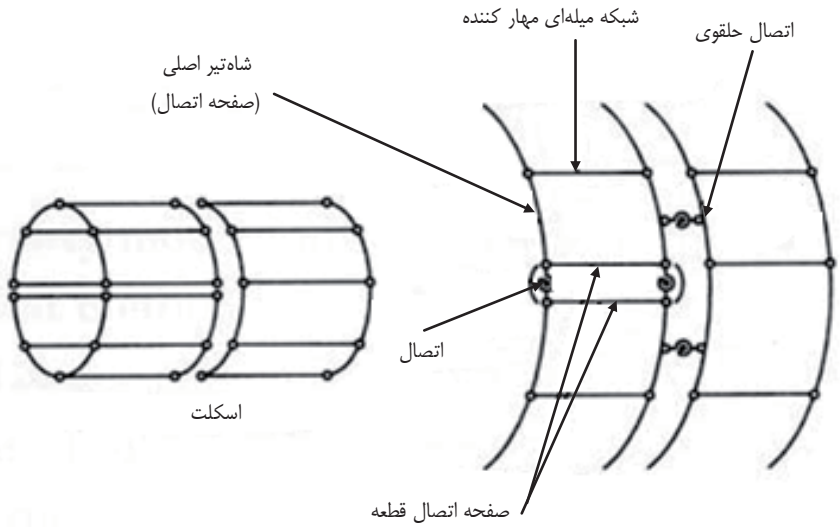
اتصالات قطعه: اتصالات قطعه می‌تواند با استفاده از حرکت خمشی فنر دورانی ارزیابی شود.

اتصالات حلقه: اتصالات حلقه می‌تواند با روش مشابه اتصالات قطعه مد نظر قرار بگیرد.

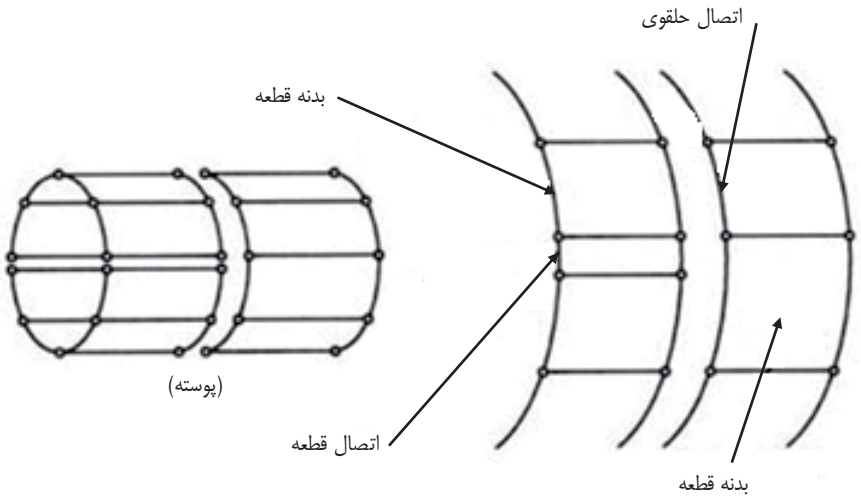
اگرچه این روش علاوه بر مدل‌سازی با استفاده از حرکت خمشی فنر دورانی، فنر محوری و برشی را نیز در نظر می‌گیرد.

- مدل‌سازی تونل‌های سپری

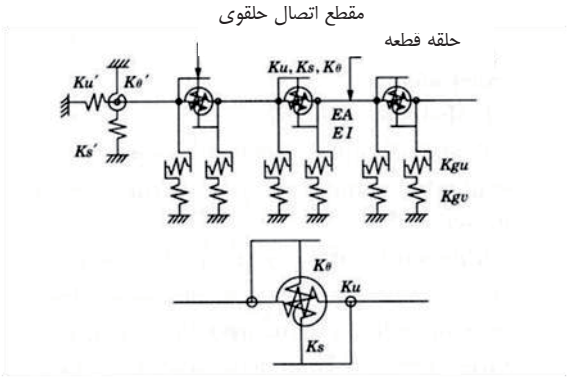
هنگامی که اتصالات قطعه‌ای با انواع مختلف فنرها مدل می‌شوند، تونل‌های سپری می‌توانند به صورت نشان داده شده در شکل (۷-۱۶) و (۷-۱۷) ارائه شوند. هنگامی که بدنه قطعه از فولاد ساخته می‌شود، مدل سازه قاب سه بعدی به کار می‌رود. برای قطعه ساده بتنی، مدل پوسته ستونی سه بعدی به کار می‌رود. مدل ارائه شده در شکل (۷-۱۸) به عنوان جایگزین پیشنهاد می‌گردد.



شکل ۷-۱۶ مدل ساخت سپر قاب‌بندی شده فاصله‌دار تونل سپری



شکل ۷-۱۷ مدل ساخت سپر استوانه‌ای فاصله‌دار تونل سپری



شکل ۷-۱۸ مدل ساخت استوانه‌ای طویل تونل سپری

ب) مطالعه Shiba و Kawashima

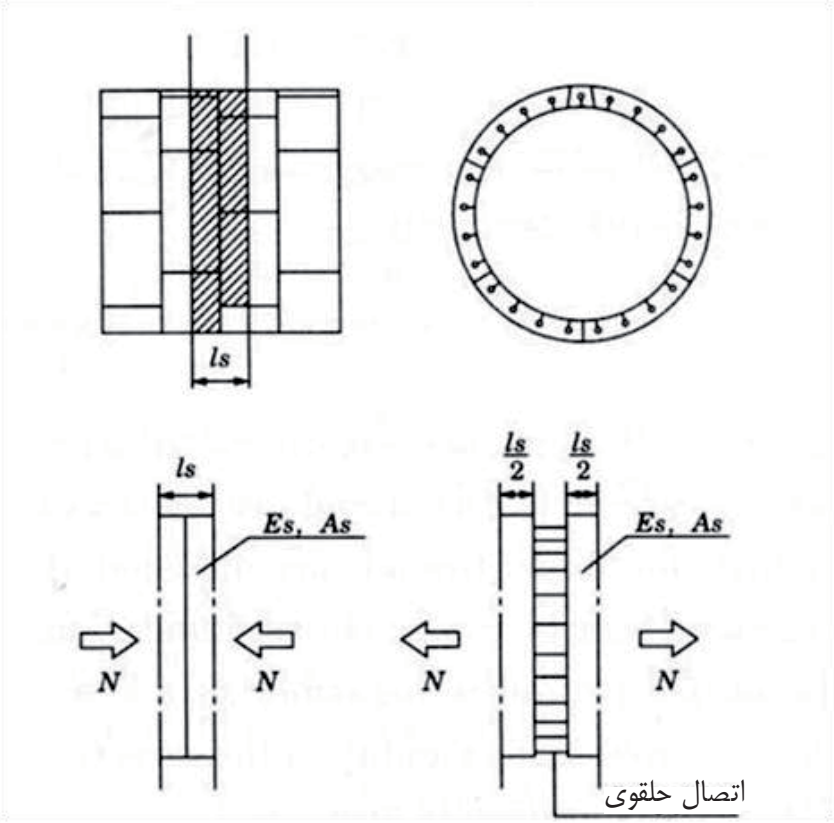
Shiba و Kawashima به سختی ساختمان پوشیده شده (سازه غیر پیوسته)، به عنوان تیرهای پیوسته یکنواخت (سختی معادل) که دارای رابطه مشابه بین بار و کرنش هستند، پرداخته‌اند.

- سختی محوری معادل

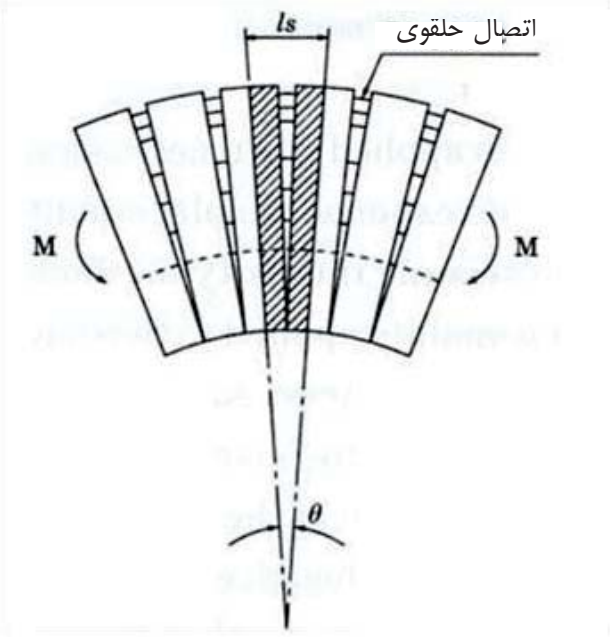
در این‌جا روش محاسباتی برای سختی محوری معادل پیشنهاد شده که در شکل (۷-۱۹) نشان داده شده است. حلقه دورتر از مرکز اتصال به دلیل فشار و هر دو حلقه اتصال به دلیل کشش شکسته می‌شوند.

- سختی خمشی معادل

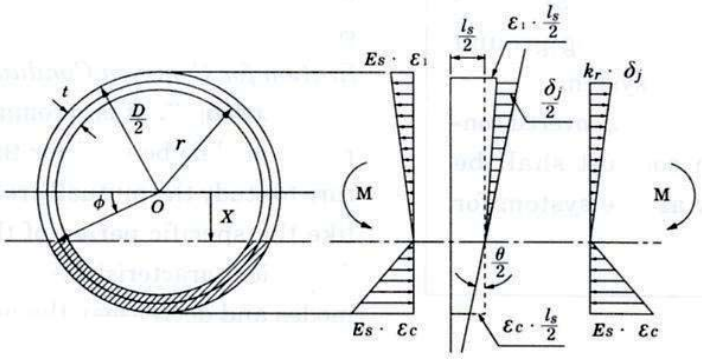
سختی خمشی معادل بر اساس نظریه خمشی مقاطع تیرهای بتن مسلح پیشنهاد شده است که در شکل‌های (۷-۲۰) و (۷-۲۱) آمده است.



شکل ۷-۱۹ ارزیابی سختی محوری معادل



شکل ۷-۲۰ مکانیزم تغییرشکل قطعه اتصال تحت ممان خمشی



شکل ۷-۲۱ مرحله اول- تنش مرکب و تغییر مکان حلقه اتصال (هنگامی که نیروی کششی در مرحله ارتجاعی است)

۷-٤-٦- محاسبات شافت، مجرای پوشیده، کانال مشترک و سپری با روش تحلیل دینامیکی

۱- تحلیل دینامیکی باید برای محاسبات لرزه‌ای شافت، مجرای پوشیده، کانال مشترک، سپری و در صورت نیاز برای کل سازه و بخش‌های ویژه آن انجام شود.
- تحلیل خطی اصولاً برای سطح خطر-۱ به کار می‌رود.
- تحلیل غیر خطی برای سطح خطر-۲ به کار می‌رود.

۲- در محاسبات لرزه‌ای جهت مدل‌سازی سازه به عنوان یک سیستم یکپارچه، سازه اصلی، سازه فرعی و زمین مجاور به صورت یک سیستم رفتار می‌کنند. به عنوان یک سیستم جزئی، شافت، مجرای پوشیده و مجرای مشترک باید جداگانه به صورت یک سیستم در نظر گرفته شوند.

۱- تحلیل دینامیکی به‌کار رفته در محاسبات لرزه‌ای مجراهای پوشیده و شافت‌ها به دو روش تقسیم می‌شود: تحلیل دینامیکی برای کل سیستم و تحلیل دینامیکی برای بخشی از سیستم. در روش اول جهت بررسی حرکت در حین زلزله باید سازه اصلی، سازه‌های ملحقه و زمین مجاور را به یک سازه تبدیل و از نتایج به‌دست آمده در طراحی کل سازه استفاده نمود. در روش دوم، حرکت لرزه‌ای بخش‌های انفرادی سازه (شامل بخش‌های سازه اصلی، بخش‌های متصل یا ملحقه سازه و بخش‌های متغیر اطراف زمین) به صورت جداگانه برای اهداف طراحی لرزه‌ای بررسی می‌شوند. در صورت نیاز، علاوه بر روش پاسخ تغییر مکان و روش شبه استاتیکی، تحلیل دینامیکی نیز به کار می‌رود. عمدتاً تحلیل خطی برای سطح خطر-۱ جهت کنترل ایمنی تنش به کار می‌رود. تحلیل غیر خطی برای سطح خطر-۲، با در نظر گرفتن محدودیت‌های عملکردی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. با وجودی که محاسبات پاسخ زلزله، شامل روش طیف پاسخ یا روش پاسخ زمانی است، در صورت امکان هر دو روش توصیه می‌شود. ضریب میرایی به کار رفته در محاسبات پاسخ، مطابق استانداردها و مقررات مربوط به این زمینه است.

۲- توصیه می‌شود که مدل‌های دینامیکی برای کل سازه جهت مطالعه اثرات متقابل مربوطه، نظیر پریود غالب زمین، خصوصیات دینامیکی (از قبیل مدهای مخصوص و میرایی)، سازه‌های اصلی و سازه‌های ملحقه به کار رود. از آن جا که انتظار می‌رود بخش‌های متصل به سایر سازه‌ها به صورت‌های پیچیده‌ای حرکت کنند، مدل‌های دینامیکی این بخش‌ها،

نیاز به کنترل با توجه ویژه‌ای دارند. هنگامی که ساختمان و وضع طبیعی زمین پیچیده است، FEM سه بعدی برای مدل دینامیکی زمین مجاور، به کار می‌رود. اگرچه هنگامی که ساخت مدل مناسب امکان‌پذیر باشد، تحلیل دو بعدی نیز انجام می‌شود. در بسیاری از مدل‌های دینامیکی، فنرهای خطی مورد استفاده قرار می‌گیرند. از آن جا که از زمین مجاور و سایر سازه‌ها انتظار می‌رود که هنگام زلزله‌های قوی از جمله MCE، با رفتار غیر خطی حرکت کنند، باید محاسبات مناسب‌تری انجام شود. در این محاسبات، باید مدل‌های دینامیکی از نقطه نظر تحلیل غیر خطی در نظر گرفته شوند.

۷-۵- خط لوله روزمینی

۷-۵-۱- کلیات

۱- اثرات زمین‌لرزه شامل نیروی اینرسی ناشی از وزن سازه (به انضمام وزن آب داخل لوله)، فشار خاک، فشار هیدرودینامیکی، روان‌گرایی و گسترش جانبی زمین می‌باشد.

۲- تنش، تغییرشکل و پایداری سازه باید در شرایطی که لوله پر از آب، خالی و نیمه خالی است، بررسی شود.

۷-۵-۲- ضریب زلزله سازه‌های رو زمینی در طراحی به روش تنش مجاز

مانند بند ۳-۱-۵ راهنمای بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای شریان‌های حیاتی ایران عمل شود.

۷-۵-۳- زلزله افقی ناشی از روسازه بر زیرسازه

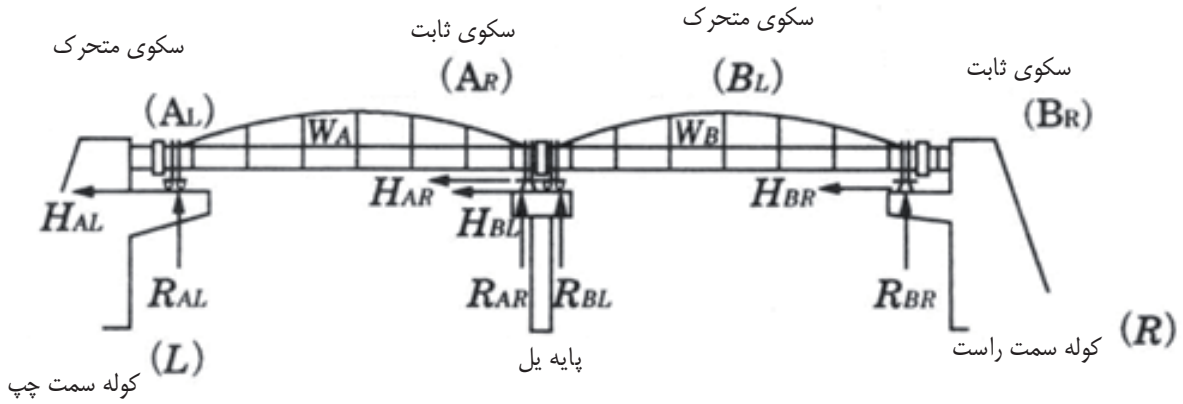
۱- بار زلزله شامل نیروی اینرسی می‌باشد که برای تعیین آن روش شبه استاتیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲- بارهای جانبی در درزهای انبساطی در پل بر اساس ضریب اصطکاک استاتیکی و وزن سازه به‌دست می‌آید. با فرض صلب بودن اتصالات روسازه به پایه‌ها، نیروی اصطکاکی معمولاً از نیروی اینرسی کوچک‌تر است.

۳- ترکیب دو بار فوق باید برای طراحی سازه مورد استفاده قرار گیرد.

۴- محل اثر بار در پای سازه و در امتداد محور پل است که تصویر قائم مرکز ثقل سازه روی پایه می‌باشد.

۵- نیروی اینرسی به طور مستقل در دو جهت اعمال می‌شود که مطابق شکل در امتداد محور پل و عمود بر آن می‌باشد.



شکل ۷-۲۲ نمونه نیروی اینرسی وارد بر پل (دو دهانه (A و B)، دو کوله (L و B) و یک پایه (در وسط))

۷-۵-٤- نیروی اینرسی افقی

۱- نیروی‌اینرسی مماس (اصطکاکی) بر کوله سمت چپ (L) (سمت چپ دهانه A متحرک است)

$$H_{AL} = R_{AL} \cdot f_{AL} \qquad (۵۱-۷)$$

که در آن:

$$H_{AL} \le \frac{1}{2} K_{SH} \cdot W_A \qquad (۵۲-۷)$$

۲- نیروی‌اینرسی وارد بر پایه وسط ($H_{A,B}$)

$$H_{A,B} = H_{AR} + H_{BL} \qquad (۵۳-۷)$$

یا

$$H_{A,B} = (K_{SH} \cdot W_A - f_{AL} \cdot R_{AL}) + f_{BL} \cdot R_{BL} \qquad (۵۴-۷)$$

$$R_{AL} \cdot f_{AL} \le \frac{1}{2} K_{SH} \cdot W_A \qquad (۵۵-۷)$$

$$R_{BL} \cdot f_{BL} \le \frac{1}{2} K_{SH} \cdot W_B \qquad (۵۶-۷)$$

در جهت اطمینان، از دو نامساوی فوق، جمله مربوطه به سمت چپ دهانه A را صفر و جمله مربوط به سمت چپ دهانه B حداکثر فرض می‌شود.

۳- نیروی‌اینرسی بر کوله سمت راست (R) (سمت راست دهانه B ثابت است)

$$H_{BR} = K_{SH} \cdot W_B \qquad (۵۷-۷)$$

K_{SH}: ضریب زلزله افقی

W_A ، W_B : بار مرده روسازه دهانه‌های A و B (kN)

R_{AR} ، R_{AL} : عکس‌العمل پایه‌های پل و سکوی پل (L) ناشی از W_A (kN)

R_{BR} ، R_{BL} : عکس‌العمل پایه‌های پل و سکوی پل (L) ناشی ازW_B (kN)

H_{AL}: نیروی اینرسی یا اصطکاک وارد بر سکوی پل (L) ناشی ازW_A(kN)

H_{AR}: نیروی اینرسی وارد بر پایه‌های پل ناشی ازW_A (kN)

H_{BL}: نیروی اینرسی یا اصطکاک وارد بر پایه‌های پل (L) ناشی از W_B(kN)

H_{BR}: نیروی اینرسی وارد بر سکوی پل (R) ناشی از W_B(kN)

f_{AL}: ضریب اصطکاک استاتیکی تکیه‌گاه انبساطی A_L

f_{BL}: ضریب اصطکاک استاتیکی تکیه‌گاه انبساطی B_L

نیروی اینرسی عمود بر محور پل با ضرب عکس‌العمل بار مرده هر سازه در ضریب زلزله افقی طراحی به دست می‌آید.

۷-۵-۵- فشار خاک

فشار خاک در حین زلزله با رجوع به بخش (۳-۱۱) به دست می‌آید.

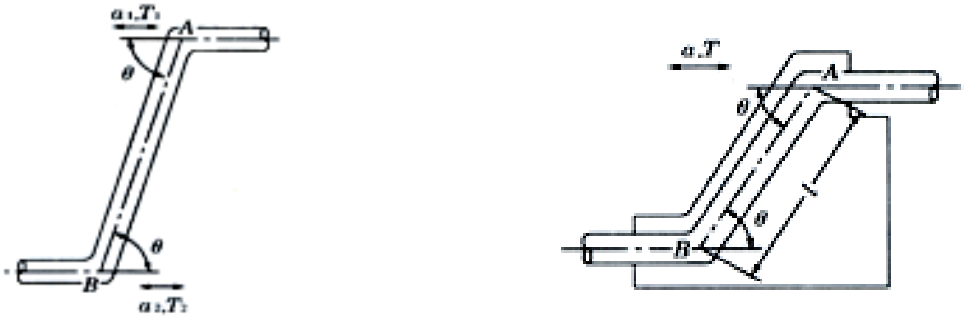
۷-۵-٦- فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله

۷-۵-٦-۱- فشار هیدرودینامیکی در خطوط لوله و کانال‌های واقع بر پایه‌های پل

دو روش جهت بررسی فشار هیدرودینامیکی ناشی از آب داخل خطوط لوله و کانال‌ها در حین زلزله وجود دارد. در روش اول، فشار به عنوان نیروی اینرسی ناشی از وزن آب، عمود بر محور پل، در نظر گرفته می‌شود. در روش دوم از فشار در راستای محوری، صرف‌نظر می‌شود.

۷-۵-۶-۲- فشار هیدرودینامیکی در خطوط لوله واقع بر پایه‌های کناری

همان‌طور که در شکل (۷-۲۳) نشان داده شده است، بدنه لوله و سکو در پل‌های لوله آب را می‌توان به صورت یکپارچه در نظر گرفت. فشار هیدرودینامیکی مشابه فشار استاتیکی آب داخل لوله‌ها به صورت نیروی غیر یکنواخت بر سکو وارد می‌شود. از آن‌جایی که فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله کمتر از فشار ناشی از ضربه قوچ می‌باشد، لذا طراحی باید با استفاده از فشار ناشی از ضربه قوچ انجام شود. در صورت زیاد بودن اثر فشار هیدرودینامیکی باید به صورت جداگانه در نظر گرفته شود. در زیر نمونه‌هایی که در آن‌ها فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله باید در نظر گرفته شود، نشان داده شده‌اند.



(الف) حالتی که تنش خمشی در پایه‌های پل کم است **(ب) حالتی که تنش خمشی در پایه‌های پل زیاد است**

شکل ۷-۲۳ ارتباط بین پل لوله انتقال آب و پایه پل

در بررسی تفصیلی فشار هیدرودینامیکی باید به موارد زیر توجه شود:

۱- در صورت کوتاه بودن پایه‌های کناری، انبساط و ارتعاشات بین بخش‌های خمشی بالایی و پایینی به یک صورت می‌باشد.

در صورتی که ارتفاع پایه‌های کناری به نسبت کوتاه باشد و از بتن مسلح ساخته شده باشد، بخش بالایی و پایینی سازه تقریباً به یک شکل ارتعاش می‌کند.

فشارهای هیدرودینامیکی در دو انتها به دلیل اثر در دو جهت مخالف، یک‌دیگر را خنثی می‌کنند.

همان‌طور که در شکل ۷-۲۳- الف نشان داده شده است حداکثر فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله در نقطه A در راستای محور لوله می‌باشد و با رابطه (۷-۵۸) محاسبه می‌گردد. در طراحی به علت کم بودن فشار از آن صرف‌نظر می‌شود.

$$\sigma'_{A\max}.\sigma'_{B\max} = K_{SH}\cdot W\cdot l\left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^2 \qquad (۷-۵۸)$$

$\sigma'_{A\max}, \sigma'_{B\max}$: حداکثر فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله در نقاط A و B (kPa)

K_{SH}: ضریب زلزله افقی

W: چگالی آب (kN/m^3)

l: فاصله بین بخش‌های خمشی (m)

θ: زاویه خمش (deg)

۲- در پایه‌های کناری مرتفع، انبساط و ارتعاشات بین بخش‌های خمشی بالایی و پایینی متفاوت است.

هنگامی که پایه مرتفع است و از مصالحی نظیر فولاد ساخته شده است، بخش بالایی و پایینی آن به صورت متفاوت ارتعاش می‌کند. فشارهای هیدرودینامیکی تولید شده در دو انتها نه تنها یک‌دیگر را خنثی نمی‌کنند بلکه باعث ایجاد تغییر مکان می‌شوند. زمانی‌که حداکثر ارتعاشات دو انتها با یک‌دیگر ترکیب می‌شوند، فشار هیدرودینامیکی در حین زلزله به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش خواهد یافت.

$$\sigma'_{max} = \frac{(K_{SH1}T_1 + K_{SH2}T_2)\sqrt{g \cdot k \cdot W}}{2\pi\sqrt{1+2\frac{k \cdot r}{E \cdot e}}}\left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^2 \qquad (۵۹-۷)$$

σ'_{max} : حداکثر فشار هیدرودینامیکی در بخش خمشی (kPa)

K_{SH1}, K_{SH2} : ضرایب زلزله افقی در خم‌های بالایی و پایینی

T_1 ، T_2 : پریود ارتعاش برای بخش‌های بالایی و پایینی (s)

k : مدول ارتجاعی جرم آب (۲×۱۰۶ kN/m^2)

W : چگالی آب (kN/m^3)

r : شعاع لوله (m)

E : مدول ارتجاعی مصالح بدنه لوله (kN/m^2)

e : ضخامت دیواره لوله (m)

θ : زاویه خمشی (deg.)

۷-۵-۶-۳- فشار هیدرودینامیکی در پایه‌های در تماس با آب و پایه‌های کناری

فشار هیدرودینامیکی باید با رجوع به بخش (۳-۱۲) به دست آید.

۷-۵-۷- سازه تکیه‌گاهی باربر

۷-۵-۷-۱- کلیات

۱- بخش تکیه‌گاه باربر باید قابلیت انتقال نیروی اینرسی حاصل از اعمال ضرایب زلزله افقی معادل در روسازه را داشته باشد.

۲- تکیه‌گاه باربر باید بتواند تنها با تکیه بر پایه‌های خود، نیروی اینرسی حاصل از اعمال ضرایب نیروی زلزله معادل را تحمل کند.

۳- تکیه‌گاه باربر باید فولادی باشد.

۷-۵-۷-۲- نیروی زلزله طراحی تکیه‌گاه باربر

۱- نیروی افقی به دست آمده از اعمال ضریب زلزله افقی معادل به عنوان نیروی زلزله طرح در نظر گرفته می‌شود.

۲- نیروی لرزه‌ای در دو امتداد رو به بالا و پایین به صورت زیر به‌دست می‌آید.

$$R_D = R_{D_f} + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2}$$
$$R_U = R_{D_f} - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \qquad (۶۰-۷)$$

R_D : نیروی زلزله رو به پایین (kN) در تکیه‌گاه‌های باربر

R_U : نیروی زلزله رو به بالا (kN) در تکیه‌گاه‌های باربر

مقدار R_U نباید از $-0.3R_D$ در زلزله سطح خطر-۲ تجاوز کند، از این رو مقدار R_U باید $-0.3R_D$ در نظر گرفته شود، برای زلزله سطح خطر-۱ مقدار R_U باید $-0.1R_D$ باشد.

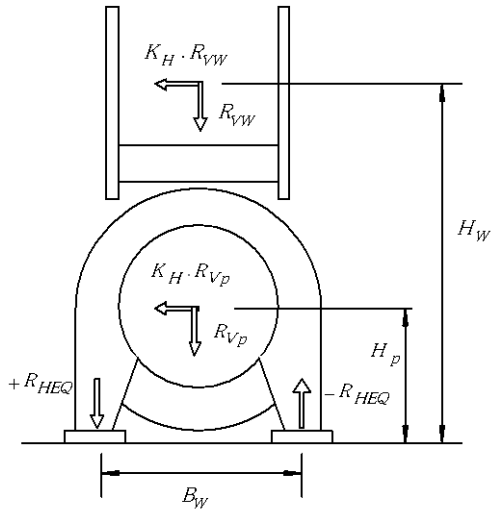
R_{Df} : نیروی عکس‌العمل (kN) ناشی از بار مرده روسازه در تکیه‌گاه باربر. نیروی عکس‌العمل رو به پایین باید مثبت در نظر گرفته شود.

R_{HEQ} : نیروی عکس‌العمل رو به بالا و پایین(kN) ناشی از نیروی جانبی لرزه‌ای در تکیه‌گاه باربر، در صورتی که نیروی جانبی در راستای عمود بر محور پل اعمال می‌گردد.

R_{VEQ} : نیروی عکس‌العمل رو به بالا و پایین (kN) ناشی از نیروی قائم زلزله که به صورت ضریبی از بار مرده می‌باشد:

$$R_{VEQ} = 0.5K_{SH} \times R_{D_f} \qquad (۶۱-۷)$$

نیروی عکس‌العمل رو به بالا و پایین (R_{HEQ}) در تکیه‌گاه می‌تواند از رابطه (۷-۶۲) به دست آید:



شکل ۷-۲۴ نیروی رو به بالا و پایین ناشی از نیروی جانبی

$$R_{HEQ} = \frac{K_{SH} \cdot R_{VP} \cdot H_p + K_{SH} \cdot R_{VW} \cdot H_W}{B_W} \qquad (۶۲-۷)$$

K_{SH}: ضریب زلزله افقی

R_{VP}: وزن لوله و سیال (kN)

R_{VW}: وزن راهرو (kN)

H_p:ارتفاع از مرکز لوله (m)

H_W:ارتفاع از مرکز ثقل راهرو (m)

B_W: عرض تکیه‌گاه باربر (m)

۷-۵-۷-۳- کنترل ایمنی تکیه‌گاه باربر

۱- مقاومت قاب تکیه‌گاه باربر و هم‌چنین مقاومت تجهیزات و اعضایی که به تکیه‌گاه باربر متصل‌اند نباید از نیروی لرزه‌ای جانبی طراحی کمتر باشد. مقاومت این اعضاء را می‌توان از شدت تنش مجاز تعیین شده با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۱/۵ به دست آورد.

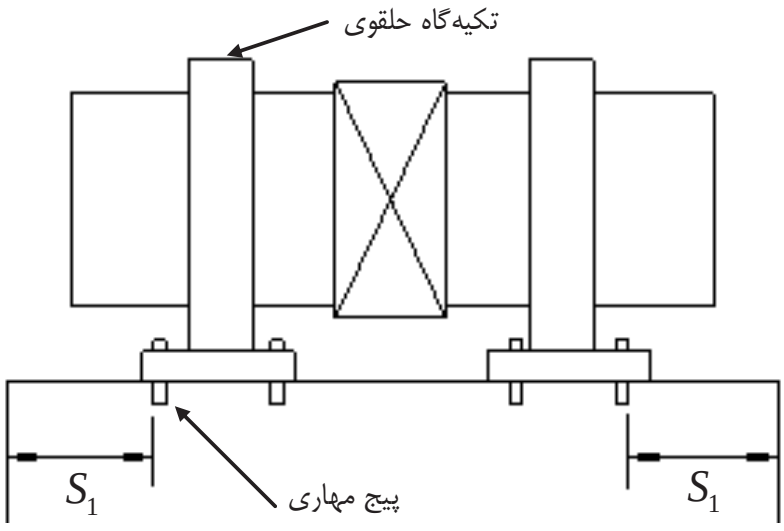
۲- مقاومت تکیه‌گاه باربر نباید به قدری باشد که از عملکرد افزایش طول درز انبساط جلوگیری کند. درز انبساط باید دارای انعطاف‌پذیری معینی باشد که برای جذب تغییر مکان قائم تکیه‌گاه باربر کافی باشد.

۷-۵-۷-٤- طول نشیمن

فاصله پیچ مهاری از بر تکیه‌گاه نباید از مقدار S، که به صورت زیر محاسبه می‌شود، کمتر باشد:

$$S_1 = 0.20 + 0.005L \qquad (۷-۶۳)$$

که در آن L طول دهانه است (m).



شکل ۷-۲۵ حداقل فاصله پیچ مهاری در تکیه‌گاه

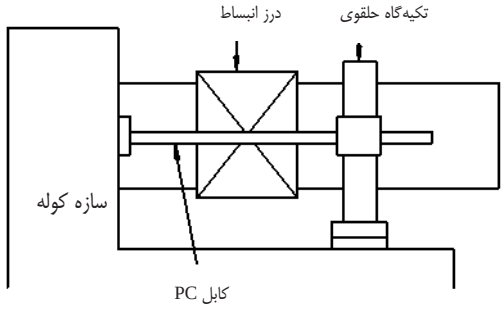
۷-۵-۷-۵- سامانه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی

۷-۵-۷-۵-۱- کلیات

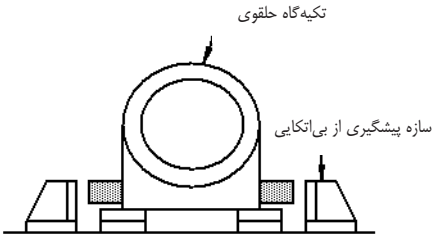
۱- در مواقع شکست غیر منتظره سازه‌ای سامانه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی باید بتواند از انهدام روسازه جلوگیری کند.
۲- اجزای سامانه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی شامل مواردی از قبیل طول نشیمن شاه تیر در محل تکیه‌گاه، سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی، سازه محدود کننده تغییر مکان‌های زیاد و نیز سازه‌های جلوگیری کننده از نشست روسازه می‌باشد که البته باید به طور مناسب بر اساس نوع پل، نوع تکیه‌گاه‌ها و شرایط زمین و غیره، انتخاب شوند.
۳- طول نشیمن شاه تیر در راستای طولی محور پل باید در تکیه‌گاه‌های انتهایی و بخش هم‌پوشانی به اندازه کافی باشد.
۴- در محل تکیه‌گاه‌های انتهایی، بخش‌های هم‌پوشانی و تکیه‌گاه میانی شاه تیرها، سازه محدودکننده تغییر مکان‌های زیاد در راستای عمود بر محور پل نصب می‌گردد.

۷-۵-۷-۵-۲- سازه پیشگیری کننده از بی اتکایی

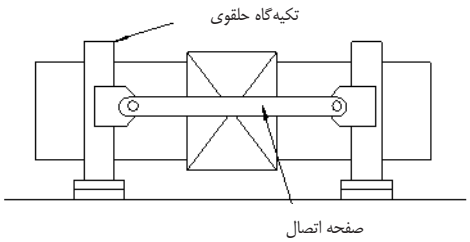
به طور کلی سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی شامل موارد زیر می‌باشد:
۱- سازه اتصال روسازه به زیرسازه
۲- سازه ضربه گیر
۳- سازه اتصال دو طرفه روسازه‌ها به هم



نوع ۱ اتصال بین روسازه و زیرسازه



نوع ۲ سازه ضربه گیر



نوع ۳ اتصال دو طرفه رو سازه‌ها به هم

شکل ۷-۲۶ سازه‌های پیشگیری کننده از بی‌اتکایی

۷-۵-۷-۵-۳- نیروی زلزله طراحی

مقاومت تسلیم سازه‌های پیشگیری‌کننده از بی‌اتکایی نباید از نیروی زلزله طراحی که با رابطه (۷-۶۴) تعیین می‌شود، کمتر باشد. بهتر است میزان جابه‌جایی سازه‌های پیشگیری کننده از بی‌اتکایی در حدود مقدار S_F باشد.

$$H_F = 1.5R_d$$
$$S_F = c_F S_E \qquad (۷-۶۴)$$

H_F : نیروی زلزله طراحی سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی(kN)

R_d : عکس‌العمل بار مرده (kN)

S_F : حداکثر جابه‌جایی طراحی در سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی(cm)

S_E : طول نشیمن شاه تیر در محل تکیه‌گاه (cm)

c_F : ضریب تغییر مکان سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی که برابر ۰/۷۵ است.

۷-۵-۷-۵-٤- سازه‌های محدود کننده تغییر مکان‌های بیش از حد

حداکثر تغییر مکان سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی نباید از تغییر مکان مجاز درز انبساط تجاوز کند.

حداکثر تغییر مکان سازه پیشگیری کننده از بی‌اتکایی می‌تواند به صورت زیر تخمین زده شود:

۱- برای شرایط عدم وقوع زلزله : $\delta_x = \delta_T + \Delta_x$

۲- برای سطح خطر-۱: $\delta_{x1} = \delta_T + U_R + \Delta_x$

۳- برای سطح خطر-۲: $\delta_{x2} = \frac{\delta_T + U_R + U_G}{n_l} + \Delta_x$

که در آن:

δ_x : تغییر مکان درز انبساط (mm) در حالت عدم وقوع زلزله

δ_T : تغییر مکان ناشی از نمو دما (mm)

$$\delta_T = \alpha_t \cdot \Delta T \cdot L \qquad (۷-۶۵)$$

که در آن:

α_t : ضریب انبساط حرارتی $(1/C^\circ)$

Δ_T : نمو دما

L : طول دهانه سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور(mm)

Δ_x : طول مجاز برای تغییر مکان‌های اضافی نامعلوم(mm)

δ_{x1} : تغییر مکان درز انبساط (mm) در حالت زلزله سطح خطر-۱

U_R : تغییر مکان نسبی (mm) مربوط به تغییر مکان‌های پاسخ سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور

$$U_R = \sqrt{U_{R1}^2 + U_{R2}^2} \qquad (۷-۶۶)$$

U_{R1} : تغییر مکان پاسخ سازه تکیه‌گاهی ۱ (mm)

U_{R2} : تغییر مکان پاسخ سازه تکیه‌گاهی ۲ (mm)

δ_{x2} : تغییر مکان درز انبساط (mm) در حالت زلزله سطح خطر-۲

U_G : تغییر مکان نسبی (mm) ناشی از تغییرشکل خاک بین سازه‌های تکیه‌گاهی مجاور

$$U_G = \varepsilon_G \cdot L \qquad (۶۷-۷)$$

که در آن:

ε_G : کرنش میدان آزاد در سطح زمین

n_I : تعداد درزهای انبساط

۷-۵-۸- کمیت‌های مجاز برای خطوط لوله مدفون

۱- حداکثر کرنش مجاز یا تغییر مکان اتصال بر اساس اهداف طراحی آن تعیین می‌شود.

۲- در زلزله سطح خطر-۱ کرنش بحرانی مد شکستگی خستگی با سیکل پایین برای اثر موج به صورت کم‌ترین مقدار از بین ۰/۱۱٪ و کرنش آستانه کمانش $23t / D$.

۳- در زلزله سطح خطر-۲ کرنش بحرانی مود شکستگی خستگی با سیکل پایین برای اثر موج $46t / D$ لحاظ می‌شود.

۴- تغییر مکان بحرانی اتصالات مکانیکی با توجه به مقادیر اسمی این اتصالات که شامل اتصال مکانیکی، اتصال نر و ماده، اتصال انبساطی و اتصال نوع مارپیچی است، داده می‌شود.

۵- تغییر مکان بحرانی بر اساس روند آزمایش JIS، هنگامی که هوا شروع به نشت می‌کند یا هنگامی که پیچ و مهره‌ها یا رینگ‌ها شکسته می‌شوند، تعیین می‌شود.

جدول ۷-۲ مقادیر بحرانی خط لوله

زلزله	بار لرزه‌ای	اجزا	مود شکست	واحد	معیار
سطح خطر-۱	اثر موج	لوله پیوسته	شکستگی خستگی با سیکل پایین	کرنش	٪۰/۱۱
			کمانش		$\frac{23t}{D}$
سطح خطر-۲	اثر موج	لوله پیوسته	کمانش		$\frac{46t}{D}$

۷-۶- معیارهای قضاوت

۷-۶-۱- خط لوله روزمینی

رابطه (۷-۶۸) برای هر مود شکستگی پل خط لوله باید ارضا شود.

$$Q_p \le Q_{pa} \qquad (۶۸-۷)$$

Q_p : بار پاسخ برای هر مد شکست

Q_{pa} : بار مجاز برای هر مد شکست

۷-٦-۲- خط لوله مدفون

۷-٦-۲-۱- خط لوله گسسته برای طراحی شکل‌پذیر بدون در نظر گرفتن لغزش خاک

۱- تنش

تنش بدنه لوله ≥ تنش مجاز (مقاومت تسلیم) یا (حرکت تلسکوپی)

۲- تغییر مکان اتصال

تغییر مکان ≥ حداکثر تغییر مکان انبساطی برای کنترل طراحی ساخت

۷-٦-۲-۲- خط لوله گسسته برای طراحی شکل‌پذیر با در نظر گرفتن لغزش خاک

۱- تنش

تنش بدنه لوله ≥ تنش مجاز (مقاومت تسلیم) یا (حرکت تلسکوپی)

۲- تغییر مکان اتصال

تغییر مکان ≥ حداکثر تغییر مکان انبساطی برای کنترل طراحی ساخت

۷-٦-۲-۳- خط لوله پیوسته برای طراحی تنش مجاز

تنش بدنه لوله ≥ تنش مجاز (مقاومت تسلیم)

۷-٦-۲-٤- خط لوله پیوسته برای طراحی شکل‌پذیر

کرنش لوله ≥ کرنش مجاز

فصل ۸

مثال‌ها

۸- مثال طراحی لرزه‌ای سامانه آبرسانی

۸-۱- طراحی لرزه‌ای مخزن مدفون

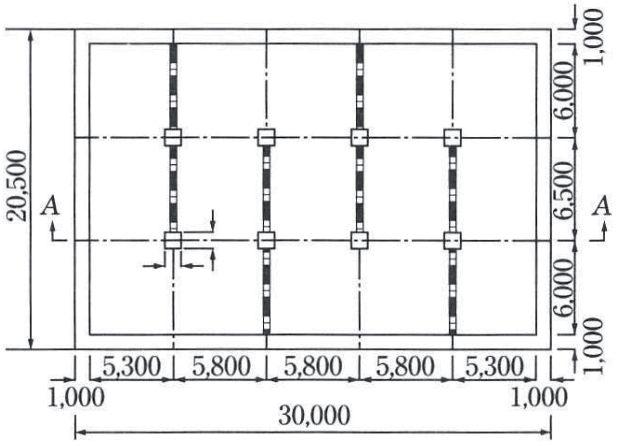
۸-۱-۱- کلیات

در این بخش نحوه محاسبات طراحی لرزه‌ای مخزن بتن مسلح، مطابق شکل ۸-۱ (۱) آمده است. برای نمونه، محاسبات مربوط به مقطع A-A انجام می‌شود. محاسبات به روش پاسخ تغییرمکان کنترل می‌گردد.

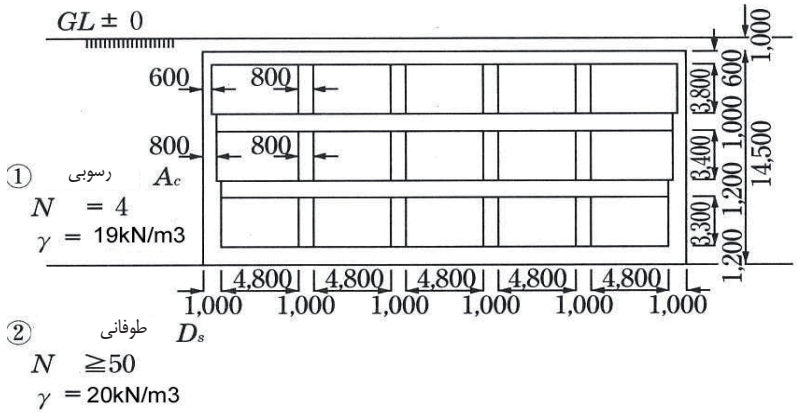
۸-۱-۲- مشخصات مثال

(۱) وضعیت زمین

همانطور که در شکل ۸-۱-(۱) نشان داده شده، دو لایه از زمین بررسی شده است. مقدار N سنگ بستر مهندسی، بزرگتر یا مساوی ۵۰ و سرعت موج برشی آن بزرگتر یا مساوی ۳۰۰ m/s می‌باشد. پیوستگی زمین از زمین‌های نرم بهتر می‌باشد. شایان ذکر است که لایه Ac لایه رسی بوده و روانگرا نمی‌باشد.



شکل ۸-۱- (نما)



(ب) مقطع A-A

شکل۸-۲- طرح مخزن

(۲) بارهای عادی

۱) بار زنده w_1

$$w_1 = 10kN/m^2$$

۲) بار مرده D

$$D = A \times \gamma_c (kN/m)$$

که در آن:

A: سطح مقطع سازه مخزن

γ_c: وزن واحد بتن مسلح ($25kN/m^3$)

۳) P_v فشار خاک ناشی از خاک روی مخزن

$$P_v = \gamma \times h_1$$

که در آن:

γ: وزن واحد خاک روی مخزن ($19kN/m^3$)

h_1: ارتفاع خاک روی مخزن (m)

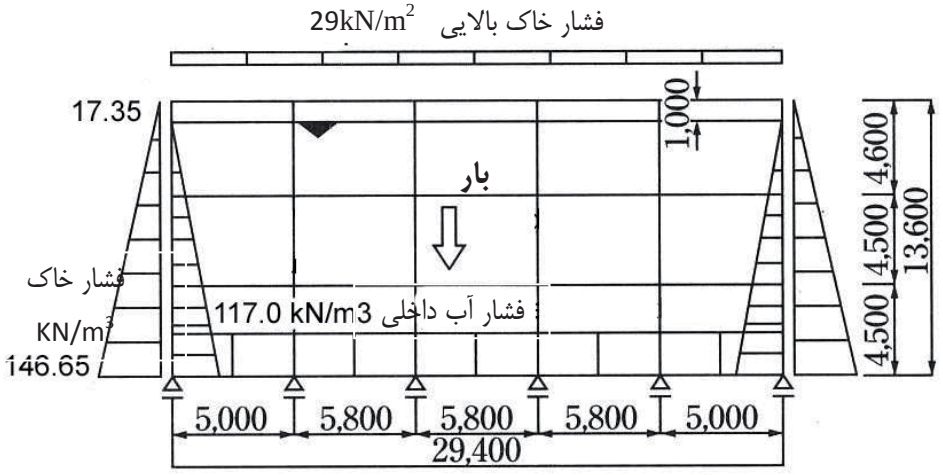
۴) P_h فشار خاک اطراف مخزن

$$P_h = K_0 \times \left(\sum \gamma \times h + w_1\right)$$

γ_w: وزن مخصوص آب داخل مخزن ($10kN/m^3$)

h_2: ارتفاع آب داخل مخزن (m) ($11.7m$)

نیروی‌های فوقانی همانطور که در شکل ۸-۱-(۲) نشان داده شده است به صورت نیروی عمودی در نظر گرفته می‌شوند.



شکل ۸-۳- نیروهای وارده بر مخزن

(۳) مصالح

۱) بتن

مقاومت فشاری؛ f_{ck} = 2,100 N/cm^2

۲) میلگرد آرماتور

مشخصه: SD345پ

مقاومت تسلیم کششی: f_{yk} = 35,000 N/cm^2

۸-۱-۳ اثرات زمین لرزه

سه اثر لرزه‌ای شامل، (A) نیروی اینرسی سازه، (B) جابجایی پاسخ زمین، و (C) فشار دینامیکی آب، در نظر گرفته شده‌اند.

مکان ساختگاه در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای خیلی بالا ($A = 0.35$) بوده و نوع خاک نوع III می‌باشد. (سرعت موج برشی متوسط در عمق ۳۰ متری ۱۷۵ تا ۳۷۵ m/s می‌باشد.)

(۱) T_G پریود طبیعی سطح زمین

$$T_G = 4.\frac{H}{V_s} = \frac{15.5}{135} = 0.46$$

که در آن:

H: ارتفاع سطح زمین (m)

V_s: سرعت موج برشی سطح زمین (m/s)

رابطه ۸-۱

$$V_{Si} = 122 \cdot N^{0.073}$$

$$V_{Si} = 122 \times 4^{0.073} = 135$$

(۲) ضریب زلزله طراحی

ضریب زلزله طراحی با استفاده از ضرایب زلزله طراحی در سطح و سنگ بستر بدست می‌آید.

$$K_0 = \left(K_{bedrock} + \left(K_{surface} - K_{bedrock}\right)\left(H_w / H\right)\right)^* I$$

که در آن:

H_w: ارتفاع مرکز ثقل سازه از سنگ بستر (۶٫۸۶ m)

بر اساس راهنما،

$$K_{bedrock} = \beta_2 = 0.35$$

$$K_{surface} = \beta_3 A = 1.1^* 0.35 = 0.38$$

ضریب اهمیت I برابر ۱٫۷ درنظر گرفته شده است.

$$K_0 = \left(0.35 + (0.38 - 0.35)(6.86/15.5)\right) \times 1.7$$

$$K_0 = 0.63$$

زمانیکه K_0 بیشتر از ۰٫۳ می‌باشد، باید شکل‌پذیری برای کنترل ایمنی در نظر گرفته شود.

(۳) پاسخ زمین

مقدار تغییرمکان پاسخ زمین با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد؛

رابطه ۸-۲

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_G \times \cos\frac{\pi x}{2H}$$

که در آن:

$U_h(x)$: مقدار تغییرمکان پاسخ زمین در عمق x از سطح

S_v: سرعت طیفی ناشی از جنبش‌های لرزه‌ای زمین در سنگ بستر لرزه‌ای بر اساس راهنما،

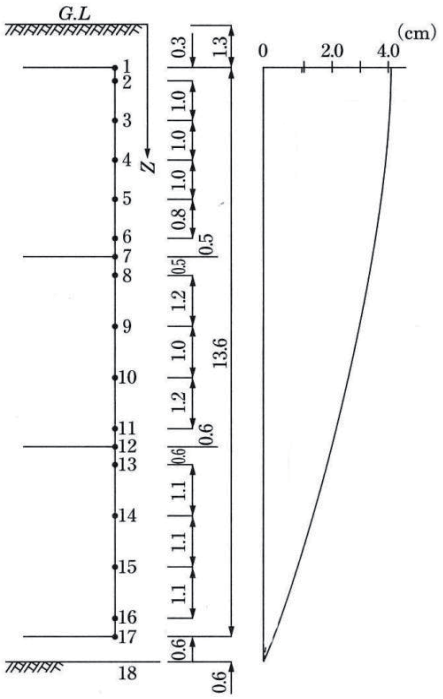
سرعت طیفی با توجه به شکل۳-۴ برابر ۵۰ می‌شود.

$$U_{h(x)} = \frac{2}{\pi^2} \times 50 \times 0.46 \times \cos\frac{\pi x}{2 \times 15.5} = 4.66 \cos\frac{\pi x}{31}$$

توزیع مقدار تغییرمکان پاسخ زمین در جدول ۸-۱آورده شده است.

جدول ۸-۱- تغییرمکان زمین

گره	x(m)	$U_h(x)cm$
۱	۱/۳	۴/۱۲
۲	۱/۶	۴/۱
۳	۲/۶	۴/۰۱
۴	۳/۶	۳/۸۸
۵	۴/۶	۳/۷۱
۶	۵/۴	۳/۵۵
۷	۵/۹	۳/۴۳
۸	۶/۴	۳/۳۱
۹	۷/۶	۲/۹۸
۱۰	۸/۶	۲/۶۷
۱۱	۹/۸	۲/۲۷
۱۲	۱۰/۴	۲/۰۵
۱۳	۱۱	۱/۸۳
۱۴	۱۲/۱	۱/۴
۱۵	۱۳/۲	۰/۹۶
۱۶	۱۴/۳	۰/۵۰
۱۷	۱۴/۹	۰/۲۵
۱۸	۱۵/۵	۰



شکل۸-٤- توزیع تغییرمکان پاسخ بر اساس عمق از سطح

(۴) فشار هیدرودینامیکی در هنگام زمین‌لرزه

توزیع فشار هیدرودینامیکی در هنگام زمین لرزه توسط رابطه Housner محاسبه می‌گردد.

$$p(y) = \sqrt{3} \times K_{hw} \times \gamma_w \times H \times \left\{ \frac{y}{H} - \frac{1}{2}\left(\frac{y}{H}\right)^2 \right\} \times \tanh\left(\sqrt{3} \times \frac{l}{H}\right)$$

رابطه ۸-۳

که در آن؛

$p(y)$: فشار دینامیکی آب در هنگام زمین لرزه (KN/m^2)

K_{hw}: ضریب زلزله افقی در مرکز ثقل سازه = ۰/۶۳

H: عمق آب (۱۱/۷ m)

γ_w: وزن واحد آب ($10KN/m^3$)

y: عمق از سطح آب m

l: نصف طول حوضچه مستطیلی (۱۴/۰ m=۲÷۲۸)

توزیع فشار هیدرودینامیکی در عمق، در جدول ۸-۲ آورده شده است.

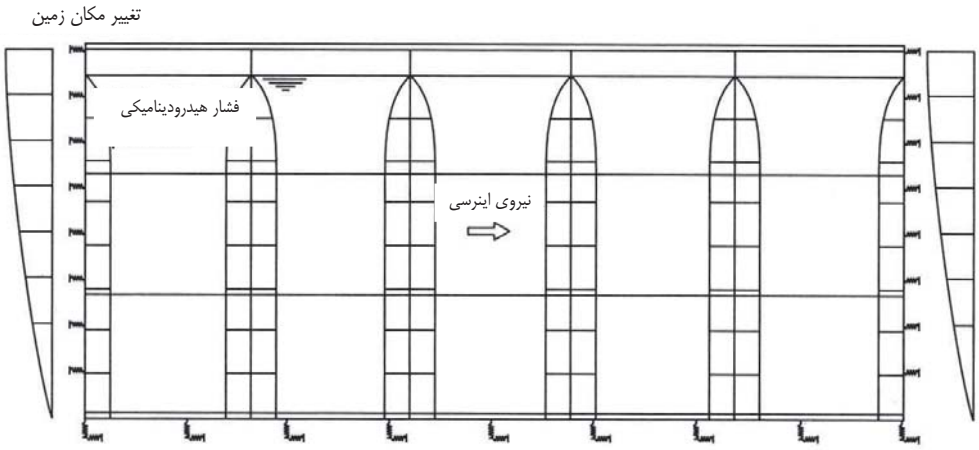
جدول ۸-۲- فشار هیدرودینامیکی

Node	y(m)	$p(y)(KN/m^2)$
۳	۰	۰
۴	۱	۱/۰۱
۵	۲	۱/۹۳
۶	۲/۸	۲/۶۱
۷	۳/۳	۳
۸	۳/۸	۳/۳۶
۹	۵	۴/۱۶
۱۰	۶	۴/۷۲
۱۱	۷/۲	۵/۲۷
۱۲	۷/۸	۵/۵
۱۳	۸/۴	۵/۶۹
۱۴	۹/۵	۵/۹۷
۱۵	۱۰/۶	۶/۱۳
۱۶	۱۱/۷	۶/۱۸

۸-۱-٤ تحلیل سازه‌ای

(۱) مدل تحلیل سازه‌ای

سازه بصورت سازه قابی مدل می‌شود و نیروی هر مقطع تحت تغییرمکان زمین از طریق فنرهای جانبی محاسبه می‌شود.



شکل ۸-۵- فشار هیدرودینامیکی در عمق

(۲) نیروی عکس‌العمل زمین

۱) نیروی عکس العمل افقی زمین

$$K_{SH} = K_{SH0} \cdot \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$
$$= 3.7\ (N/cm^3)$$

که در آن:

K_{SH}: نیروی عکس العمل افقی زمین (N/cm^3)

$$E_0 = 28N = 28 \times 4 = 112(kgf/cm^2) = 1120\ N/cm^2$$

$$\mu_0 = 2$$

$$K_{SH0} : (1.2/30) \cdot \mu_0 \cdot E_0 = (1.2/30) \times 2 \times 1120 = 89.6\ (N/cm^3)$$

B_H: عرض بارگذاری دیوار جانبی

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{435} = 20.85(m) = 2085(cm)$$

A_H: مساحت دیوار جانبی مخزن (۳۰×۱۴/۵ = ۴۳۵ m^2)

۲) نیروی عکس العمل قائم زمین

$$K_{SV} = K_{SV0} \cdot \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$$
$$= 34\ (N/cm^3)$$

که در آن؛

K_{SV}: نیروی عکس العمل قائم زمین:

$$E_0 = 28N = 28 \times 50 = 1400(kgf/cm^2) = 14000\ N/cm^2$$

$K_{SV0} : (1/30) \cdot \mu_0 \cdot E_0 = (1/30) \times 2 \times 14000$ =924 (N/cm^3)

B_V: عرض بارگذاری قراردادی دیوار کف (cm):

$$B_V = \sqrt{A_V} = \sqrt{615} = 24.80(m) = 2.480(cm)$$

A_V: مساحت کف حوضچه (m^2 ۶۱۵= ۳۰×۲۰/۵)

(۳) ضریب سختی زمین

۱) ضریب سختی افقی زمین

$$K_{SHi} = A_i \times K_{SH}$$

که در آن:

K_{SHi}: فنریت افقی زمین در هر گره دیواره جانبی

A_i: مساحت جزئی هر گره (m^2)

جدول ۸-۳- سختی افقی زمین

Node	$A_i(m^2)$	$K_{SHi}(KN/m)$	Node	$A_i(m^2)$	$K_{SHi}(KN/m)$
۱	۰/۱۵	۵۵۸	۱۰	۱/۱۰	۴۰۹۲
۲	۰/۶۵	۲۴۱۸	۱۱	۰/۹۰	۳۳۴۸
۳	۱/۰۰	۳۷۲۰	۱۲	۰/۶۰	۲۲۳۲
۴	۱/۰۰	۳۷۲۰	۱۳	۰/۸۵	۳۱۶۲
۵	۰/۹۰	۳۳۴۸	۱۴	۱/۱۰	۴۰۹۲
۶	۰/۶۵	۲۴۱۸	۱۵	۱/۱۰	۴۰۹۲
۷	۰/۵۰	۱۸۶۰	۱۶	۰/۸۵	۳۱۶۲
۸	۰/۸۵	۳۱۶۲	۱۷	۰/۳۰	۱۱۱۶
۹	۱/۱۰	۴۰۹۲			

۲) ضریب سختی قائم زمین

$$K_{SVi} = A_i \times K_{SV}$$

که در آن؛

K_{SVi}: فنریت قائم زمین در هر گره دیواره کف (KN/cm)

A_i: مساحت جزئی برای هر گره m^2

برای زیر تیرها از فنرهایی در فواصل ۲۵ سانتیمتری استفاده می کنیم. در نتیجه داریم:

جدول ۸-۴

Node	$A_i(m^2)$	$K_{SVi}(KN/m)$	$K_{Shi}(KN/m)$
گره های گوشه	۰/۱۲۵	۴۲۵۰	۴۶۲/۵
سایر گره ها	۰/۲۵	۸۵۰۰	۹۲۵

۳) تغییر مکان نسبی زمین

$$D_i = U_{hi} - U_{h17}$$

که در آن:

D_i: تغییرمکان نسبی زمین

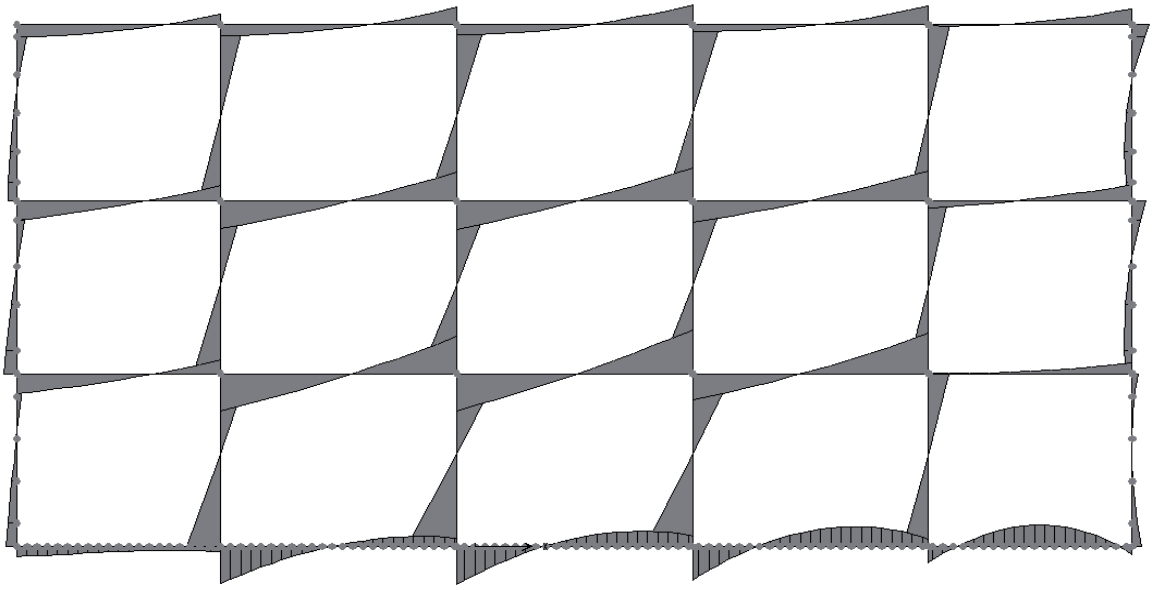
U_{hi}: تغییرمکان زمین در هر گره (cm)

U_{h17}: تغییرمکان زمین در گره ۱۷ (cm)

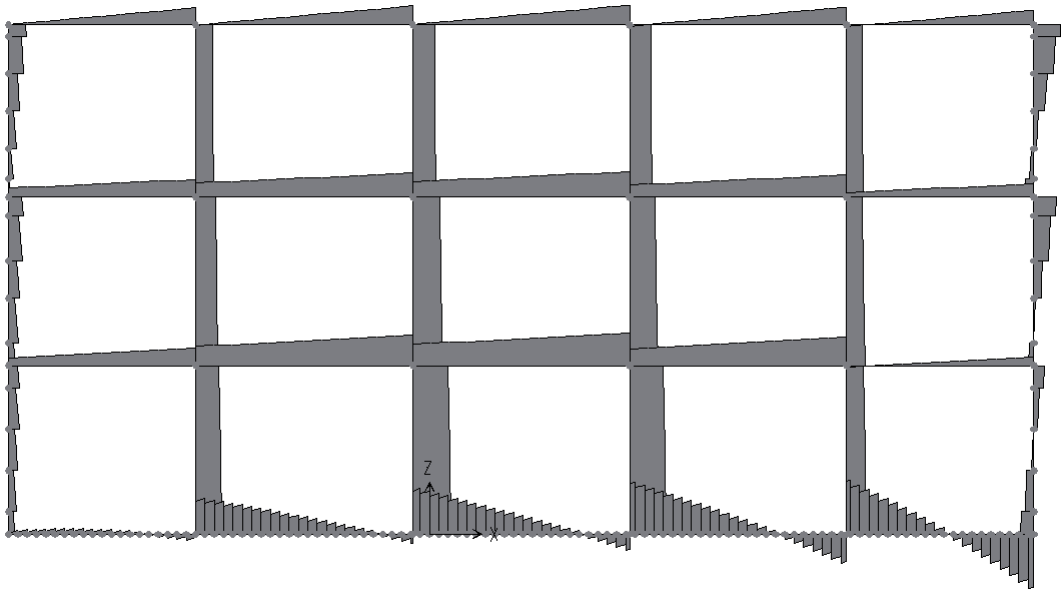
جدول۸-۵- تغییرمکان نسبی

Node	x(m)	D_i (cm)
۱	۱/۳	۳/۸۷
۲	۱/۶	۳/۸۵
۳	۲/۶	۳/۷۶
۴	۳/۶	۳/۶۳
۵	۴/۶	۳/۴۶
۶	۵/۴	۳/۳
۷	۵/۹	۳/۱۸
۸	۶/۴	۳/۰۶
۹	۷/۶	۲/۷۳
۱۰	۸/۶	۲/۴۲
۱۱	۹/۸	۲/۰۲
۱۲	۱۰/۴	۱/۸
۱۳	۱۱	۱/۵۸
۱۴	۱۲/۱	۱/۱۵
۱۵	۱۳/۲	۰/۷۱
۱۶	۱۴/۳	۰/۲۵
۱۷	۱۴/۹	۰

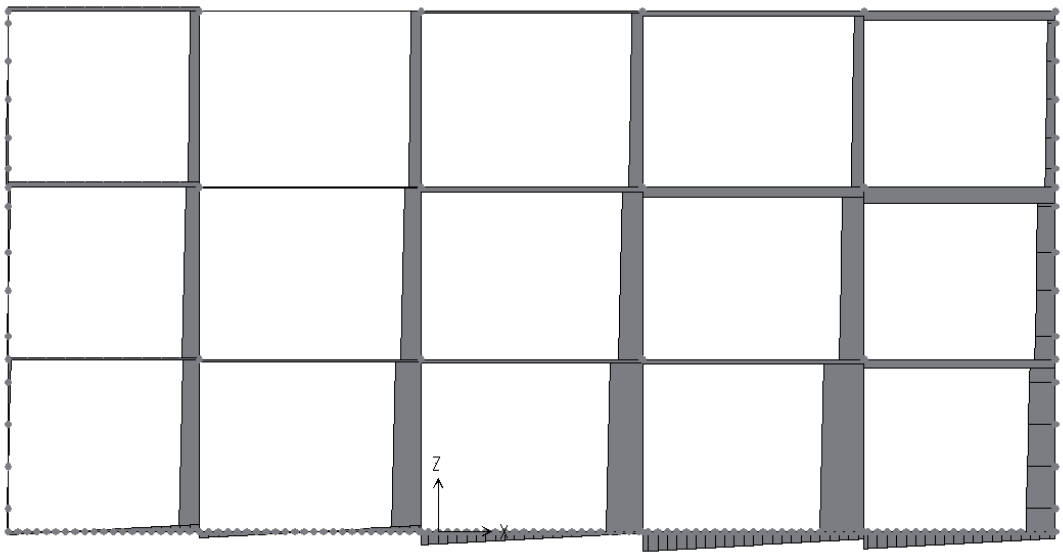
۵-۱-۵ مشاهده نتایج



شکل ۸-۶- نمودار خمش



شکل ۸-۷- نمودار برش



شکل ۸-۸- نیروی محوری

جدول ۸-٦- لیست نیروها

شماره سطح مقطع	۱	۲	۳	٤	٥	٦	۷	۸	۹	۱۰
عرض(cm) B	۱۰۰	۹۰	۹۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۹۰	۸۰
ارتفاع(cm) H	۱۲۰	۱۲۰	۱۰۰	۶۰۰	۱۰۰	۸۰	۶۰	۱۰۰	۹۰	۸۰
ارتفاع مؤثر d (cm)	۱۱۳	۱۱۳	۹۳	۵۳	۹۳	۷۳	۵۳	۹۳	۸۳	۷۳
اندازه آرماتور (cm^2)	D22 @200 19.36	D29× 8 51.39	D25× 6 30.40	D16 @200 9.93	D22 @200 19.36	D22 @200 19.36	D22 @200 19.36	D29×1 3 83.51	D29×1 1 70.66	D25×1 1 55.74
مقدار آرماتور برشی (cm^2)	3D13 @100 ۳/۸۰	4D19 @100 ۱۱/۴۶	4D16 @100 ۷/۹۴	3D13 @100 ۳/۸۰	3D13 @100 ۳/۸۰	3D13 @100 ۳/۸۰	3D13 @100 ۳/۸۰	4D22 @100 ۱۵/۴۸	4D19 @100 ۱۱/۴۶	4D16 @100 ۷/۹۴
گام(cm)	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰	۱۰/۰
M_d (kNm)	۱۰۸۲	۱۱۶۱	۱۰۹۰	۷۶۲	۳۸۲	۳۸۹/۶	۲۳۰	۱۲۶۳/۵	۱۰۱۵	۱۰۵۸
N_d (kN)	۵۷۴	۲۶۹	۵۰۵	۱۵۵	۱۰۲/۲	۵۹۸	۳۰۵/۵	۱۲۲۰	۸۶۰	۴۹۸
V_d (kN)	۷۲۰	۵۰۰	۴۷۳/۵	۳۹۴	۲۲۵	۲۴۷	۲۷۰	۵۸۵	۵۳۰	۴۸۱

۸-۲ طراحی لرزه‌ای خط لوله

۸-۲-۱ کلیات

در این مثال نحوه طراحی لرزه‌ای خطوط لوله با اتصال گسسته و پیوسته ارائه گردیده است.

۸-۲-۲ نحوه طراحی خط لوله گسسته (چدن نرم)

۸-۲-۲-۱ شرط طراحی

با استفاده از شدت لرزه مربوط به تراز MCE، طراحی لرزه‌ای انجام می‌شود. طراحی با مقایسه و کنترل تنش بدنه لوله و تغییرمکان اتصال با مقادیر مجاز انجام می‌گردد. علاوه بر این زاویه خمش در اتصال نیز کنترل می‌گردد. علاوه بر نیروی لرزه‌ای، بارهای زیر نیز لحاظ می‌گردند:

۱- نیروی اینرسی

۲- بار وسایل نقلیه

توجه: تغییرمکان ناشی از تغییرات حرارتی و نشست نامتقارن در تغییرمکان ناشی از زلزله در اتصال در نظر گرفته می‌شود.

- مشخصات لوله

جنس لوله: لوله چدنی نرم با قطر ۹۰۰ mm و اتصال نوع K

قطر خارجی: $D = 939mm$

ضخامت: ۱۳ mm

طول لوله: mm ۶۰۰۰

فشار داخلی طراحی: $P_i = 100N/cm^2$

بار وسایل نقلیه: $(T-25)pm$ = ۱۰۰ kN/چرخ

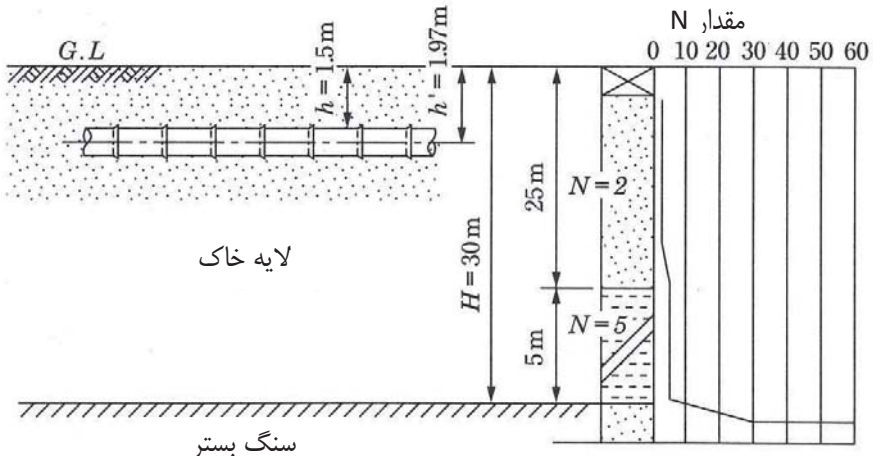
تغییر دمایی: $T = 20^\circ C$

ارتفاع پوشش خاک روی لوله: h =۱/۵ m

در شکل ۸-۲ (۱) مشخصات خاک نشان داده شده است.

آب زیر زمینی در نظر گرفته نشده است.

وزن مخصوص خاک: $\gamma_t = 17(KN/m^3)$



شکل ۸-۹- نیمرخ خاک و نحوه نصب لوله

۸-۲-۲-۲ محاسبه تنش بدنه لوله

- تنش محوری ناشی از فشار داخلی σ_{pi}

رابطه۸-۴

$$\sigma_{pi} = \nu \times \frac{P_1 \times (D-t)}{2t}$$

که در آن:

σ_{pi}: تنش محوری ناشی از فشار داخلی (N/m^2)

ν: نسبت پواسون (۰/۲۸)

p_i: فشار داخلی $(100N/cm^2)$

D: قطر خارجی $(93.9cm)$

t: ضخامت لوله با در نظر گرفتن خطای ساخت (کمتر از ضخامت اسمی لوله می‌باشد) $13.0/1.1 = 11.82(mm)$

$$\sigma_{pi} = 0.28 \times \frac{100 \times (93.9 - 1.182)}{2 \times 1.182} = 1100(N/cm^2)$$

- محاسبه تنش محوری ناشی از بار وسیله نقلیه σ_{po} (با فرض ابعاد وسیله مطابق شکل بعدی)

$$\sigma_{po} = \frac{0.322 W_m}{Z_p} \cdot \sqrt{\frac{EI_p}{KvD}}$$ رابطه ۸-۵

که در آن:

W_m: بار وسیله نقلیه (N/cm)

K_V: ضریب مقاوم قائم زمین() $10N/cm^3$

E: مدول ارتجاعی ($۱/۶\times۱۰^{۷}\ N/cm^2$)

I_p = ممان اینرسی مقطع لوله ($۴/۰۵\times۱۰^{۵}\ cm^4$)

$$(I_p = \pi(D^4 - (D-2t)^4)/64)$$

Z_p = مدول مقطع لوله ($۸/۶\times۱۰^{۳}\ cm^3$)

$$(Z_p = 2.I_p / D)$$

$$(Wm = \frac{2.P_m .D}{275\ (a + 2.h.\tan\theta)}.(1+i)...)$$

h: ارتفاع خاک روی لوله (۱۵۰ cm)

a: عرض سطح تماس چرخ با خاک (۲۰ cm)

P_m: بار وسایل نقلیه $Pm = (T-25)$ چرخ/kN ۱۰۰ =چرخ/N۱۰۰۰۰۰

θ: زاویه توزیع بار چرخ در خاک (۴۵ درجه)

i: ضریب ضربه چرخ

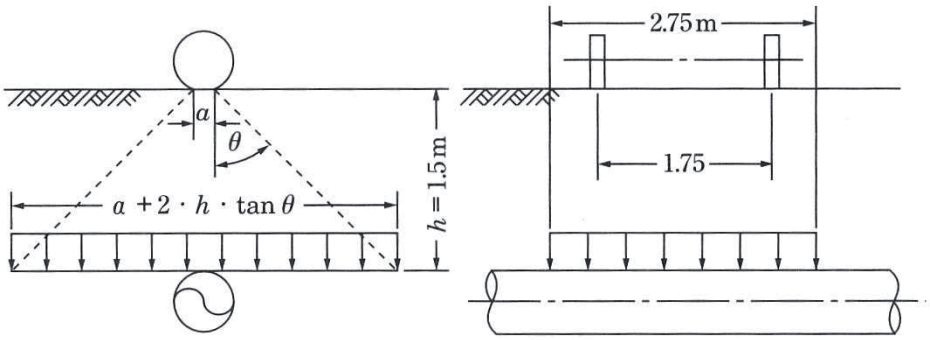
$$i = 0.65 - 0.1 \times h \Rightarrow 1.5m \le h \le 6.5m$$

$$h = 1.5$$

$$i = 0.65 - 0.1 \times 1.5 = 0.5$$

$$W_m = \frac{2 \times 100 \times 1000 \times 93.9}{275 \times (20 + 2 \times 150 \times \tan 45)} \times (1 + 0.5) = 320.1(N/cm^2)$$

$$(N/cm^2)\ \sigma_{po} = \frac{0.322 \times 320.1}{8.6 \times 10^3} \cdot \sqrt{\frac{1.6 \times 10^7 \times 4.05 \times 10^5}{10 \times 93.9}} = 995.63$$



شکل ۸-۱۰- توزیع بار وسیله نقلیه بر لوله

(۱) تنش محوری ناشی زلزله σ_x

پریود طبیعی سطح زمین

رابطه ۸-۶

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}}$$

که در آن:

H_i: ضخامت لایه i ام(m)

V_{si}: سرعت موج برشی در لایه i ام (m/s)

$$\therefore T_G = \sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} = 4\times 0.386 = 1.544 = 1.54(s)$$

جدول ۸-۷- سرعت موج برشی

	ضخامت m	مقدار N		H_l / V_{si}
(۱)	۲۵	۲	خاک ماسه‌ای آبرفتی $61.8N^{0.211} = 71.5$ m/s	۰/۳۵
(۲)	۵	۵	خاک رسی آبرفتی $122N^{0.077} = 138.3$ m/s	۰/۰۳۶
(۳)		۵۰	$205N^{0.125} = 334$ m/s	

Periodic sediments		Vs (m/s)		
		10^{-3}	10^{-4}	10^{-6}
Diluvium period	Clay	$129N^{0.183}$	$156N^{0.183}$	$172N^{0.183}$
	Sand	$123N^{0.125}$	$200N^{0.125}$	$205N^{0.125}$
Alluvium period	Clay	$122N^{0.0777}$	$142N^{0.0777}$	$143N^{0.0777}$
	Sand	$61.8N^{0.211}$	$90N^{0.211}$	$103N^{0.211}$

- محاسبه طول موج زلزله

$$L = \frac{2L_1 \times L_2}{L_1 + L_2}$$

$L_1 = T_G \times V_{DS}$ m

$$L_2 = T_G \times V_{BS} \text{ m}$$

V_{DS} : سرعت متوسط موج برشی لایه خاک (m/sec)

$$V_{DS} = \frac{\sum H_i}{\sum \frac{H_i}{V_i}} = \frac{25+5}{0.386} = 77.7 \text{ (m/s)}$$

V_{BS} : سرعت موج برشی در سنگ بستر (m/sec)

$$L_1 = 1.54 \times 77.7 = 119.70 \text{ m}$$
$$L_2 = 1.54 \times 334 = 514.4 \text{ m}$$
$$L = \frac{2 \times 119.7 \times 514.4}{119.7 + 514.4} = 194.20 \text{ (m)}$$
$$\therefore L = 194.2 \text{ (m)}$$

- محاسبه ضریب سختی خاک

$$\left.\begin{aligned} K_{g1} &= 1.5 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \\ K_{g2} &= 3 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \end{aligned}\right\}$$

رابطه ۸-۷

که در آن:

K_{g_1}: ضریب سختی خاک در جهت محور لوله (N/cm^2)

K_{g_2}: ضریب سختی خاک در جهت عمود بر محور لوله (N/cm^2)

γ_t: وزن مخصوص خاک $(۱/۷\times۱۰^{-۲})$ (N/cm^2)

V_s: سرعت موج برشی خاک در محل لوله $۷/۱۵\times۱۰^{۳}$ cm/s

g: شتاب ثقلی ۹۸۰ (cm/s^2)

$$(N/cm^2) \therefore K_{g1} = 1.5 \times \frac{1.7 \times 10^{-2}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 1330$$

$$(N/cm^2) \therefore K_{g2} = 3 \times \frac{1.7 \times 10^{-2}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 2660$$

- تغییرمکان افقی زمین در محل محور لوله

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_G \times \cos \frac{\pi h'}{2H}$$

رابطه ۸-۸

که در آن:

U_h: تغییرمکان افقی زمین در محل محور لوله (cm)

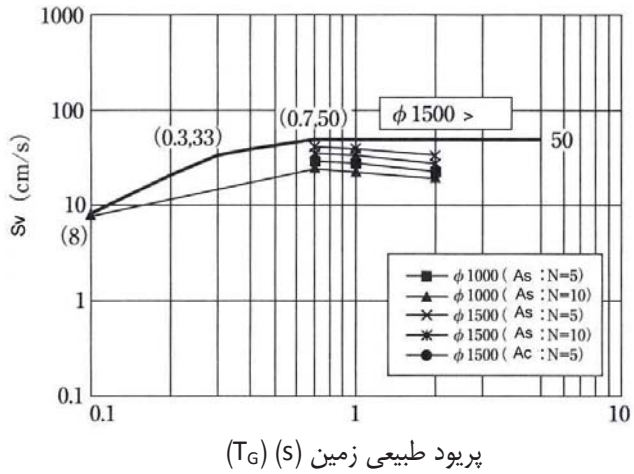
T_G: پریود طبیعی لایه سطحی خاک (1.54s)

h': عمق از سطح زمین تا مرکز لوله مدفون (1.97m)

H: ضخامت لایه خاک (30m)

S_v: سرعت پاسخ زمین برای سطح خطر ۲ ($T_G \rangle 0.7S(100cm/s)$)

برای محاسبه تنش محوری، نمودار قراردادی زیر با در نظر گرفتن لغزش بین خاک و لوله مورد استفاده قرار می‌گیرد. بر اساس این نمودار مقدار S_v برای تنش محوری ۵۰ می‌باشد.



شکل ۸-۱۱- نمودار Sv نسبت به پریود طبیعی زمین در حالت تنش محوری

برای محاسبه تنش محوری:

$$\therefore U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 50 \times 1.54 \times \cos(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30.0}) = 15.52 \ (cm)$$

برای محاسبه تنش خمشی:

$$\therefore U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 100 \times 1.54 \times \cos(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30.0}) = 31.04 \ (cm)$$

تنش کل محوری (در اثر زلزله σ_x)

$$
\left.
\begin{aligned}
\sigma_x &= \sqrt{\sigma'_L(x)^2 + \sigma'_B(x)^2} \\
\sigma'_L(x) &= \xi_{1(x)} \cdot \sigma_L \\
\sigma'_B(x) &= \xi_{21(x)} \cdot \sigma_B \\
\sigma_L &= \alpha_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h}{L} \cdot E \\
\sigma_B &= \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 \cdot D \cdot U_h}{L^2} \cdot E \\
\alpha_1 &= \frac{1}{1 + (\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_1 \cdot L'})^2} \\
\alpha_2 &= \frac{1}{1 + (\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_2 \cdot L'})^4} \\
\lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A_p}} \\
\lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I_p}} \\
L' &= \sqrt{2} \cdot L
\end{aligned}
\right\}
$$

رابطه ۸-۹

که در آن:

σ_x: تنش کل محوری لوله (N/cm^2)

σ_L, σ_B: تنش خمشی و تنش محوری لوله ناشی از خمش و کرنش محوری زمین (N/cm^2)

$\sigma'_{L(x)}, \sigma'_{B(x)}$: تنش محوری و تنش خمشی لوله، در فاصله x از اتصال (N/cm^2)

$\zeta_{1(x)}, \zeta_{2(x)}$: ضرایب اصلاح تنش لوله مدفون با فرض پیوستگی اتصالات (به‌طوریکه بتوان با فرض صلب بودن اتصال، لوله گسسته را به صورت پیوسته در نظر گرفت)

x: فاصله از محل اتصال تا محل حداکثر تنش $x = l/2$

U_h: تغییرمکان افقی زمین در امتداد محور لوله (cm)

L: طول موج حرکت لرزه‌ای زمین (۱۹۴/۲ m)

D: قطر خارجی لوله (۹۳/۹ cm)

E: مدول ارتجاعی لوله $۱/۶\times۱۰^۷ N/cm^2$

K_{g1}: ضریب سختی زمین در جهت محور لوله (۱۳۳۰ (N/cm^2))

K_{g2}: ضریب سختی زمین در جهت عمود بر محور لوله (۲۶۶۰(N/cm^2))

A_p: سطح مقطع لوله ۳۷۸/۲(cm^2)

I_p: ممان اینرسی لوله $4/050\times10^{5}\ (cm^4)$

$$(cm^{-1})\ \lambda_1=\sqrt{\frac{1330}{1.6\times10^{7}\times378.2}}=4.7\times10^{-4}$$

$$(cm^{-1})\ \lambda_2=\sqrt[4]{\frac{2660}{1.6\times10^{7}\times4.050\times10^{5}}}=4.50\times10^{-3}$$

$$(cm)\ L'=\sqrt{2}\times194.2\times10^{2}=274.6\times10^{2}$$

$$\alpha_1=\frac{1}{1+(\frac{2\times\pi}{4.7\times10^{-4}\times274.6\times10^{2}})^2}=0.8$$

$$\alpha_2=\frac{1}{1+(\frac{2\times\pi}{4.5\times10^{-3}\times194.2\times10^{2}})^4}=1.000$$

- محاسبه ضرایب اصلاح تنش $\zeta_{1(x)},\zeta_{2(x)}$

$$\zeta_{1(x)}=\frac{\sqrt{\phi_{1(x)}{}^2+\phi_{2(x)}{}^2}}{\exp(\nu'\lambda_1L')-\exp(-\nu'\lambda_1L')}$$

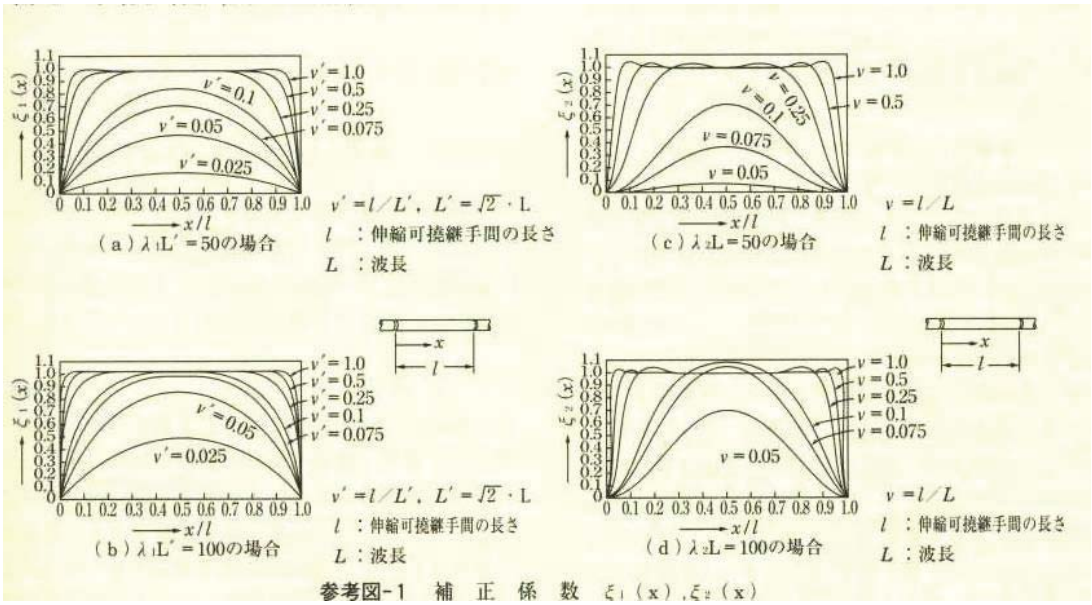
$$\zeta_{2(x)}=\sqrt{\phi_{3(x)}{}^2+\phi_{4(x)}{}^2}$$

$$\phi_{1(x)}=\{\exp(-\nu'\lambda_1L')-\cos(2\pi\nu')\}(\exp(\mu'\lambda_1L')-\{\exp(\nu'\lambda_1L')-\cos(2\pi\nu')\}\exp(-\mu'\lambda_1L')$$
$$+2\sinh(\nu'\lambda_1L')\times\cos(2\pi\mu')$$

$$\phi_{2(x)}=2\sin(2\pi\nu')\times\sinh(\mu'\lambda_1L')-2\sin(2\pi\mu')\sinh(\nu'\lambda_1L')$$

$$\phi_{3(x)}=f_3e_3-f_1e_2-f_4e_1-\sin(2\pi\mu)$$

$$\phi_{4(x)}=e_4+f_2e_3-f_2e_2-f_5e_1-\cos(2\pi\mu)$$



参考図-1 補正係数 $\xi_1(x),\xi_2(x)$

شکل ۸-۱۲

$$f_1=\frac{1}{\Delta}\left[\left(C_1(C_4-C_1)-C_3(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\nu)\right)\frac{2\pi}{\beta L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\nu)\right]$$

$$f_2=\frac{1}{\Delta}\left[\left(C_1(C_3-C_2)-C_4(C_3+C_2)+(C_3+C_2)\cos(2\pi\nu)\right)+C_1\frac{2\pi}{\beta L}\sin(2\pi\nu)\right]$$

$$f_3=\frac{1}{\Delta}\left[\left(C_1(C_4+C_1)-C_2(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\nu)\right)\frac{2\pi}{\beta L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\nu)\right]$$

$$f_4=\frac{1}{\Delta}\left[\left(C_3(C_4+C_1)-C_2(C_4-C_1)+(C_2-C_3)\cos(2\pi\nu)\right)\frac{2\pi}{\beta L}-2C_1\sin(2\pi\nu)\right]$$

$$f_5=\frac{1}{\Delta}\left[\left((C_3-C_2)^2+2C_1C_4-2C_1\cos(2\pi\nu)\right)-(C_2-C_3)\frac{2\pi}{\beta L}\sin(2\pi\nu)\right]$$

$$\Delta=(C_3+C_2)(C_3-C_2)+2{C_1}^2$$

$$C_1=\sin(\nu\beta L)\sinh(\nu\beta L)$$

$$C_2=\sin(\nu\beta L)\cosh(\nu\beta L)$$

$$C_3=\cos(\nu\beta L)\sinh(\nu\beta L)$$

$$C_4=\cos(\nu\beta L)\cosh(\nu\beta L)$$

$$e_1=\sin(\mu\beta L)\sinh(\mu\beta L)$$

$$e_2=\sin(\mu\beta L)\cosh(\mu\beta L)$$

$$e_3=\cos(\mu\beta L)\sinh(\mu\beta L)$$

$$e_4=\cos(\mu\beta L)\cosh(\mu\beta L)$$

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E\times I_p}}\qquad \mu'=\frac{x}{L'}=\frac{l}{2L'}\qquad \mu=\frac{x}{L}=\frac{l}{2L}\qquad \nu'=\frac{\ell}{L'}\qquad \nu=\frac{\ell}{L}$$

$$\nu=\frac{\ell}{L}=\frac{6}{194.2}=0.031$$

طول خط لوله مابین دو نقطه اتصال (۶ متر)

$$\nu'=\frac{\ell}{L'}=\frac{6}{274.6}=0.022$$

$$\mu=\frac{x}{L}=\frac{l}{2L}=\frac{6}{2\times 194.2}=0.015$$

$$\mu'=\frac{x}{L'}=\frac{l}{2L'}=\frac{6}{2\times 274.6}=0.011$$

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E\times I_p}}=\sqrt[4]{\frac{2660}{4\times 1.6\times 10^7\times 4.05\times 10^5}}=3.18\times 10^{-3}$$

$$\nu'\lambda_1 L'=0.022\times 4.7\times 10^{-4}\times 274.6\times 10^2=0.283$$

$$2\times\pi\times\nu' = 2\times\pi\times 0.022 = 0.138$$
$$\mu'\times\lambda_1\times L' = 0.011\times 4.7\times 10^{-4}\times 274.6\times 10^2 = 0.142$$
$$\nu\times\beta\times L = 0.031\times 3.18\times 10^{-3}\times 194.2\times 10^2 = 1.914$$
$$\mu\times\beta\times L = 0.015\times 3.18\times 10^{-3}\times 194.2\times 10^2 = 0.926$$
$$2\times\pi\times\mu' = 2\times\pi\times 0.011 = 0.069$$
$$2\times\pi\times\mu = 2\times\pi\times 0.015 = 0.094$$
$$\phi_{1(\ell/2)} = \{\exp(-0.283)-\cos(0.138)\}(\exp(0.142)-\{\exp(0.283)-\cos(0.138)\}\exp(-0.142)$$
$$+2\sinh(0.283)\times\cos(0.069) = 0.008$$
$$\phi_{2(\ell/2)} = 2\sin(0.138)\times\sinh(0.149)-2\sin(0.069)\sinh(0.283) = -0.0004$$

جدول ۸-۸

f_i	e_i	C_i	i
-0.100	0.894	3.225	1
-0.907	1.209	3.355	2
-0.001	0.640	-1.334	3
0.044	0.865	-1.388	4

$$\Delta = 11.325$$

0.584	-	-	5

$$\phi_{3(\ell/2)} = -0.001\times 0.640-(-0.100)\times 1.209-0.044\times 0.894-\sin(0.094) = -0.013$$
$$\phi_{4(\ell/2)} = 0.865+(-0.907)\times 0.640-(-0.907)\times 1.209-0.584\times 0.894-\cos(0.094)$$
$$= -0.137$$
$$\zeta_{1(\ell/2)} = \frac{\sqrt{0.008^2+(-0.0004)^2}}{\exp(0.283)-\exp(-0.283)} = 0.0139$$
$$\zeta_{2(\ell/2)} = \sqrt{(-0.013^2)+(-0.137)^2} = 0.138$$
$$\sigma_L = \alpha_1\cdot\frac{\pi\cdot U_h}{L}\cdot E = 0.8\times\frac{\pi\times 15.52}{194.2\times 100}\times 1.6\times 10^7 = 32136.8$$
$$\sigma_B = \alpha_2\cdot\frac{2\pi^2\cdot D\cdot U_h}{L^2}\cdot E = 1.0\times\frac{2\times\pi^2\times 93.9\times 31.04}{(194.2\times 100)^2}\times 1.6\times 10^7 = 2440\ (N/cm^2)$$
$$\sigma'_L(x) = \xi_{1(\ell/2)}\cdot\sigma_L = 0.0139\times 32136.8 = 446.7\ (N/cm^2)$$
$$\sigma'_B(x) = \xi_{2(\ell/2)}\cdot\sigma_B = 0.138\times 2440 = 340\ (N/cm^2)$$
$$\sigma_x = \sqrt{\sigma'_L(x)^2+\sigma'_B(x)^2} = \sqrt{446.7^2+340^2} = 560\ (N/cm^2)$$

(۲) کنترل تنش بدنه لوله

تنش لوله در زمان بهره‌برداری و زلزله را می‌توان مطابق جدول زیر خلاصه کرد. در صورتی که تنش محاسبه شده کمتر از تنش مجاز باشد می‌توان گفت لوله ایمن می‌باشد.

جدول ۸-۹

مورد		تنش (N/cm^2)
زمان بهره برداری	فشار داخلی طراحی (N/cm^2) (Pi=۱۰۰)	۱۱۰۰
	بار وسیله نقلیه	۱۰۴۰
زلزله		۵۶۰
مجموع تنش‌ها		۲۷۰۰
تنش مجاز		۲۷۵۰

تنش بدنه لوله با در نظر گرفتن لغزش لوله، مطابق زیر محاسبه می‌گردد:

رابطه ۸-۱۰

$$\sigma_L = \frac{\pi \cdot D \cdot \tau \cdot l}{2 \cdot A_0}$$

که در آن:

σ_L: تنش محوری لوله (N/cm^2)

D: قطر خارجی لوله چدنی نشکن (۹۳/۹ cm)

τ: اصطکاک بین لوله و خاک $(۱\ N/cm^2)$

l: طول لوله (۶۰۰cm)

A_0: سطح مقطع $(۳۷۸/۲cm^2)$

$$(N/cm^2)\ \sigma_L = \frac{\pi \times 93.9 \times 1 \times 600}{2 \times 378.2} = 234$$

۸-۲-۲-۳ مقدار انبساط و انقباض و زاویه خمش اتصال

۱) مقدار انبساط و انقباض اتصال (ناشی از فشار داخلی P_i)

رابطه ۸-۱۱

$$e_i = \frac{l \cdot \sigma_{pi}}{E}$$

که در آن:

e_i: مقدار انبساط اتصال ناشی از فشار داخلی (cm)

σ_{pi}: تنش بدنه لوله ناشی از فشار داخلی $(1100\ N/cm^2)$

l: طول لوله (۶۰۰ cm)

E: مدول ارتجاعی $(۱/۶\times۱۰^۷)$

$$(\text{cm}) \therefore e_i = \frac{600 \times 1100}{1.6 \times 10^7} = 0.041$$

۲) مقدار انبساط و انقباض ناشی از بار وسیله نقلیه

$$e_0 = \frac{l \cdot \sigma_{p_0}}{E}$$ رابطه ۸-۱۲

که در آن:

e_0 : مقدار انبساط و انقباض اتصال ناشی از بار وسایل نقلیه (cm)

σ_{p_0} : تنش بدنه لوله ناشی از بار وسایل نقلیه ($1040\ \text{N/cm}^2$)

$$\therefore e_0 = \frac{600 \times 1040}{1.6 \times 10^7} = 0.039(\text{cm})$$

۳) مقدار انبساط و انقباض اتصال (ناشی از تغییرات دمایی e_t)

$$e_t = \alpha \cdot \Delta T \cdot l$$ رابطه ۸-۱۳

که در آن:

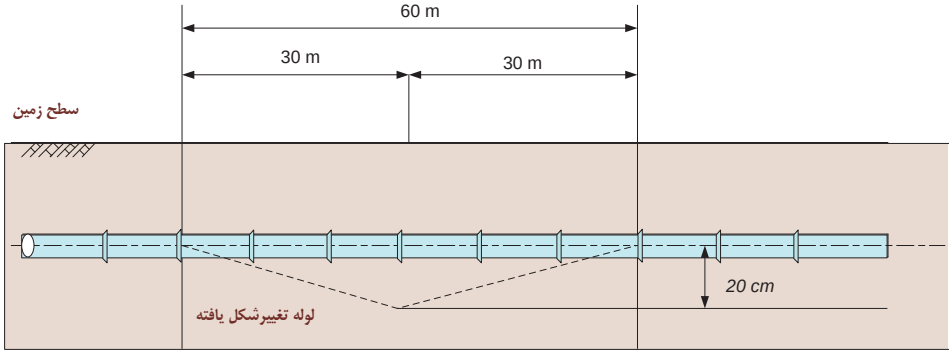
e_t: مقدار انبساط و انقباض اتصال ناشی از تغییرات دمایی (cm)

α: ضریب انبساط $^\circ C$ ۱/۰×۱۰$^{-۵}$

ΔT: تغییرات دمایی $^\circ C$ ۲۰

$$(\text{cm}) \therefore e_t = 1.0 \times 10^{-5} \times 20 \times 600 = 0.120$$

۴) مقدار انبساط و انقباض ناشی از نشست نامتقارن (e_d)(با فرض شرایط شکل زیر)



شکل ۸-۱۳- میزان نشست نامتقارن در لوله مدفون

$$(\text{cm})\ \Delta l = \sqrt{(30.0 \times 10^2)^2 + 20^2} - 30.0 \times 10^2 = 0.067$$

$$(\text{cm})\ e_d = \Delta l = 0.067$$

۵) مقدار انبساط و انقباض اتصال (بر اثر زلزله $|u_j|$)

$$
\left.
\begin{aligned}
&\left|u_j\right| = u_0 \cdot \overline{u_J} \\
&u_0 = \alpha_1 \cdot U_\alpha (cm) \\
&U_\alpha = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot U_h \\
&\overline{u_J} = \frac{2\gamma_1 \left|\cosh\beta_1 - \cos\gamma_1\right|}{\beta_1 \cdot \sinh\beta_1} \\
&\alpha_1 = \frac{1}{1+(\gamma_1/\beta_1)^2} \\
&\beta_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A_p}} \cdot l \\
&\gamma_1 = \frac{2\pi l}{L'} \\
&L' = \sqrt{2} \cdot L
\end{aligned}
\right\}
$$

رابطه ۸-۱۴

که در آن:

$\left|u_j\right|$: مقدار انبساط و انقباض اتصال در امتداد محور لوله(cm)

u_o: تغییرمکان نسبی در راستای محور لوله در تیر پیوسته (cm)

L: طول موج زلزله (۱۹۴/۲ m)

U_h: مشابه قبل.

K_{g1}: مشابه قبل. ($۱۳۳۰ N/cm^2$)

E: مدول ارتجاعی ($۱/۶\times۱۰^۷ N/cm^2$)

A_p: سطح مقطع ($۳۴۴ cm^2$)

$$(cm)\ L' = \sqrt{2}\times 194.2\times 10^2 = 274.6\times 10^2$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{1330}{1.6\times 10^7 \times 378.2}}\times 600 = 0.281$$

$$\gamma_1 = \frac{2\times\pi\times 600}{274.6\times 10^2} = 0.137$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1+\left(\frac{0.137}{0.281}\right)^2} = 0.81$$

$$u_J = \frac{2\times 0.137\times\left|\cosh(0.281)-\cos(0.137)\right|}{0.281\times\sinh(0.281)} = 0.168$$

$$(cm)\ U_a = \frac{1}{\sqrt{2}}\times 31.04 = 21.95$$

$$(cm)\ u_o = 0.81 \times 21.95 = 18.06$$

بنابراین، مقدار انبساط در اتصال؛

$$(cm)\ \left|u_j\right| = 18.06 \times 0.168 = 3.03$$

۶) زاویه خمش اتصال

رابطه ۸-۱۵

$$\theta = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot l \cdot U_h}{L^2}$$

که در آن:

θ: زاویه خمش اتصال (rad)

l: فاصله بین دو اتصال لوله (۶۰۰ cm)

U_h: مشابه قبل.

L: طول موج زلزله (۱۹۴/۲ m)

$$(rad) = 6'42'' \quad \theta = \frac{4 \times \pi^2 \times 600 \times 31.04}{(194.2 \times 10^2)^2} = 1.95 \times 10^{-3}$$

۷) کنترل زاویه خمش و مقدار انبساط اتصال

زاویه خمش و مقدار انبساط اتصال بطور خلاصه در ادامه آورده شده است. تنش و زاویه خمش لوله کمتر از مقدار مجاز می‌باشد. از سوی دیگر مقدار انبساط از مقدار مجاز انبساط اتصال، تجاوز کرده است بنابراین اتصال انبساطی که مقدار مجاز انبساط آن ۶۰ cm است، باید بکار برده شود.

جدول۸-۱۰- نتایج زاویه خمش و مقدار انبساط اتصال

مقدار انبساط و زاویه خمش (cm و درجه)	**موارد**		
۶' ۴۲"	زاویه خمش اتصال (زلزله)		
۰/۴۱	فشار داخلی ($Pi=۱۰۰N/cm^2$)	زمان بهره‌برداری	مقدار انبساط اتصال
۰/۳۹	بار وسیله نقلیه $(T-25)$		
۱/۲۰	تغییرات دمایی $dT=20$		
۰/۶۷	نشست نامتقارن		
۲۹/۸۰	زلزله		
۳۲/۴۷	جمع		
۳۱	حداکثر مقدار مجاز انبساط		

۸-۲-۳ خط لوله فولادی جوش شده (خط لوله پیوسته)

۸-۲-۳-۱ کلیات

- فشار داخلی
- بار وسایل نقلیه
- تغییرات دمایی
- نشست نامتقارن
- بار زلزله

۸-۲-۳-۲ شرایط طراحی

۱) مشخصات لوله

قطر (قطر خارجی): $D = 1016\ (mm)$

ضخامت لوله: t: (mm) ۹

جنس لوله: لوله فولادی برای انتقال آب (JIS G 3443)

لوله فولادی برای بهره‌برداری آب (JWWA G 117)

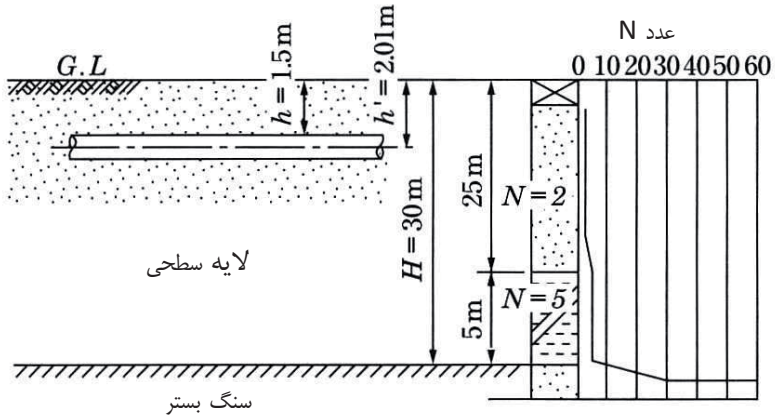
۲) عمق مدفون= ۱/۵ m

۳) فشار در طراحی: $P_i = 100$

۴) بار وسایل نقلیه: (چرخ $25 - T / kN$) $P_m = 100$

۵) تغییرات دمایی: $\Delta t = 15^\circ C$

۶) پروفیل خاک: در شکل ۸-۲ (۴) نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۴- پروفیل خاک

۸-۲-۳-۳ کرنش لوله ناشی از بار بهره‌بردای

(۱) کرنش محوری لوله تحت اثر فشار داخلی

در لوله فولادی که در راستای محوری مهار شده

رابطه ۸-۱۶

$$\xi_{1i} = \frac{P_i \cdot (D - t)}{2tE} \cdot \nu$$

که در آن:

ξ_{1i}:کرنش محوری لوله تحت اثر فشار داخلی

υ: نسبت پواسون (فولاد) (۰/۳)

P_i: فشار داخلی ($۱۰۰ N/cm^2$)

D: قطر خارجی (۱۰۱/۶ cm)

t: ضخامت لوله (۰/۹ cm)

E: مدول ارتجاعی لوله فولادی ($(۲/۱\times۱۰^۷ (N/cm^2)$)

$$\xi_{1i} = \frac{100 \times (101.6 - 0.9)}{2 \times 0.9 \times 2.1 \times 10^7} \times 0.3 = 8.0 \times 10^{-5} (= 0.008\%)$$

(۲) کرنش محوری لوله با بار وسایل نقلیه

$$\xi_{10} = \frac{0.322 \cdot W_m}{ZE} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{K_v \cdot D}}$$ رابطه ۸-۱۷

که در آن:

ξ_{10}: کرنش محوری لوله در اثر بار ناشی از وسیله نقلیه

W_m: بار ناشی از وسیله نقلیه(N/cm)

D: قطر خارجی لوله فولادی (۱۰۱/۶ cm)

K_v: ضریب عکس العمل خاک در امتداد محور لوله (۱۰ N/cm^3)

E: مدول ارتجاعی لوله فولادی (۲/۱×۱۰^{۷} N/cm^2)

I: ممان اینرسی لوله فولادی (۳/۶۱×۱۰^{۵} N/cm^2)

Z: مدول مقطع لوله فولادی (۷۱۰۵ cm^3)

$$\therefore \xi_{10} = \frac{0.322 \times 34.6}{7105 \times 2.1 \times 10^6} \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^7 \times 3.61 \times 10^5}{10 \times 101.6}} = 6.45 \times 10^{-5} (= 0.006\%)$$

که در آن، باروسیله نقلیه W_m با فرض شرایط شکل ۸-۲ (۲) مطابق زیر محاسبه می‌گردد:

$$W_m = \frac{2 \cdot P_m \cdot D}{275 \cdot (a + 2 \cdot h \cdot \tan\theta)} \cdot (1 + i)$$ رابطه ۸-۱۸

که در آن:

P_m: بار وسیله نقلیه به ازای هر چرخ (چرخ/N ۱۰۰۰۰۰)

a: عرض سطح تماس چرخ (۲۰ cm)

h : عمق پوشش خاک روی لوله (۱۵۰ cm)

θ: زاویه توزیع بار (۴۵°)

i: ضریب ضربه

$$i = 0.65 - 0.1 \times h \Rightarrow 1.5m \le h \le 6.5m$$

$$h = 1.5$$

$$i = 0.65 - 0.1 \times 1.5 = 0.5$$

$$(N/cm) \therefore W_m = \frac{2 \times 100000 \times 101.6}{275 \times (20 + 2 \times 150 \times \tan 45^\circ)} \times (1 + 0.5) = 346$$

(۳) کرنش لوله محوری بوجود آمده در اثر تغییرات دمایی

$$\xi_{1t} = \alpha \cdot \Delta t$$ رابطه ۸-۱۹

که در آن:

ξ_{1t}: کرنش محوری لوله در اثر تغییرات دمایی

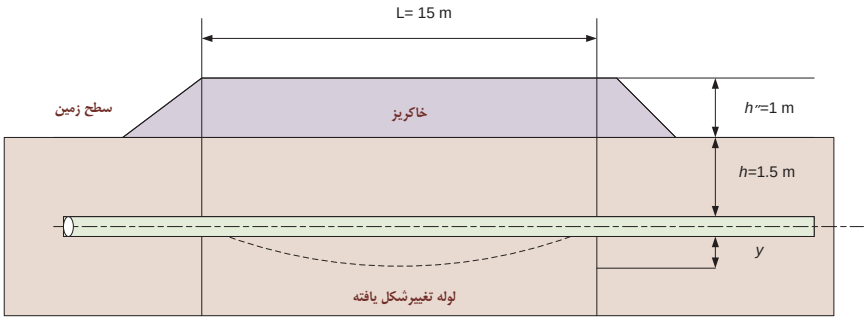
α: ضریب انبساط فولاد ($۱/۲\times۱۰^{-۵}$)

Δt: تغییرات دمایی $۱۵^{\circ}C$

$$\therefore \xi_{1t} = 1.2\times10^{-5}\times15 = 1.8\times10^{-4}(=0.018\%)$$

(۴) کرنش محوری لوله در اثر نشست نامتقارن

کرنش لوله در اثر نشست نامتقارن برای نشست خاک در اثر خاکریزی درنظر گرفته می‌شود. لوله فولادی جوش شده مشابه یک تیر ارتجاعی بر روی بستر الاستیک رفتار می‌کند و بیشینه ممان خمشی M_1 یا M_2 را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود.



شکل ۸-۱۵- نشست نامتقارن خاک بستر لوله پیوسته با اتصال جوشی

$$M_1 = \frac{W_d}{2\beta^2} e^{-\beta L/2} \sin\frac{\beta L}{2}$$

$$M_2 = \frac{e^{\pi/4} W_d}{4\sqrt{2}\beta^2}\left\{e^{-\pi/2} + e^{-\beta L}(\sin\beta L - \cos\beta L)\right\} \qquad \text{رابطه۸-۱۹}$$

$$= 0.3877\,\frac{W_d}{\beta^2}\left\{0.2079 + e^{-\beta L}(\sin\beta L - \cos\beta L)\right\}$$

که در آن:

L: طول خاک نشست کرده در زیر لوله (۱۵۰۰ cm)

W_d: بار قائم خاک (N/cm)

γ_t: وزن واحد خاک ($۰/۰۱۷\ N/cm^3$)

h: ارتفاع خاک روی لوله تا سطح زمین (۱۵۰ cm)

h'': ارتفاع خاکریز (۱۰۰ cm)

$$(N/cm)\ W_d = \gamma_t (h + h')D = 0.017\times(150+100)\times101.6 = 432$$

E: مدول ارتجاعی لوله فولادی ($۲/۱\times۱۰^{۷}\ N/cm^2$)

I: ممان اینرسی لوله فولادی ($۳/۶۱\times۱۰^{۵}\ cm^4$)

K_{g2}: ضریب سختی قائم زمین ($2660\ N/cm^2$)

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{2660}{4\times2.1\times10^{7}\times3.61\times10^{5}}}=3.06\times10^{-3}\ (cm^{-1})$$

$$\beta L=3.06\times10^{-3}\times1500=4.59$$

$$(N/cm)\ M_1=\frac{432}{2\times(3.06\times10^{-3})^2}e^{-4.59/2}\sin\frac{4.59}{2}=1.74\times10^{6}$$

(N/cm)

$$M_2=0.3877\times\frac{432}{(3.06\times10^{-3})^2}\times\left\{0.2079+e^{-4.59/2}\{\sin(4.59)-\cos(4.59)\}\right\}=3.54\times10^{6}$$

در صورتیکه $M_1<M_2$ باشد، کرنش حداکثر از طریق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\varepsilon=\frac{M_2}{EI}\frac{D}{2}=\frac{3.54\times10^{6}}{2.1\times10^{7}\times3.61\times10^{5}}\times\frac{101.6}{2}=2.37\times10^{-5}(=0.002\%)$$

۸-۲-۳-٤ کرنش لوله ناشی از زلزله

(۱) مدل زمین

مدل زمین در شکل ۸-۲ (۴) نشان داده شده است.

(۲) پریود طبیعی لایه سطحی

مانند قبل ($T_G=1.54s$)

(۳) تغییرمکان افقی زمین در محل لوله

رابطه ۸-۲۰

$$U_h=\frac{2}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_G\cdot\cos\frac{\pi h'}{2H}$$

که در آن:

U_h: تغییرمکان افقی زمین در موقعیت محور لوله (cm)

T_G: پریود طبیعی لایه سطحی (۱/۵۴ s)

S_v: پاسخ سرعت حرکت لرزه‌ای اصلی ($S_v=100\ T_G>0.7s$) (cm/s)

h': عمق از سطح زمین تا مرکز لوله (201 cm)

H: ضخامت لایه سطحی (۳۰ m)

$$(cm)\ \therefore U_h=\frac{2}{\pi^2}\times100\times1.54\times\cos(\frac{\pi\times201}{2\times3000})=31.03$$

(۴) محاسبه کرنش لوله

کرنش زمین در جهت محور لوله توسط رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\varepsilon_G = \frac{\pi U_h}{L} = \frac{\pi \times 31.0}{19420} = 5.01\times10^{-3}(0.501\%)$$

کرنش محوری لوله فولادی به صورت رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$\left.\begin{array}{ll} \varepsilon_{2L} = L/\zeta & (L < L_1) \\ \varepsilon_{2L} = L/(\kappa\zeta) & (L_1 \le L < L_2) \\ \varepsilon_{2L} = \varepsilon_{G\max} & (L_2 = L) \end{array}\right\}$$

$$L_2 = \kappa\zeta\{\varepsilon_{G\max} - (1+1/\kappa)\varepsilon_y\}$$

$$L_1 = \xi\varepsilon_y$$

$$\xi = 2\sqrt{2}Et/\tau$$

τ: نیروی اصطکاک (لوله فولادی و زمین ۱ N/cm^2)

κ: مقدار سخت‌شدگی ویژه برای کرنش خط لوله مدفون (κ =۰/۱)

t: ضخامت لوله فولادی (۰/۹ cm)

ε_y: کرنش تسلیم لوله (1.14×10^{-3})

L: طول موج زلزله (۱۹۴/۲ m)

$$(\text{cm})\ \xi = 2\sqrt{2}Et/\tau = 2\sqrt{2}\times2.1\times10^7\times0.9/1 = 5.35\times10^7$$

بنابراین،

$$(\text{cm})\ L_1 = 5.35\times10^7\times1.14\times10^{-3} = 60990$$

اگر $L \le L_1$ باشد،($19420 \le 60990$) کرنش محوری لوله فولادی ε_{2L} را می‌توان توسط رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\varepsilon_{2L} = \frac{L}{\xi} = \frac{19420}{5.35\times10^7} = 3.63\times10^{-4}$$

کرنش محوری ناشی از خمش لوله فولادی ε_{2B} نیز توسط رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{2B} = \alpha_2\frac{2\pi D}{L}\varepsilon_G = 1.0\times\frac{2\pi D}{L}\varepsilon_G = 1.0\times\frac{2\pi\times101.6}{19420}\times5.01\times10^{-3} = 1.65\times10^{-4}$$

به دلیل عدم در نظر گرفتن لغزش، $\alpha_2 = 1.000$

کرنش لوله، ε_{2X} از ترکیب کرنش محوری و خمشی و توسط رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\varepsilon_{2X} = \sqrt{{\varepsilon_{2L}}^2 + {\varepsilon_{2B}}^2} = \sqrt{(3.68\times10^{-4})^2 + (1.65\times10^{-4})^2} = 4.03\times10^{-4}(0.040\%)$$

(۵) کنترل مقاومت لرزه‌ای

نتایج کرنش محوری در جدول ۸-۲ (۴) نشان داده شده است.

جدول ۸-۱۱- کنترل کرنش لوله

بار	کرنش (%)	ملاحظات
فشار داخلی طرح ($Pi=100N/cm^2$)	**0.008**	چرخ 100KN/چرخ H=30 m h=1.5 m
بار وسایل نقلیه (T-25)	**0.006**	
تغییرات دمایی (dT=25)	**0.018**	
نشست نامتقارن (L=15.0m)	**0.002**	
زلزله	**0.040**	
مجموع کرنش محوری	**0.074%**	
کرنش مجاز	**0.407%**	46t/D=46*0.9/101.6 =

۸-۲-٤ کنترل در مقابل تغییرمکان زمین

(۱) کرنش ایجاد شده در لوله در اثر گسترش جانبی خاک پشت دیواره ساحلی

رابطه ۸-۲۱

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{Et}$$

که در آن:

ε_p: کرنش محوری

τ': حداقل نیروی اصطکاکی زمین روان شده ($\tau' = 0.1 N/cm^2$)

L: طول منطقه روان شده (L=10000 cm)

E: مدول ارتجاعی لوله فولادی ($۲/۱\times۱۰^{۷} N/cm^2$)

t: ضخامت لوله (۰/۹ cm)

$$\varepsilon_p = \frac{0.1\times10000}{2.1\times10^7\times0.9} = 5.29\times10^{-5} (= 0.005\%)$$

کرنش ناشی از کششی از کرنش ناشی از کمانش موضعی بیشتر می‌باشد. این مقدار کمتر از (46t/D (%)=0.407%) بوده و در زلزله ایمن می‌باشد.

(۲) کرنش ایجاد شده در لوله در اثر لغزش شیروانی

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{2Et}$$

$$\varepsilon_p = \frac{0.1\times10000}{2\times2.1\times10^7\times0.9} = 2.64\times10^{-5} (= 0.003\%)$$

کرنش ناشی از کششی از کرنش ناشی از کمانش موضعی بیشتر می‌باشد. این مقدار کمتر از (46t/D (%)=0.407%) بوده و در زلزله ایمن می‌باشد.

Islamic Republic of Iran
Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision

Guideline for Seismic Design of Water supply systems

No. 604

Office of Deputy for Strategic Supervision
Department of Technical Affairs
nezamfanni.ir
2012

این نشریه

با عنوان "راهنمای طراحی لرزه‌ای سامانه آب رسانی" با هدف تأمین ایمنی عمومی و پیشگیری از آسیب جدی به سامانه آب رسانی شهری تدوین شده است. در این راهنما کلیات و مبانی در فصل‌های اول و دوم، بارگذاری لرزه‌ای، روش‌های طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی بار لرزه‌ای ناشی از انتشار امواج در فصل‌های سوم و چهارم، طراحی لرزه‌ای و کنترل ایمنی اجزا مختلف سامانه آب رسانی در فصل‌های پنجم تا هفتم و در نهایت مثال‌های کاربردی در فصل هشتم ارائه شده‌است که می‌تواند راهنمای مناسبی برای مشاوران و طراحان باشد.