

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

ضوابط طراحی ایستگاه‌های قطار شهری و حومه (جلد دوم – ضوابط سازه)

ضابطه شماره ۲ – ۸۰۴

آخرین ویرایش ۱۴۰۰/۰۴/۱۷

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی
امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

nezamfanni.ir



شماره:	۱۴۰۰/۴۲۲۷۷۵
تاریخ:	۱۴۰۰/۰۸/۳۰

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران

موضوع: ضوابط طراحی ایستگاه‌های قطار شهری و حومه

در چارچوب ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور موضوع نظام فنی و اجرایی یکپارچه، ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، به پیوست ضابطه شماره ۸۰۴ امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران، با عنوان «**ضوابط طراحی ایستگاه‌های قطار شهری و حومه**» در قالب ۳ جلد زیر و از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود:

جلد اول : ضوابط معماری

جلد دوم : ضوابط سازه

جلد سوم: ضوابط تاسیسات عمومی

رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۴۰۱/۰۱/۰۱ الزامی است.

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.


 سید مسعود میرزاظمی



اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایراد و اشکال نیست.

از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر

گزارش فرمایید:

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
 - ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
 - ۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
 - ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.
- کارشناسان این 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

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

Email: nezamfanni@mporg.ir

web: nezamfanni.ir



بسمه تعالی

پیشگفتار

کارکرد اصلی ضوابط طراحی، پدید آوردن ساختارهایی است که بواسطه قوانین و الزامات موجود در آن محصول فرایند طراحی را به سمت تحقق اهداف بالادست و اولویت‌ها راهبری و این امر را در دستگاه‌های اجرایی ساماندهی و هماهنگ کند. آنچه در این میان اهمیت دارد تابعیت ضوابط طراحی بخش‌های گوناگون یک پروژه از اهدافی مشخص و شفاف است و به این واسطه یکپارچگی و انسجام در فصول مختلف ضوابط حفظ خواهد شد و مجموعه نهایی می‌تواند راهنمای طراحان و تصمیم‌گیران در پیشبرد طرح مربوط باشد.

از این رو، امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور در چارچوب ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه و ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، پس از تهیه «شرح خدمات مطالعات جامع حمل و نقل شهری و حومه» (ضابطه شماره ۳۱۴) و «شرح خدمات مطالعات تفصیلی حمل و نقل همگانی و امکان‌سنجی حمل و نقل ریلی شهری و حومه» (ضابطه شماره ۷۷۷)، «**ضوابط طراحی ایستگاه‌های قطار شهری و حومه**» را در قالب سه جلد تهیه نموده است:

جلد اول : ضوابط معماری

جلد دوم : ضوابط سازه

جلد سوم: ضوابط تاسیسات عمومی

در صورت نیاز به استفاده از روشها و سیستم‌های خاص طراحی، متفاوت با آن چه در این ضابطه ارائه شده است ولی در دامنه کاربرد آن قرار دارند، ارائه دهندگان این سیستم‌ها باید نسبت به اخذ گواهینامه یا نظریه فنی از مراجع ذی‌ربط (مانند مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی) اقدام نمایند و تمام مراحل اینگونه فعالیت‌ها، از امکان‌سنجی و طراحی تا اجرا، باید زیر نظر و با تایید مراجع یادشده انجام شود.

علی‌رغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردید، این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام در مطالب آن نیست. لذا در راستای تکمیل و پربار شدن این ضابطه از کارشناسان محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال کنند. کارشناسان سازمان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی کرده و در صورت نیاز به اصلاح در متن ضابطه، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق پایگاه اطلاع‌رسانی نظام فنی و اجرایی کشور برای بهره‌برداری عموم، اعلام خواهند کرد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در بالای صفحات، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده‌است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن نیز اصلاح خواهد شد. از این‌رو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

حمیدرضا عدل

معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی

پاییز ۱۴۰۰



تهیه و کنترل «ضوابط طراحی سازه ایستگاه‌های قطار شهری و حومه

(جلد دوم – ضوابط سازه) «[ضابطه شماره ۲- ۸۰۴]

اعضای گروه تهیه‌کننده:

امین عمادی	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	دکترای مهندسی عمران
کمیل بور	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	دکترای مهندسی معدن
مازیار پاسدار پور	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	فوق لیسانس مهندسی عمران
احمد رحمانی	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	فوق لیسانس مهندسی عمران
شقایق رشیدی نیا	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	فوق لیسانس مهندسی عمران
حمیدرضا کاظمی	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	دکترای مهندسی عمران
علیرضا مرادی	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	دکترای مهندسی عمران
جواد هدایتی	شرکت مهندسين مشاور پژوهش	فوق لیسانس مهندسی عمران

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور):

وحید سعیدیان	معاون امور راه و ترابری و مدیریت عمران شهری و روستایی
علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
فرزانه آقارمضانعلی	رییس گروه امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
زینب سقایی نوش آبادی	کارشناس امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران



فهرست مطالب

فصل ۱: کلیات.....	۱
۱-۱- گستره.....	۳
۲-۱- روش طراحی.....	۳
۳-۱- ملاحظات تحلیل، طراحی و ساخت.....	۳
۱-۳-۱- ملاحظات عمومی.....	۳
۴-۱- سیستم واحدهای اندازه گیری.....	۶
فصل ۲: شناسایی محیط و الزامات کلی ساخت و تعیین روش اجرا.....	۷
۱-۲- ملاحظات ژئوتکنیک.....	۹
۲-۲- گزارش های ژئوتکنیک.....	۹
۱-۲-۲- گزارش داده های ژئوتکنیک (GDR).....	۹
۲-۲-۲- گزارش طراحی ژئوتکنیک (GDM).....	۱۰
۳-۲-۲- گزارش راهنمای ژئوتکنیک (GBR).....	۱۰
۳-۲- سطح اطلاعات مورد نیاز در هر مرحله طراحی.....	۱۱
۴-۲- حداقل اطلاعات بالادستی به منظور طراحی سازه.....	۱۳
۵-۲- تعیین پارامترهای خاک و سنگ برای طراحی.....	۱۵
۱-۵-۲- آزمایش های آزمایشگاهی.....	۱۶
۲-۵-۲- آزمایش ها برجا و نمونه برداری از سنگ و خاک.....	۱۷
۳-۵-۲- بررسی آب های زیرزمینی و آب های سطحی.....	۱۸
۴-۵-۲- آزمایش های ژئوفیزیکی.....	۱۹
۵-۵-۲- بررسی گزارش های موجود.....	۲۰
۶-۵-۲- بررسی نقشه های تاریخی.....	۲۱
۷-۵-۲- ارزیابی تصاویر هوایی.....	۲۱
۸-۵-۲- شناسایی میدانی و نقشه برداری زمین شناسی.....	۲۱
۶-۲- حفاری ژئوتکنیکی.....	۲۱
۷-۲- مسائل مربوط به محیط زیست.....	۲۳
۸-۲- ابزاربندی و رفتارنگاری.....	۲۳
۹-۲- انتخاب روش اجرا.....	۲۴
۱-۹-۲- انتخاب معیارهای مناسب جهت تعیین روش اجرا.....	۲۴
فصل ۳: بارگذاری.....	۲۶



۲۸	 روش طراحی	۱-۳-
۲۹	 معرفی بارها و ترکیب بار	۲-۳-
۳۶	 بارهای اعمالی	۳-۳-
۳۶	 بار مرده (DW,DC)	۱-۳-۳-
۳۶	 بار فشار جانبی و قائم خاک (EH,EV)	۲-۳-۳-
۴۰	 سربار روی زمین (سرباره سطحی ES)	۳-۳-۳-
۴۰	 بار ناشی از فشار سیال لوله‌های تأسیسات PI	۴-۳-۳-
۴۰	 بار زنده (LL,LS,PL)	۵-۳-۳-
۴۲	 بار آب (WA_{tsu} , WA_T , WA_F , WA)	۶-۳-۳-
۴۵	 بار فشار هوا (AP)	۷-۳-۳-
۴۵	 اثرات زلزله (EQ)	۸-۳-۳-
۴۵	 اثرات دمای یکنواخت (Tu)	۹-۳-۳-
۴۶	 اثرات گرادیان حرارتی (TG)	۱۰-۳-۳-
۴۷	 اثرات جمع شدگی (SH)	۱۱-۳-۳-
۴۷	 اثرات جمع شدگی (CR)	۱۲-۳-۳-
۴۷	 نشست (SE)	۱۳-۳-۳-
۴۷	 بار انفجار (BL)	۱۴-۳-۳-
۴۷	 اثرات آتش‌سوزی (FL)	۱۵-۳-۳-
۴۸	 بار حین ساخت (CS)	۱۶-۳-۳-
۴۸	 سایر بارگذاری‌ها	۱۷-۳-۳-
۴۹	 بارگذاری نامتقارن	۱۸-۳-۳-

فصل ۴: ملاحظات لرزه‌ای ۵۰

۵۲	 مقدمه	۱-۴-
۵۲	 ملاحظات لرزه‌ای سازه زیرزمینی (ایستگاه و تونل)	۲-۴-
۵۴	 تحلیل خطر لرزه‌ای	۱-۲-۴-
۵۴	 معیارهای عملکرد و سطوح طراحی لرزه‌ای	۲-۲-۴-
۵۵	 پارامترهای حرکت زمین	۳-۲-۴-
۶۰	 ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای	۴-۲-۴-
۶۳	 پاسخ لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی	۳-۴-
۶۴	 روش تغییر شکل میدان آزاد	۱-۳-۴-
۶۷	 روش ساده اندرکنش خاک - سازه	۲-۳-۴-



۷۹.....	روش اندرکنش خاک و سازه به وسیله مدل های عددی.....	۳-۳-۴
۸۱.....	روش پیشنهادی برای تحلیل ایستگاه یا تونل.....	۴-۳-۴
۸۵.....	روش تحلیل و ارزیابی اثرات ماندگار زمین.....	۴-۴
۸۵.....	روانگرایی و تغییر مکان های ناشی از روانگرایی زمین.....	۱-۴-۴
۸۶.....	ناپایداری شیب لرزه های و زمین لغزش ها.....	۲-۴-۴
۸۶.....	گسلش.....	۳-۴-۴
۸۸.....	ملاحظات لرزه های دیوارهای حائل.....	۴-۴
۸۸.....	دیوارهای حائل وزنی.....	۱-۲-۴
۹۲.....	دیوارهای حائل طره ای غیر وزنی.....	۲-۲-۴
۹۴.....	ملاحظات لرزه ای شفت های قائم.....	۳-۴
۹۵.....	ملاحظات لرزه ای ایستگاه های روزمینی و یا سازه های جنبی روزمینی.....	۴-۴

فصل ۵: ارزیابی جابجایی زمین و آنالیز ریسک عملیات احداث ایستگاه (تونل) بر سازه ها و تاسیسات شهری..... ۹۶

۹۸.....	مقدمه.....	۱-۵
۹۸.....	پارامترهای کلیدی در ارزیابی تأثیر تغییر شکل زمین بر سازه های موجود.....	۲-۵
۱۰۰.....	تعیین میزان نشست در محل سازه های اطراف.....	۳-۵
۱۰۰.....	روش های عددی.....	۱-۳-۵
۱۰۰.....	روش های تجربی و یا تحلیلی.....	۲-۳-۵
۱۰۲.....	تعیین شاخص آسیب پذیری (IV) و کلاس سازه.....	۴-۵
۱۰۶.....	برآورد ریسک سازه ها.....	۵-۵
۱۱۱.....	تأثیر جابه جایی زمین بر تأسیسات شهری.....	۶-۵

فصل ۶: ملاحظات طراحی سازه نگهبان..... ۱۱۲

۱۱۴.....	مقدمه.....	۱-۶
۱۱۵.....	کنترل پایداری کلی.....	۲-۶
۱۱۵.....	روش تحلیل تعادل حدی.....	۱-۴-۴
۱۱۶.....	روش کاهش مقاومت برشی.....	۲-۴-۴
۱۱۶.....	کنترل پایداری کف حفاری.....	۳-۶
۱۱۸.....	بالازدگی.....	۱-۲-۶
۱۱۹.....	جوشش.....	۲-۲-۶
۱۲۰.....	حفره شدگی کف.....	۳-۲-۶
۱۲۱.....	کنترل بالازدگی کلی کف.....	۴-۲-۶
۱۲۳.....	ملاحظات طراحی شمع های درجاریز.....	۳-۶



۱۲۴.....	ملاحظات عمومی.....	۱-۳-۶
۱۲۵.....	مقاومت شمع درجاریز.....	۲-۳-۶
۱۲۷.....	بارهای وارد بر شمع‌های درجاریز.....	۳-۳-۶
۱۳۰.....	طراحی برای حالت حدی بهره‌برداری- کنترل نشست.....	۴-۳-۶
۱۳۳.....	طراحی برای حالت حدی مقاومت.....	۵-۳-۶
۱۴۳.....	تعیین حداقل نفوذ شمع (عمق ریشه شمع).....	۶-۳-۶
۱۴۳.....	طراحی لایه پوشش بین شمع‌های فاصله‌دار.....	۷-۳-۶
۱۴۵.....	ملاحظات طراحی استرات (مهار متقابل) و ویل.....	۴-۶
۱۴۶.....	ملاحظات عمومی.....	۱-۴-۶
۱۴۷.....	بارگذاری و طراحی استرات و ویل.....	۲-۴-۶
۱۵۰.....	ملاحظات تحلیل و طراحی دیوار میخکوبی.....	۵-۶
۱۵۲.....	تحلیل دیوار میخکوبی.....	۱-۵-۶
۱۶۶.....	طراحی نهایی بر اساس معیار پایداری.....	۲-۵-۶
۱۶۷.....	بهینه‌سازی طرح با توجه به ضرایب اطمینان.....	۳-۵-۶
۱۶۸.....	ملاحظات تحلیل و طراحی سیستم مهارگذاری.....	۶-۶
۱۶۹.....	گسیختگی موضعی یا داخلی.....	۱-۶-۶
۱۷۶.....	طراحی اتصالات سیستم مهارگذاری.....	۲-۶-۶
۱۷۸.....	محافظت از انکر در برابر خوردگی.....	۳-۶-۶
۱۸۵.....	آزمایش‌های کنترلی سیستم انکر.....	۴-۶-۶
۱۹۰.....	ملاحظات طراحی شاتکریت در فضاهاى تونلى.....	۷-۶
۱۹۱.....	تحلیل و طراحی شاتکریت.....	۱-۷-۶
۱۹۵.....	ملاحظات طراحی فورپول در فضاهاى تونلى.....	۸-۶
۱۹۷.....	پارامترهای طراحی فورپولینگ.....	۱-۸-۶
۲۰۰.....	طراحی فورپولینگ.....	۲-۸-۶
۲۰۲.....	ملاحظات طراحی ریب.....	۹-۶

فصل ۷: ملاحظات طراحی سازه اصلی..... ۲۰۴

۲۰۶.....	مقدمه.....	۱-۷
۲۱۰.....	ملاحظات کلی.....	۱-۱-۷
۲۱۱.....	اجزای سیستم‌های سازه‌ای.....	۲-۱-۷
۲۱۱.....	درزهای سازه‌ای.....	۳-۱-۷
۲۱۱.....	ملاحظات تحلیل و مدل‌سازی ایستگاه‌های قطار شهری.....	۴-۱-۷
۲۱۶.....	دالهای یک طرفه و دو طرفه.....	۵-۱-۷



۲۳۲.....	آرماتور سیستم‌های تیرچه دو طرفه.....	۶-۱-۷-
۲۳۲.....	رفتار همبندی دال و دیوارهای سازه‌ای.....	۷-۱-۷-
۲۳۳.....	دیوارها.....	۲-۷-
۲۳۳.....	کلیات.....	۱-۲-۷-
۲۳۴.....	حداقل ضخامت دیوارها.....	۲-۲-۷-
۲۳۴.....	نیروهای طراحی.....	۳-۲-۷-
۲۳۵.....	مقاومت خمشی همراه با نیروی محوری.....	۴-۲-۷-
۲۳۶.....	مقاومت برشی.....	۵-۲-۷-
۲۳۷.....	محدودیت‌های مقادیر آرماتورها.....	۶-۲-۷-
۲۳۸.....	دیوارهای مرکب (چندپایه).....	۷-۲-۷-
۲۳۹.....	آرماتورگذاری حداقل اطراف بازشو.....	۸-۲-۷-
۲۳۹.....	تحلیل دقیق دیوارها با بازشوهای چندتایی.....	۹-۲-۷-
۲۴۰.....	تحلیل دقیق دیوارها با بازشوهای مجزای تکی.....	۱۰-۲-۷-
۲۴۲.....	کنترل پایداری.....	۳-۷-
۲۴۳.....	کنترل پایداری در برابر بالازدگی.....	۱-۳-۷-
۲۴۶.....	پیوست ۱: دیاگرام فشار ظاهری خاک (AEP) برای دیوارهای مهار شده.....	
۲۵۲.....	مراجع.....	



فهرست شکل‌ها

- شکل ۳-۱- تعیین فشار قائم خاک ایستگاه تکیه داده شده به شمع و یا در حالتی که خاک کف ایستگاه بهبود یافته باشد ۳۹
- شکل ۳-۲- تعیین تراز آب زیرزمینی ۴۳
- شکل ۳-۳- توزیع فشار آب در خاک‌های دانه‌ای ۴۴
- شکل ۳-۴- (الف) توزیع فشار آب زمانی که لایه نفوذناپذیر پایین باشد (ب) توزیع فشار آب زمانی که لایه نفوذناپذیر بالا باشد (ج) توزیع فشار آب زمانی که خاک دارای لایه‌های متناوب نفوذناپذیر باشد ۴۴
- شکل ۳-۵- نشست طولی تونل به دلیل نشست زمین ۴۷
- شکل ۴-۱- مودهای تغییر شکلی تونل تحت انتشار امواج، (الف) بیضوی در تونل با مقطع دایره‌ای، (ب) اعوجاجی در تونل با مقطع مستطیلی، (ج) محوری، (د) انحنایی ۵۳
- شکل ۴-۲- تأثیر سطح کرنش بر مدول برشی مؤثر (خاک‌های چسبنده) ۵۹
- شکل ۴-۳- تأثیر سطح کرنش بر مدول برشی مؤثر (خاک‌های دانه‌ای) ۵۹
- شکل ۴-۴- اعوجاج برشی میدان آزاد زمین بکر و حفاری شده برای مقطع دایره‌ای ۶۶
- شکل ۴-۵- تغییر مکان خاک در عمق و تغییر مکان اعوجاجی اعمالی بر یک سازه جعبه‌ای ۶۷
- شکل ۴-۶- لنگرها و نیروهای حاصل از امواج لرزه‌ای (الف) نیروها و لنگرهای اعمالی ناشی از انتشار امواج لرزه‌ای در طول محور تونل، (ب) نیروها و لنگرهای اعمالی محیطی حاصل از انتشار امواج لرزه‌ای متعامد بر محور تونل ۶۸
- شکل ۴-۷- رابطه بین نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پاسخ جداره تونل در حالت لغزش کامل در نسبت‌های پواسون مختلف ۷۲
- شکل ۴-۸- ضریب پاسخ نیروی محوری جداره تونل در برابر نسبت فشردگی، عدم لغزش سطح تماسی و مقطع دایره‌ای ۷۳
- شکل ۴-۹- تغییر مکان نرمال شده جداره تونل در برابر نسبت انعطاف‌پذیری، لغزش کامل در سطح تماسی و مقطع دایره‌ای جداره تونل ۷۴
- شکل ۴-۱۰- قرارداد علامتی برای مولفه‌های نیرو در جداره تونل دایره‌ای ۷۶
- شکل ۴-۱۱- سختی نسبی بین خاک و قاب مستطیلی، (الف) اعوجاج خمشی (برشی) میدان آزاد خاک، (ب) اعوجاج خمشی قاب مستطیلی ۷۷
- شکل ۴-۱۲- نسبت اعوجاج R_p برای تونل‌های مستطیلی ۷۸
- شکل ۴-۱۳- مدل‌های ساده شده تحلیل قاب (الف) بار شبه متمرکز برای تونل‌های عمیق، (ب) توزیع فشار شبه مثلی برای تونل‌های کم عمق ۷۹
- شکل ۴-۱۴- شرایط مرزی مدل‌سازی ۸۳
- شکل ۴-۱۵- مدل خاک بکر ۸۳
- شکل ۴-۱۶- مدل خاک و سازه ۸۴
- شکل ۴-۱۷- مدل‌های ساده شده قابی ۸۴
- شکل ۴-۱۸- رابطه بین بیشینه تغییر مکان سطح گسل و بزرگای زلزله M_w (Wells and Coppersmith 1994) ۸۶
- شکل ۴-۱۹- دیاگرام نیروی لرزه‌ای برای ارزیابی پایداری خارجی دیوار وزنی ۸۹
- شکل ۴-۲۰- دیاگرام نیروی لرزه‌ای برای ارزیابی پایداری خارجی دیوار طره‌ای غیر وزنی ۹۴
- شکل ۵-۱- نمودار روند انجام عملیات بررسی و ثبت شرایط سازه‌ها ۱۰۲
- شکل ۵-۲- نمودار روند انجام عملیات بررسی و ثبت شرایط سازه‌ها و مطالعه برآورد ریسک آن‌ها ۱۰۷
- شکل ۵-۳- پارامترهای کنترلی در ارزیابی سازه به روش برلند ۱۰۸



شکل ۱-۶- پارامترهای مربوط به کنترل بالازدگی در روش دوم	۱۱۸
شکل ۲-۶- کنترل جوشش	۱۱۹
شکل ۳-۶- کنترل حفره شدگی	۱۲۱
شکل ۴-۶- روش تعادل نیرویی در کنترل بالازدگی کلی کف	۱۲۱
شکل ۵-۶- کنترل بالازدگی کلی کف	۱۲۲
شکل ۶-۶- راهکارهای مقابله با بالازدگی کلی کف	۱۲۳
شکل ۷-۶- شرایط معمول فروکش ناشی از وزن خاکریز (هانیاگان و همکاران، ۲۰۰۵)	۱۲۷
شکل ۸-۶- شرایط معمول فروکش ناشی از سایر عوامل به جز خاکریز	۱۲۷
شکل ۹-۶- انتقال بار جداری نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های چسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)	۱۳۱
شکل ۱۰-۶- مقاومت انتهایی (نوک) نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های چسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)	۱۳۱
شکل ۱۱-۶- انتقال بار جداری نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های غیرچسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)	۱۳۲
شکل ۱۲-۶- مقاومت انتهایی (نوک) نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های غیرچسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹) ...	۱۳۲
شکل ۱۳-۶- توضیح بخش‌های غیرموثر شمع‌های حفاری شده که در محاسبه مقاومت جداره لحاظ نمی‌گردند (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	۱۳۵
شکل ۱۴-۶- عملکرد گروه شمع به صورت پی بلوکی	۱۳۹
شکل ۱۵-۶- بالازدگی شمع با نوک زنگوله‌ای	۱۴۱
شکل ۱۶-۶- بالازدگی گروه در شمع‌های با فواصل کم در خاک‌های غیرچسبنده مطابق با روابط تاملینسون (۱۹۸۷)	۱۴۲
شکل ۱۷-۶- بالازدگی گروه شمع‌ها در خاک‌های چسبنده مطابق با روابط تاملینسون (۱۹۸۷)	۱۴۲
شکل ۱۸-۶- ناحیه مؤثر در تعیین فشار جانبی متوسط در روش جانسن یا ریمبلت	۱۴۵
شکل ۱۹-۶- اتصال استرات و ویل به تیر سرشمع	۱۴۷
شکل ۲۰-۶- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل- استرات با یک مهار مایل ۴۵ درجه	۱۴۸
شکل ۲۱-۶- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل- استرات با دو مهار مایل ۴۵ درجه	۱۴۹
شکل ۲۲-۶- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل- استرات با یک مهار مایل ۶۰ درجه	۱۴۹
شکل ۲۳-۶- مکانیزم‌های گسیختگی کلی	۱۵۳
شکل ۲۴-۶- انواع گسیختگی موضعی	۱۵۴
شکل ۲۵-۶- توزیع نیروی کششی میخ	۱۵۵
شکل ۲۶-۶- توزیع نیروی کششی میخ به صورت شماتیک	۱۵۶
شکل ۲۷-۶- محتملترین حالت‌های گسیختگی رویه و سر میخ	۱۵۸
شکل ۲۸-۶- حالت‌های گسیختگی اتصالات رویه	۱۵۹
شکل ۲۹-۶- شکل گسیختگی خمشی تدریجی رویه	۱۶۰
شکل ۳۰-۶- هندسه مقطع رویه مورد بررسی در گسیختگی خمشی	۱۶۱
شکل ۳۱-۶- حالت‌های گسیختگی پانچ	۱۶۳
شکل ۳۲-۶- ابعاد گل میخ	۱۶۴
شکل ۳۳-۶- انواع گسیختگی موضعی	۱۷۰
شکل ۳۴-۶- بخش‌های مختلف مهارهای متداول	۱۷۰
شکل ۳۵-۶- بسیج تنش‌ها در بخش درگیر در مهار تحت کشش	۱۷۲



- شکل ۳۶-۶- فاصله‌داری افقی و قائم مورد نیاز برای مهاري ۱۷۴
- شکل ۳۷-۶- شماتیکی از گسیختگی خمشی و رفتار برش پانچ پوشش بتن پاشی موقت ۱۷۷
- شکل ۳۸-۶- الگوی تغییر شکل و ترک خوردگی لایه بتن پاشی ۱۷۸
- شکل ۳۹-۶- نمودار تصمیم‌گیری برای انتخاب سطح حفاظت در مقابل خوردگی (اصلاح شده توسط PTI, 1996) ۱۷۹
- شکل ۴۰-۶- نمونه‌هایی از حالت‌های مختلف محافظت از خوردگی بر حسب نوع انکر ۱۸۲
- شکل ۴۱-۶- نمونه‌هایی از محافظت خوردگی انکرهای رشته‌ای برای محافظ‌های سطح ۱ و ۲ ۱۸۳
- شکل ۴۲-۶- نمونه‌هایی از محافظت خوردگی انکرهای میله‌ای برای محافظ‌های سطح ۱ و ۲ ۱۸۴
- شکل ۴۳-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش عملکرد ۱۸۶
- شکل ۴۴-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش تائید ۱۸۷
- شکل ۴۵-۶- نحوه بارگذاری برای آزمایش کارایی ۱۸۹
- شکل ۴۶-۶- تغییرات تغییر شکل الاستیک و پلاستیک در مقابل بار وارده برای آزمایش کارایی ۱۸۹
- شکل ۴۷-۶- منحنی پاسخ زمین (GRC) و ارتباط آن با فشار سیستم نگهداری (Pi) ۱۹۳
- شکل ۴۸-۶- ناحیه پلاستیک اطراف تونل دایروی و تحت تأثیر تنش برجای هیدرواستاتیک ۱۹۳
- شکل ۴۹-۶- الگوی جابه‌جایی شعاعی برای یک تونل در حال پیشروی ۱۹۴
- شکل ۵۰-۶- مقطع طولی از توزیع فشار شعاعی و جابجایی‌ها در داخل تونل ۱۹۴
- شکل ۵۱-۶- حفاری مرحله‌ای به همراه اجرای فورپولینگ ۱۹۶
- شکل ۵۲-۶- ایجاد و تقویت قوس شدگی با استفاده از سیستم پیش نگهداری فورپولینگ: (a) قوس شدگی موضعی مابین لوله‌های فورپولینگ،
(b) قوس شدگی طولی و شعاعی به ترتیب در پیش‌روی جبهه کار حفاری و در مقطع عرضی ۱۹۷
- شکل ۵۳-۶- جزئیات مربوط به سیستم فورپولینگ: (الف) طرح کلی سیستم نگهداری و پیش نگهداری فورپولینگ (L_{fp} طول فورپولینگ، L_{fpo} طول همپوشانی فورپولینگ، (ب) بزرگنمایی تصویر (د) S_{cfp} فاصله مرکز تا مرکز لوله‌های فورپولینگ، t_{fp} ضخامت لوله فورپولینگ، D_{fp} قطر خارجی لوله‌های فورپولینگ)، (ج) مقطع طولی تونل (α_{fp} زاویه نصب لوله‌های فورپولینگ، L_{US} طول دهانه بدون نگهداری)، (د) مقطع عرضی تونل (D_t قطر تونل و α_{fpa} زاویه پوشش سیستم فورپولینگ) ۱۹۸
- شکل ۵۴-۶- نمایی از زون بالقوه ریزشی و ناحیه پلاستیک در جلوی جبهه کار و ارتباط آن با طول فورپولینگ ۱۹۸
- شکل ۵۵-۶- طراحی سازه‌ای سیستم فورپولینگ ۲۰۰
- شکل ۵۶-۶- ناحیه تأثیر هر میله به منظور محاسبه خواص معادل زون فورپولینگ ۲۰۱
- شکل ۵۷-۶- مدل‌سازی فورپولینگ در مدل‌سازی دوبعدی (A) زون معادل فورپولینگ B و C) مدل‌سازی مستقیم لوله‌های فورپولینگ ۲۰۱
- شکل ۵۸-۶- مدل‌سازی سه‌بعدی فورپولینگ با استفاده از المان‌های سازه‌ای ۲۰۲
- شکل ۱-۷- مقطع بحرانی در برش وقتی که بار در قسمت بالایی تیر وارد شود ۲۱۹
- شکل ۲-۷- آرماتورگذاری ویژه گوشه دال (حالت متعامد و مورب) ۲۳۰
- شکل ۳-۷- حداقل طول میلگردهای آجدار در دال‌های دو طرفه بدون تیر ۲۳۱
- شکل ۴-۷- مشخصات دال پیوند ۲۳۳
- شکل ۵-۷- رفتار دیوار به صورت تیر روی زمین که ممکن است به صورت تیر عمیق باشد ۲۳۴
- شکل ۶-۷- نیروهای وارد بر دیوار ۲۳۵
- شکل ۷-۷- عرض مؤثر بال کششی و فشاری دیوار بر اساس آیین‌نامه ۲۳۹
- شکل ۸-۷- دیوارک در کنار بازشوهای مجاور ۲۳۹



- شکل ۹-۷- تحلیل دیوار در اطراف بازشو ۲۴۱
- شکل ۱۰-۷- روش بست و بند جهت تعیین آرماتور افقی بالای بازشو در حالتیکه $H_w > 0.25L_n$ ۲۴۲
- شکل ۱۱-۷- کنترل برکنش ۲۴۳
- شکل پ-۱-۱- فشار ظاهری خاک بر دیوارهای انکر شده در روش ساخت بالا به پایین و خاک بدون چسبندگی دیوار با یک و چند ردیف انکر ۲۴۹
- شکل پ-۱-۲- توزیع فشار ظاهری خاک در دیوارهای انکر شده از بالا به پایین در خاک‌های نرم تا متوسط چسبنده ۲۵۰
- شکل پ-۱-۳- فشار ظاهری خاک دیوارهای مهار شده (استرات) در خاک بدون چسبندگی ۲۵۱



فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۲- شناخت سایت و تأسیسات زیرزمینی در هر مرحله مطالعات.....	۱۲
جدول ۲-۲- شناسایی زیرسطحی در هر مرحله مطالعات.....	۱۲
جدول ۳-۲- حداقل مشخصات ژئوتکنیکی مورد نیاز در محل جانمایی ایستگاه و پروفیل ژئوتکنیکی.....	۱۵
جدول ۴-۲- استانداردهای بعضی از آزمایش‌های مکانیک خاک.....	۱۶
جدول ۵-۲- استانداردهای بعضی از آزمایش‌های برجای مکانیک خاک.....	۱۷
جدول ۶-۲- کاربرد آزمایش‌ها ژئوفیزیکی.....	۲۰
جدول ۷-۲- دستورالعمل تعیین فواصل مابین گمانه‌های قائم/ مایل.....	۲۲
جدول ۱-۳- ترکیبات بارگذاری و ضرایب هر بار در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها.....	۳۰
جدول ۲-۳- ضرایب بار (γ_p) برای بارهای دائمی در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها.....	۳۰
جدول ۳-۳- ضرایب بار مربوط به گرادیان حرارتی.....	۳۳
جدول ۴-۳- ترکیب بار مربوط به طراحی دیوارهای وزنی، دیوارهای کنسولی، شمع‌ها و دیوارهای مهار شده توسط انکر.....	۳۴
جدول ۵-۳- ضرایب بار برای بارهای دائمی γ_p مربوط به طراحی دیوارهای وزنی، دیوارهای کنسولی، شمع‌ها و دیوارهای مهار شده توسط انکر.....	۳۵
جدول ۶-۳- مقادیر تقریبی جابه‌جایی مورد نیاز جهت فعال شدن فشار محرک و یا مقاوم زمین.....	۳۷
جدول ۷-۳- خلاصه بارهای زنده.....	۴۱
جدول ۱-۴- نسبت‌های بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب سطح زمین در خاک و سنگ بستر.....	۵۶
جدول ۲-۴- نسبت‌های بیشینه تغییر مکان زمین به بیشینه شتاب سطح زمین در خاک و سنگ بستر.....	۵۶
جدول ۳-۴- مقادیر F_v بر اساس خاک ساختگاه.....	۵۷
جدول ۴-۴- کلاس‌بندی خاک ساختگاه.....	۵۷
جدول ۵-۴- نسبت‌های حرکت زمین در عمق به مقدار متناظر در سطح زمین.....	۵۸
جدول ۶-۴- تغییرات نسبت G به G_m بر اساس شتاب حداکثر در سطح زمین و نوع زمین (ضریب مؤثر $K = \frac{G}{G_m}$).....	۵۹
جدول ۷-۴- محدوده کرنش‌های تعیین شده برای بتن و میلگرد.....	۶۲
جدول ۸-۴- روش‌های طراحی لرزه‌ای برای تغییر مکان‌های اعوجاجی.....	۶۴
جدول ۹-۴- درجه آزادی در مرزهای مختلف.....	۸۲
جدول ۱-۵- پارامترهای مرتبط با تغییر شکل سازه در اثر نشست.....	۹۹
جدول ۲-۵- رده‌بندی توصیفی سازه بر اساس شاخص آسیب‌پذیری (تعیین کلاس سازه).....	۱۰۳
جدول ۳-۵- محاسبه شاخص آسیب‌پذیری سازه.....	۱۰۴
جدول ۴-۵- طبقه‌بندی آسیب‌ها طبق روش برلند.....	۱۰۸
جدول ۵-۵- طبقه‌بندی ارزیابی خسارت وارد بر سازه قابی با پی منفرد طبق روش رانکین.....	۱۰۹
جدول ۶-۵- ارتباط بین اندیس آسیب‌پذیری و رده خرابی.....	۱۰۹
جدول ۷-۵- ماتریس تعیین رده ریسک سازه با توجه به کلاس سازه و رده آسیب محتمل.....	۱۱۰
جدول ۸-۵- توصیف رده‌های مختلف ریسک و عملیات حفاظتی.....	۱۱۰



جدول ۱-۶- نوع تحلیل پایداری با توجه به سرعت گودبرداری و شرایط زهکشی خاک	۱۱۵
جدول ۲-۶- گسیختگی‌های کف حفاری	۱۱۷
جدول ۳-۶- ضرایب مقاومت برای مقاومت ژئوتکنیکی شمع‌های حفر شده	۱۲۶
جدول ۴-۶- طبقه‌بندی خاک‌ها با پتانسیل منبسط شوندگی (ریز و انیل، ۱۹۸۸)	۱۳۰
جدول ۵-۶- ضرایب کاهش گروه شمع برای مقاومت باربری شمع‌های واقع بر ماسه (D قطر شمع)	۱۴۰
جدول ۶-۶- خاکهای مناسب و نامناسب جهت سیستم میخکوبی	۱۵۱
جدول ۷-۶- مقاومت پیوند میخ‌ها در محیط خاکی و سنگی	۱۵۷
جدول ۸-۶- ضریب C_F	۱۶۱
جدول ۹-۶- حداقل ضرایب اطمینان متداول برای طراحی دیوار میخکوبی	۱۶۷
جدول ۱۰-۶- مقدار نیروی منتقل شده مفروض برای طراحی اولیه مهاري با روش تزریق وزنی در خاک	۱۷۱
جدول ۱۱-۶- بار انتقالی مفروض برای طراحی اولیه مهاري در سنگ	۱۷۲
جدول ۱۲-۶- تنش باند نهایی برای سطح اندرکنش زمین با ماده تزریقی در بخش درگیر مهاري	۱۷۳
جدول ۱۳-۶- مشخصات استرندهای ۱۵ میلیمتری (ASTM A416, Grade 270 (metric 1860))	۱۷۵
جدول ۱۴-۶- راهنمای رابطه بین اندازه تاندون و بازشدگی شیپوری	۱۷۵
جدول ۱۵-۶- کلیات سیستم‌های محافظت در برابر خوردگی	۱۸۱
جدول ۱۶-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش خزش	۱۸۷
جدول ۱۷-۶- روابط تحلیلی برای بدست آوردن منحنی LDP	۱۹۵
جدول ۱-۷- ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار بر اساس نیروی محوری عضو	۲۱۳
جدول ۲-۷- مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار	۲۱۳
جدول ۳-۷- ضریب‌های کاهش مقاومت Φ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	۲۱۴
جدول ۴-۷- حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه توپر	۲۱۸
جدول ۵-۷- محدودیت ابعاد برای عرض مؤثر بال از بر جان تیر T شکل	۲۲۰
جدول ۶-۷- حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی [۱]	۲۲۳
جدول ۷-۷- حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها	۲۲۴
جدول ۸-۷- حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال‌های دو طرفه	۲۲۶
جدول ۹-۷- موقعیت اولین خاموت و محدودیتهای فاصله‌گذاری	۲۳۲



فصل ۱

کلیات



۱-۱- گستره

رعایت مفاد ضوابط طراحی ایستگاه قطار شهری و حومه، ضوابط طراحی مسیر قطار شهری، ملاحظات آب‌بندی و ضوابط ساخت سازه‌های قطار شهری توسط بتن آب‌بند و بادوام در هماهنگی با یکدیگر در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌های قطار شهری الزامی است.

عمده مباحث ارائه شده در این نشریات برای هر دو سازه‌ایستگاه و تونل به تشخیص طراح قابل کاربرد است. قبل از هرگونه طراحی و ساخت، موارد قانونی و ملاحظات مرتبط با ساخت باید به‌صورت کامل توسط کارفرما به طراح تفهیم گردد تا فرآیندهای تکراری یا اضافی از طرح و اجرا حذف گردد.

۱-۲- روش طراحی

روش طراحی در این آیین‌نامه «روش طرح مقاومت» است. هرچند در طراحی سازه نگهبان استفاده از روش تنش مجاز نیز در مواردی مجاز است. در این باره می‌توان به بخش ۳-۱ دستورالعمل حاضر مراجعه کرد. در مواردی که این آیین‌نامه مسکوت می‌یابد، مبنای طراحی سازه‌های فولادی و بتنی به ترتیب بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی و آیین‌نامه بتن ایران (آبا، تجدید نظر دوم) می‌باشد.

۱-۳- ملاحظات تحلیل، طراحی و ساخت

۱-۳-۱- ملاحظات عمومی

رعایت کلیه مباحث این دستورالعمل به‌عنوان حداقل ضوابط در طراحی سازه نهایی و نگهبان ایستگاه و تونل‌ها ضروری است.

سازه نگهبان، سازه‌ای است که ایستایی زمین حفر شده و اطراف را با تحمل بارهای ترافیک، خاک و آب و سایر بارهای سطحی در دوره حفاری را به‌نحوی که محیطی ایمن برای ساخت سازه اصلی فراهم آید، فراهم می‌کند. طراحی سازه باید منطبق بر طرح معماری و بر اساس مراحل روش اجرا انجام شود. در طراحی ایستگاه‌های قطار شهری شناسایی زیرسطحی (خصوصیات ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی) از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. اطلاعات جامع تر نسبت به محیط اطراف ایستگاه یا تونل منجر به طراحی ایمن و اقتصادی‌تر می‌شود. حداقل موارد مورد نیاز در شناسایی زیرسطحی در فصل دوم ارائه شده است.

جزئیات مراحل روش اجرا باید در نقشه‌های روش اجرا نمایش داده شده و نکات مهم و اجرایی مرتبط در مدارک درج گردد. در صورت ارائه طرح جایگزین هریک از مراحل اجرا توسط پیمانکار، باید تغییرات مورد نظر و کنترل‌های مرتبط با



طراحی در این خصوص انجام شود و در صورتی که بارگذاری و تغییر شکل‌ها توسط سازه نگهبان و یا اصلی موجود جوابگوی مقادیر مجاز نباشد، ارائه طرح تکمیلی ضروری است.

ب- ملاحظات مقاومت

در نظر گرفتن اثرات سازه نگهبان در طراحی سازه اصلی مجاز نیست (مگر روش اجرای دیوار دیافراگمی و میکروتونلینگ در ایستگاه‌ها و حفاری مکانیزه تونل‌ها). به عبارت دیگر طراحی سازه اصلی می‌بایست با فرض اضمحلال کامل سازه نگهبان انجام شود.

استفاده از سیستم مهارى یا میخ‌کوبى دائم به‌عنوان سازه نهایی در سازه هسته مرکزی ایستگاه مجاز نیست. کاربرد مباحث لرزه‌ای ارائه شده، در نگهداری ترانشه با مهارى یا میخ‌کوبى، برای آماده‌سازی سایت به منظور ساخت ایستگاه، مسیر و یا دپو است.

پ- کنترل سختی (تغییر شکل)

به منظور اطمینان از عملکرد سازه و جلوگیری از آسیب اعضای غیرسازه‌ای کنترل تغییر شکل ایستگاه و تونل ضروری است. کنترل تغییر شکل می‌بایست برای تغییر شکل‌های آنى و دراز مدت انجام پذیرد.

ت- ملاحظات مربوط به نشست

به منظور کنترل نشست سازه‌های اطراف به فصل ۵ دستورالعمل حاضر مراجعه گردد. در صورت نیاز به کاهش نشست تونل و یا ایستگاه استفاده از مقاطع با سختی بالاتر، استفاده از درزهای انعطاف‌پذیر در طول سازه، استفاده از روش‌های تقویت سیستم‌های سازه و یا خاک مانند حفر شمع در زیر فونداسیون، بهبود ویژگی‌های خاک، بهبود نشست ناشی از زهکشی با طراحی مناسب و... مجاز است.

اساساً با توجه به ماهیت حفاری زیرزمینی، استفاده از سیستم ابزاربندی و کنترل و پایش نشست‌ها قبل، حین و بعد از حفاری زیرزمینی الزامی است.

ث- ملاحظات آب‌بندی

کلیه ملاحظات مربوط به آب‌بندی سازه نهایی در دستورالعمل آب‌بندی ایستگاه‌ها و سازه‌های زیرزمینی و ضوابط ساخت سازه‌های قطار شهری توسط بتن آب‌بند و بادوام ارائه شده است.

تمهیدات لازم به منظور کنترل آب در مرحله ساخت سازه نگهبان نیز می‌بایست در نظر گرفته شود. این تمهیدات شامل جلوگیری از ورود آب به داخل محدوده ساخت از طریق اجرای دیوار آب‌بند (مانند شمع‌های سکانتی)، اجازه ورود و جمع‌آوری آب در سامپ و پمپ به محل مناسب، پایین آوردن سطح آب زیرزمینی با حفرچاه و انجام زهکشی است. اگر دیواره گود نفوذپذیر طراحی شود باید اثرات ناشی از فرسایش خاک در نظر گرفته شود. همچنین کنترل نشست سازه‌های اطراف در اثر تغییرات سطح آب و ملاحظات زیست محیطی، باید در طراحی لحاظ شود.



ج- ملاحظات پایایی و دوام بتن

ملاحظات مربوط به پایایی و دوام بتن در ضوابط ساخت سازه‌های قطار شهری توسط بتن آب‌بند و بادوام ارائه شده است که رعایت آن الزامی است.

ح- کنترل ارتعاش

کنترل ارتعاش و طراحی سیستم‌های کاهش ارتعاش (در صورت لزوم) در طراحی مسیر قطار شهری اجباری است. نحوه انجام مطالعات و لزوم انجام مطالعات میدانی می‌بایست بر اساس مراجع معتبر باشد.

خ- ملاحظات حریم

در طراحی مسیر و یا ایستگاه رعایت حریم مستحذات و تأسیسات زیرزمینی اطراف سازه‌های زیرزمینی بر اساس اسناد بالادستی و اعلام حداکثر بار طراحی در نظر گرفته شده بر اساس طرح تفصیلی برای مستحذات اطراف اجباری است. با توجه به احتمال تغییر در طرح تفصیلی، پیشنهاد می‌شود مطالعات حریم خطوط ریلی نیز در هر پروژه ریلی انجام گردد. این مطالعات شامل تعیین محدوده تحت تأثیر ساخت سازه زیرزمینی، تعیین حداکثر بار مجاز وارد بر سازه زیرزمینی از طرف ابنیه مجاور، ارائه ضوابط عبور تأسیسات سطحی و زیرسطحی شهری جدید از مجاورت سازه زیرزمینی در هماهنگی با سازمان‌های ذی‌صلاح، تعیین تعداد طبقات و کاربری مجاز سازه‌های اطراف مسیر با توجه به مطالعات بارگذاری و ارتعاش، ملاحظات کلی احداث سازه نگهبان و گودبرداری در مجاورت مسیر و... است.

د- عمر مفید

عمر مفید سازه نگهبان حداقل ۱۸ ماه و حداکثر ۳۶ ماه است که با توجه به نوع سازه نگهبان، می‌بایست با توجه به فصل ششم دستورالعمل حاضر و یا از طریق مراجع معتبر تعیین گردد. در صورتی که در مواردی عمر سازه نگهبان بیش از این مقدار باشد، لازم است تمهیدات لازم در طراحی در نظر گرفته شود. در هر صورت استفاده از سازه نگهبان در باربری دائمی سازه پوشش نهایی مجاز نیست.

عمر مفید سازه نهایی ایستگاه و یا تونل قطار شهری حداقل ۱۰۰ سال است. علاوه بر اطمینان از عملکرد مقاومتی و سختی سازه، اطمینان از پایایی مصالح نیز در این دوره ضروری است.

ذ- ملاحظات پدافند غیرعامل

در صورت نیاز به رعایت ملاحظات پدافند غیرعامل، الزامات مورد نیاز می‌بایست از سازمان‌های ذی صلاح استعلام گردد. پیشنهاد می‌شود الزامات مربوطه به صورت شفاف (به خصوص در مورد بارگذاری) در اختیار طراح قرار گیرد.

ز- روش‌های ساخت

روش‌های ساخت سازه نگهبان به صورت کلی شامل دو دسته زیرزمینی و ترانشه باز است. در روش‌های زیرزمینی مانند روش تونل زنی اتریشی^۱ و روش شمع-ریب مراحل ساخت بدون اختلال در عوارض رو سطحی است. در روش‌های

^۱ NATM (New Austrian Tunnelling Method)



ترانشه باز شامل روش کند-پوش^۲ و پوش-کند^۳ مراحل ساخت از روی سطح زمین انجام شده و باعث اختلال موقت در شرایط روسطحی می‌گردد.

۴-۱- سیستم واحدهای اندازه‌گیری

در این آیین‌نامه واحدهای اندازه‌گیری، سیستم بین‌المللی SI بوده و غالباً از متر، ثانیه، کیلوگرم جرم، و نیوتن استفاده می‌شود. واحدهایی که در این آیین‌نامه مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارت‌اند از:

طول: متر و میلی‌متر

زمان: ثانیه

جرم: کیلوگرم

وزن: نیوتن

تنش و فشار: نیوتن بر متر مربع (پاسکال)، و یا نیوتن بر میلی‌متر مربع (مگاپاسکال).

^۲ Cut and Cover

^۳ Cover and Cut



فصل ۲

شناسایی محیط و الزامات کلی ساخت و تعیین روش اجرا



۲-۱- ملاحظات ژئوتکنیک

مطالب ارائه شده در این بخش شامل ملاحظات ژئوتکنیکی در برنامه‌ریزی، طراحی، ارزیابی و بازسازی تونل‌ها است. روابط و مقادیر ارائه شده در این فصل به صورت پیشنهاد است و مسئولیت نهایی ارائه پارامترهای طراحی بر عهده مشاور ژئوتکنیک است.

برنامه‌ریزی، طراحی و اجرای موفقیت‌آمیز یک سازه زیرزمینی نیاز به استفاده از انواع تکنیک‌های کاوش و آزمایش دارد تا بتوان طیف گسترده‌ای از اطلاعات و داده‌های توپوگرافی، زمین‌شناسی، زیرسطحی، هیدروژئولوژیکی و ساختاری را بدست آورد. اگرچه بخش زیادی از این تکنیک‌ها و رویه‌ها، مشابه مواردی است که برای پروژه‌های راه‌سازی، سازه و پل مورد استفاده قرار می‌گیرد، اما چشم‌انداز، هدف و تمرکز تحقیقات برای پروژه‌های تونل متفاوت است و با توجه به شرایط زیرسطحی و روش‌های تونل‌زنی بر اساس تجربیات مشاور متفاوت است.

۲-۲- گزارش‌های ژئوتکنیک

یک گزارش ژئوتکنیک می‌بایست شامل بخش‌های مجزای گزارش داده‌های ژئوتکنیک (GDR)، گزارش راهنمای ژئوتکنیک (GBR) و گزارش طراحی ژئوتکنیک (GDM) باشد.

۲-۲-۱- گزارش داده‌های ژئوتکنیک (GDR)

گزارش داده‌های ژئوتکنیک، داده‌های حقیقی زیرسطحی را بدون درج تفسیری از این داده‌ها برای پروژه ارائه می‌دهد. در این گزارش کلیه داده‌های واقعی زمین‌شناسی، ژئوتکنیکی، آب‌های زیرزمینی و سایر داده‌های به دست آمده از کاوش‌های زیرسطحی باید لحاظ شوند.

گزارش باید به تعیین خصوصیات به دست آمده از نمونه‌های آزمایش مجزا محدود شود، درحالی‌که از هرگونه توصیه برای خصوصیات ژئوتکنیکی خاک یا واحد سنگی که نمونه از آن بدست آمده است، اجتناب می‌شود.

این گزارش باید حداقل شامل اطلاعات زیر باشد:

- شرح ویژگی زمین‌شناسی.
- توضیحات برنامه‌های اکتشافی سایت؛
- لاگ‌های بدست آمده از همه گمانه‌ها، ترانسه‌ها و سایر کاوش‌های انجام شده در سایت
- اندازه‌گیری آب‌های زیرزمینی
- توضیحات مربوط به تمامی برنامه‌های آزمایش‌های میدانی و آزمایشگاهی
- نتایج کلیه آزمایش‌های میدانی و آزمایشگاهی



۲-۲-۲- گزارش طراحی ژئوتکنیک (GDM)

گزارش طراحی ژئوتکنیک می‌بایست شامل اطلاعات بالادستی مورد نیاز برای طراحی پروژه باشد. این اطلاعات می‌بایست با توجه به بخش ۲-۳ و ۲-۴ ارائه گردد.

بر اساس پیچیدگی پروژه، باید یک یا چند گزارش طراحی برای پروژه تهیه شود. تعداد، قالب و محتوای این گزارش‌ها توسط مهندس ژئوتکنیک پروژه و مهندس سازه پروژه تحت نظارت و تأیید مدیر پروژه و مطابق با الزامات کارفرما تعیین می‌شود.

هر گزارش طراحی باید شامل بارهای زمین، آب (بدون ضرایب بار)، پارامترهای دگرشکلی زمین در قالب مورد نیاز مهندس سازه پروژه باشد. در هر گزارش مراحل ساخت و وضعیت تعادل نهایی پروژه باید مورد بررسی قرار گیرد. بار آب باید منعکس کننده تغییرات وابسته به زمان شامل کاهش تراز آب زیرزمینی در طول اجرای پروژه، بازگشت سطح آب زیرزمینی به سطح اولیه و پس از اتمام پروژه، باشد. برای محاسبه بار آب برای جداره تونل‌های زهکشی شده، باید شرایط گرفتگی جزئی زهکش‌ها نیز لحاظ گردد.

۲-۲-۳- گزارش راهنمای ژئوتکنیک (GBR)

گزارش راهنمای ژئوتکنیک شرایط زیرسطحی اختصاصی ساختگاه را تعیین می‌کند که به‌عنوان مبنایی برای مزایده‌ها و انتخاب ابزار و روش‌ها در نظر گرفته می‌شود. این گزارش نباید به‌عنوان یک پیش‌بینی یا ضمانت‌نامه از شرایط واقعی سایت تفسیر شود، بلکه به‌عنوان یک ابزار قراردادی برای تعیین مخاطرات و مبنایی برای تعیین صحت ادعای شرایط متفاوت سایت در هنگام اجرا تلقی می‌شود. این گزارش باید مبتنی بر اطلاعات واقعی ارائه شده در گزارش طراحی و ارزیابی‌های مهندسی انجام شده در گزارش داده‌ها، و همچنین اطلاعات دریافتی از کارفرما باشد. مبنای ارائه شده در گزارش راهنما باید واضح، مختصر و به‌گونه‌ای باشد که در طول اجرا قابل سنجش باشد.

مواردی که به طور معمول در این گزارش اشاره می‌شوند عبارت‌اند از:

- میزان و توزیع مصالح مختلف در طول مسیر انتخابی.
- توصیف، مقاومت، تراکم‌پذیری، دانه‌بندی و نفوذپذیری مصالح موجود؛
- سطح آب‌های زیرزمینی و شرایط آب زیرزمینی مورد انتظار، از جمله تخمین پایه جریان ورودی و نرخ پمپاژ.
- تأثیر آب‌های زیرزمینی با توجه به روش‌های حفاری و نصب سیستم نگهداری.
- اثر اجرای تونل بر تأسیسات مجاور
- منشأ انسانی و ژئوتکنیکی مشکلات یا خطرات احتمالی که می‌تواند اجرای تونل را تحت‌الشعاع قرار دهد، شامل وجود گسل‌ها، گاز، بولدرها، حفره‌های انحلالی، پی‌های شمعی موجود و مواردی از این دست.



مبانی مطرح شده باید محدود به مواردی باشند که تأثیر قابل توجهی بر عملیات اجرای تونل، هزینه و برنامه زمان‌بندی خواهند داشت.

برای اطلاعات بیشتر، به راهنمای فنی طراحی و ساخت تونل‌های راه (AASHTO)، گزارشات پایه ژئوتکنیکی برای ساخت و دستورالعمل‌های پیشنهادی ASCE مراجعه شود.

۲-۳- سطح اطلاعات مورد نیاز در هر مرحله طراحی

قبل از هرگونه ساخت، شناخت شرایط سایت به منظور برنامه‌ریزی و طراحی مناسب اجرا و محافظت از محیط اطراف الزامی است. شناخت شرایط سایت شامل شناخت محیط اطراف، شناخت محدودیت‌های حین ساخت، شناخت شرایط زمین نهایی و در نهایت شناخت ملاحظات مربوط به حفظ و مراقبت سایر عوارض شهری است. محدودیت‌های حین ساخت شامل کلیه سازه‌های بالا و یا پایین سطح زمین، تأسیسات زیرزمینی، سازه‌های موقت اطراف، مستحذات سطحی یا مدفون است.

خلاصه مراحل شناخت سایت و تأسیسات زیرزمینی در جدول ۲-۱ و مراحل شناسایی زیر سطحی در جدول ۲-۲ ارائه شده است.



جدول ۱-۲- شناخت سایت و تأسیسات زیرزمینی در هر مرحله مطالعات

مرحله مطالعات	مطالعات پایه	مطالعات طراحی	مطالعات حین ساخت
هدف	- شناخت کلی شرایط تأسیسات زیرزمینی - پیش‌بینی نحوه کنترل و یا انحراف تأسیسات زیرزمینی مؤثر بر روش اجرا	- دریافت اطلاعات تأسیسات زیرزمینی تأثیرگذار در طراحی و ساخت - ارزیابی نحوه کنترل پیشنهادی در مرحله قبل و ارائه روش نهایی جهت حفظ و یا انحراف تأسیسات زیرزمینی	- تأیید اینکه آیا تأسیسات زیرزمینی بر ساخت تأثیر دارند و روش ارائه شده مناسب است.
روش	- استعمال نقشه‌های موجود از مراجع ذیصلاح - بازدید مقدماتی و سعی در شناخت نقشه‌های استعمال شده در سایت (پنا بر تشخیص کارفرما پیشنهاد می‌شود شناخت بدون سونداز انجام گردد).	- عملیات شناسایی تأسیسات شهری (سونداز) - ژئوفیزیک - استفاده از ترانشه و چاهک در صورت لزوم	- شناسایی جزئی‌تر در موقعیت‌های مدنظر طراح در مرحله ساخت. - تأیید نهایی موقعیت و مشخصات تأسیسات
ملاحظات	استعمال نقشه از سازمان‌های مربوطه می‌بایست توسط کارفرما به صورت رسمی انجام و در اختیار طراح قرار گیرد.	اجازه عملیات اجرایی ساخت می‌بایست توسط کارفرما اخذ و ابلاغ گردد.	دریافت مجوز جهت عملیات نگهداری و یا انحراف می‌بایست توسط کارفرما انجام گردد.

جدول ۲-۲- شناسایی زیرسطحی در هر مرحله مطالعات

مرحله	مطالعات پایه	مطالعات طراحی	مطالعات حین ساخت
	شناسایی میدانی	مرحله اول	مرحله دوم
هدف	- شناسایی اولیه وضعیت زمین‌شناسی لایه‌های مختلف و شرایط زمین - پیش‌بینی پتانسیل شرایط خاک مسئله‌دار	- شناسایی شرایط پایه ژئولوژیکی شناسایی کامل خاک‌های مستل‌دار ژئولوژی شناسایی شرایط هیدرولیکی جزئیات و هیدرولوژی شامل شناسایی سطح آب زیرزمینی و راهکارهای زهکشی یا حفظ آن - تدوین سیاست‌ها ی	- شناسایی ژئولوژیکی شناسایی کامل خاک‌های مستل‌دار ژئولوژی شناسایی شرایط هیدرولیکی جزئیات و هیدرولوژی شامل شناسایی سطح آب زیرزمینی و راهکارهای زهکشی یا حفظ آن - تدوین سیاست‌ها ی



	مطالعات مرحله دوم	
روش	- استعلام مطالعات موجود در پروژه حاضر - استعلام مطالعات موجود در پروژه‌های نزدیک به پروژه حاضر - شناسایی میدانی شامل بازدید و مصاحبه با ساکنین و پیمانکاران پروژه‌های نزدیک - پیشنهاد محدود گمانه و یا مطالعات ژئوفیزیک	- مطالعات ژئوفیزیک - حفر گمانه - مطالعات برجا - مطالعات - آزمایشگاهی - حفاری شناسایی ^۱ - شناسایی کیفیت آب
محتویات تحقیق	- توپوگرافی، ژئولوژی - هیدرولوژی - تاریخچه مشکلات پروژه‌های قبل - ارائه نکات برجسته برای مطالعات اصلی	- تعیین لایه‌بندی خاک - تعیین موقعیت خاک‌های مسئله‌دار - تعیین شرایط تأثیرگذار هیدرولوژی و هیدرولیکی - تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی (فیزیکی و مقاومتی) - ارائه راه حل برای طراحی و ساخت در حد اولیه و ارائه تذکرات لازم به طراح سازه

۴-۲- حداقل اطلاعات بالادستی به منظور طراحی سازه

طراحی و اجرای سازه‌ایستگاه (نگهبان یا اصلی) بدون نهایی شدن اطلاعات بالادستی و یا بدون تحقیقات میدانی (سطح اطلاعات مورد نیاز در هر مرحله طراحی) به هیچ وجه مجاز نیست.

علاوه بر مطالعات معماری و پلان و پروفیل، حداقل اطلاعات مورد نیاز شامل موارد زیر است:

(۱) مشخصات ژئوتکنیکی با درج کلیه فاکتورهای جدول ۲-۳ به تفکیک هر لایه و عمق مربوطه در محل جانمایی ایستگاه و پروفیل ژئوتکنیکی مسیر مورد نیاز است.

(۲) مقاومت مجاز و مدول بستر برای پی‌های سطحی و عمیق بر اساس آخرین وضعیت پروفیل

(۳) فاکتورهای مقاومتی و سختی جانبی و نوک مرتبط با طراحی شمع‌ها (و یا دیوارها و بارت‌ها)

(۴) مطالعات پایایی و مطالعات آب‌بندی بتن با نظر مشاور متخصص

(۵) پیشنهاد اولیه زاویه پایداری شیب



^۱ Test Pitting

- ۶) اطلاعات ژئوفیزیکی محدوده ایستگاه (در صورت عدم انجام مطالعات ژئوفیزیک توجیهات فنی ارائه گردد)
- ۷) اطلاعات لرزه‌ای شامل مدول برشی دینامیکی و اطلاعات لرزه‌خیزی با توجه به دوره بازگشت مد نظر طراحی و مطابق با نیازمندی‌های طراحی فصل ۴
- ۸) پارامترها و اطلاعات مورد نیاز مربوط به کنترل پایداری، روانگرایی و بالازدگی (برکنش) مطابق با نیازمندی‌های طراحی فصل‌های ۴، ۶ و ۷
- علاوه بر اطلاعات ژئوتکنیکی فوق اطلاعات بالادستی زیر نیز مورد نیاز است:
- ۱) اطلاعات مستحدثات و طرح تفصیلی اطراف ایستگاه و تأسیسات شهری مطابق با نیازمندی‌های فصل ۵
- ۲) الزامات عمومی تجهیزاتی (مانند امکان وجود درز در برخی از فضاها تجهیزاتی)
- ۳) اطلاعات مربوط به توپوگرافی سایت
- در حفاری مکانیزه علاوه نیز بر اطلاعات فوق، اطلاعات زیر نیز مورد نیاز است:
- ۱) در زمینه بررسی کوبل و بولدر: حداکثر اندازه، شکل، مقادیر CVR و BVR، پتروگرافی، آنالیز شیمیایی (در صد سیلیس)، ضریب سایش CAI
- ۲) در زمینه ساینده‌گی: درصد کوارتز معادل، آنالیز شیمیایی، ضریب سایش LAC



جدول ۲-۳- حداقل مشخصات ژئوتکنیکی مورد نیاز در محل جانمایی ایستگاه و پروفیل ژئوتکنیکی

• نتایج آزمایش نفوذ استاندارد	• محدوده عمق لایه
• متوسط دامنه خمیری	• ضخامت لایه
• نتایج چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی (CD, CU, UU)	• جنس عمومی لایه
• ضریب پواسون	• وزن مخصوص مرطوب (موجود) و وزن مخصوص اشباع
• مدول الاستیسیته خاک در حالت بارگذاری و باربرداری	• درصد رطوبت خاک
• ضرایب فشار خاک در حالت سکون، محرک و مقاوم و اضافه فشارهای دینامیکی لرزه‌ای	• تراز آب موجود (مورد نیاز برای طراحی سازه نگهدارنده)
• سرعت موج برشی و طولی	• تراز آب محتمل (مورد نیاز برای طراحی سازه نهایی)
• حدود اتربرگ	• ارزیابی پتانسیل روانگرایی و تعیین پارامترهای مربوطه
• آنالیز شیمیایی و تعیین نوع سیمان	• ضریب نفوذپذیری خاک

۲-۵- تعیین پارامترهای خاک و سنگ برای طراحی

پارامترهای طراحی خاک و سنگ با استفاده از یک یا چند روش زیر تعیین می‌شود:

- نتایج آزمایشگاهی و روابط تجربی

- آزمایش برجا در طول کاوش‌های زیرسطحی

- آنالیز برگشتی پارامترهای طراحی بر اساس داده‌های بدست آمده از اجرا

ارائه مشخصات ژئوتکنیکی می‌بایست بر مبنای نتایج آزمایشگاهی و آزمایش‌های برجا انجام شده و اتکا به یکی از این دو روش به تنهایی مجاز نیست.

در صورتی که مقادیر تغییر شکل‌های اندازه‌گیری شده تفاوت فاحشی با فرضیات اولیه یا نتایج بدست آمده از طرح اولیه داشته باشد، انجام تحلیل معکوس جهت تدقیق پارامترهای رفتاری خاک مجاز است.

علاوه بر تجربیات گسترده و اطلاعات منتشر شده مرتبط، مواردی چون تجربیات محلی، همبستگی‌های خاص مابین تشکیلات زمین‌شناسی محلی، دانش زمین‌شناسی محلی نیز باید در انتخاب نهایی پارامترهای طراحی در نظر گرفته شود.

پارامترهای طراحی انتخابی باید متناسب با شرایط حدی مورد نظر و مدل تحلیلی مربوطه باشد.

به‌منظور ارزیابی پارامترهای طراحی سنگ باید در نظر داشت که عموماً خواص توده سنگ توسط ناپیوستگی‌های موجود در آن نیز کنترل شده و فقط وابسته به خواص مصالح بکر آن نیست. برای تعیین پارامترهای طراحی توده سنگ باید تلفیقی از نتایج آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کوچک، تجزیه و تحلیل تجربی، مشاهدات میدانی با تأکید بیشتر بر مشاهدات بصری و توصیف‌های کمی از توده سنگ بکار رود.



۲-۵-۱- آزمایش‌های آزمایشگاهی

۲-۵-۱-۱- آزمایش‌های خاک

آزمایش‌های آزمایشگاهی به منظور دستیابی به داده‌های اساسی طبقه‌بندی خاک‌ها و تعیین پارامترهای طراحی و مدل‌سازی انجام می‌شود.

نحوه انجام آزمایش‌های خاک می‌بایست بر اساس مراجع و استانداردهای معتبر (ASTM) تعیین گردد (جدول ۲-۴).

جدول ۲-۴- استانداردهای بعضی از آزمایش‌های مکانیک خاک

آزمایش	شماره ASTM
نفوذپذیری خاک دانه‌ای	ASTM D 2434-87
درصد رطوبت	ASTM D 2216-90
دانه‌بندی و هیدرومتری	ASTM D421-58
اتربرگ	ASTM D 4318-87
وزن مخصوص خاک (Gs)	ASTM D 854-87
طبقه‌بندی خاک	ASTM D 2487-00
تک محوری محصور نشده	ASTM D 2166-87
سه محوری	ASTM D 4767-88 - ASTM D 2850-87
برش مستقیم	ASTM D 3080-90
تحکیم	ASTM D 2435-90
تراکم آزمایشگاهی استاندارد	ASTM D 698-78

۲-۵-۱-۲- آزمایش‌های سنگ

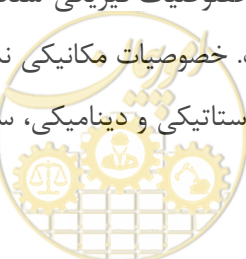
برای تخمین ویژگی‌های رفتاری توده سنگ از نتایج آزمایشگاهی همراه با آزمایش‌های میدانی و خصوصیات میدانی از توده سنگ استفاده می‌شود.

انجام نتایج آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های سنگی باید مطابق با استاندارد ASTM و یا مراجع معتبر مورد تأیید کارفرما که قابل کاربرد برای تعیین پارامترهای مورد نظر طراحی است، صورت گیرد. به منظور برآورد ویژگی‌های رفتاری توده سنگ، ضروری است تا نتایج آزمایشگاهی همراه با نتایج آزمایش‌های برجا و رده‌بندی میدانی توده سنگ مورد استفاده قرار گیرد.

میزان عملکرد TBM باید از طریق آزمایش‌های ویژه شامل سه آزمایش قابلیت حفاری، تحت عناوین شاخص نرخ حفاری (DRI)، شاخص سایش مته (BWI) و شاخص عمر کاتر (CLI) مورد ارزیابی قرار گیرد.

مقاومت برشی درزه نیز با استفاده از آزمایش‌های برشی مستقیم آزمایشگاهی قابل ارزیابی است.

آزمایش‌های استاندارد سنگ که برای ارزیابی خصوصیات فیزیکی سنگ مورد استفاده قرار می‌گیرند شامل آزمایش‌ها دانسیته و کانی‌شناسی (مطالعه مقاطع نازک) است. خصوصیات مکانیکی نمونه مغزه‌های سنگ بکر شامل مقاومت فشاری تک محوره، مقاومت کششی، مدول‌های الاستیک استاتیکی و دینامیکی، سختی و شاخص‌های سایش است.



۲-۵-۲- آزمایش‌ها برجا و نمونه‌برداری از سنگ و خاک

آزمایش‌ها برجا به‌منظور به دست آوردن پارامترهای مقاومتی و دگرشکلی خاک و سنگ برای اهداف طراحی و تحلیل انجام می‌شود. آزمایش‌های برجا باید مطابق با استانداردهای مناسب ASTM یا AASHTO و در تطابق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان انجام شوند. جدول ۵-۲ می‌تواند در مورد آزمایش‌های برجای خاک مورد استناد قرار گیرد.

به هنگام انجام آزمایش‌ها برجا، چندین گمانه آزمایش برجا در مجاورت گمانه‌های ژئوتکنیکی در نظر گرفته شود تا در تفسیر رده‌بندی خاک در سایر موقعیت‌های آزمایش برجا و ایجاد یک همبستگی مابین داده‌های آزمایش برجا و نتایج آزمایش آزمایشگاهی بتواند مؤثر واقع شود.

پس از اتمام عملیات کاوش زیرسطحی، و در صورت عدم به‌کارگیری از گمانه‌های حفاری شده به‌عنوان گمانه‌های مانیتورینگ، تمامی این گمانه‌ها باید کاملاً مسدود شوند. عملیات انسداد گمانه‌ها باید به‌گونه‌ای انجام گیرد که خللی در روش اجرای تونل ایجاد نکند.

جدول ۵-۲- استانداردهای بعضی از آزمایش‌های برجای مکانیک خاک

آزمایش	نشریه داخلی	شماره ASTM
نفوذ استاندارد (SPT)	۲۲۴ (سازمان برنامه و بودجه)	ASTM D-1586-11
پرسیومتری	۲۲۳ (سازمان برنامه و بودجه)	ASTM D-4719-07
نفوذ مخروط (CPT)	۲۴۳ (سازمان برنامه و بودجه)	ASTM D-4771-09
بارگذاری صفحه	۲۳۱ (سازمان برنامه و بودجه)	ASTM D-1195-09
برش برجا	-	ASTM D-4554-12

۲-۵-۲-۱- نمونه‌برداری از خاک

خاک روباره باید در فواصل کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر و با تغییر لایه‌ها با استفاده از یک نمونه‌گیر شکافدار استاندارد (ASTM D1586) نمونه‌برداری شود. علاوه بر این، نمونه‌های دست نخورده از لایه‌های چسبیده خاک باید در فواصل کمتر از ۵ متر جمع‌آوری شوند. برای تونل‌های غیر مکانیزه، نمونه‌گیری مداوم از فاصله‌ای معادل با یک برابر قطر بالاتر از تاج تونل تا ۱/۵ برابر قطر پایین‌تر از کف تونل باید انجام شود.

۲-۵-۲-۲- مغزه‌گیری سنگ

مغزه‌گیری از سنگ باید به‌صورت پیوسته و با حداقل قطر اندازه NX (قطر ۵۵ میلی‌متر) انجام گیرد. بنا به صلاحدید مهندس ژئوتکنیک پروژه، بر اساس ارزیابی آن‌ها از زمین‌شناسی پروژه، ممکن است برای گمانه‌های بسیار عمیق شرایط مغزه‌گیری مداوم از بین برود. در چنین شرایطی، ممکن است مغزه‌گیری تا دو الی سه برابر قطر تونل (عرض) بالای تاج تونل انجام شود. ممکن است عملیات حفاری با استفاده از روش‌های حفاری دوار از سطح زمین تا شروع عملیات مغزه‌گیری انجام گیرد. در صورت وجود شرایط پیچیده زمین‌شناسی، انجام بررسی‌های ATV پس از اتمام مغزه‌گیری می‌تواند مطلوب باشد.



برای بدست آوردن مغزه‌هایی با کیفیت، که نماینده خوبی از شرایط سنگ‌های برجا باشند، از لوله‌های مغزه‌گیری دو یا سه‌تایی استفاده می‌شود. برای گمانه‌های عمیق‌تر، مغزه‌گیری باید با استفاده از تجهیزات حفاری کابلی انجام شود تا تخریب احتمالی نمونه‌های مغزه‌بازایی شده کاهش یابد. طول عملیات مغزه‌برداری باید به حداکثر ۳ متر در سنگ‌های با کیفیت متوسط تا کیفیت خوب و ۱/۵ متر در سنگ‌های ضعیف محدود شود.

مطلوب است مغزه‌های سنگی بدست آمده از سایت تا اتمام پروژه و پایان مناقشات و ادعاهای ارکان پروژه، به‌طور مناسب نگهداری شوند. روش معمول، عکس‌برداری از مغزه‌های سنگی درون جعبه‌های مغزه و بررسی و ثبت اطلاعات نمونه‌های مغزه جهت ارزیابی توسط طراحان و پیمانکاران است.

استفاده از تکنیک‌های مرسوم نمونه‌برداری از خاک و مغزه‌گیری از سنگ، مستلزم صرف هزینه‌های سنگین است که ممکن است دستیابی به اطلاعات کافی و مناسب برای تونل‌های عمیق را محدود نماید. در چنین شرایطی، رویکرد اقتصادی محدود نمودن نمونه‌برداری از خاک و مغزه‌گیری از سنگ تنها در نواحی نزدیک به تراز تونل است. محدوده نمونه‌برداری و مغزه‌گیری باید توسط یک مهندس ژئوتکنیک که به اجرای تونل و سازندهای زمین‌شناسی محل پروژه آگاه است، تعیین شود.

۲-۵-۳- بررسی آب‌های زیرزمینی و آب‌های سطحی

عمق آب‌های زیرزمینی باید در طول حفاری تمامی گمانه‌ها ثبت شود. سطح آب‌های زیرزمینی در محدوده تونل باید به طور دوره‌ای از طریق چاه‌های مشاهده‌ای و یا پیزومترها در یک بازه زمانی طولانی مورد بررسی قرار گیرد تا اطلاعاتی در رابطه با تغییرات فصلی سطح آب‌های زیرزمینی حاصل شود. یک دوره پایش مناسب، حداقل ۱۲ ماه و ترجیحاً ۲۴ ماه، است که باید در طول دوره طراحی پروژه در نظر گرفته شود. پایش سطح آب‌های زیرزمینی باید در مرحله اجرای پروژه نیز ادامه یابد تا بتوان اطلاعاتی در رابطه با اثر حفاری تونل بر سطح آب‌های زیرزمینی بدست آورد.

آزمایش‌های نفوذپذیری گمانه به طور کلی ابزاری کم هزینه برای ارزیابی نفوذپذیری خاک و سنگ است اما اطلاعات بدست آمده از آن تنها برای یک منطقه محدود در مجاورت محل آزمایش است. درحالی‌که، اطلاعات بدست آمده از آزمایش‌ها پمپاژ مداوم، مربوط به نواحی گسترده‌تر است.

علاوه بر تراز آب‌های زیرزمینی، قابلیت هدایت هیدرولیکی خاک‌ها و سنگ‌ها نیز باید به‌وسیله انجام نتایج آزمایشگاهی و یا میدانی مورد ارزیابی قرار گیرد.

در پروژه‌های زیرزمینی، خواص شیمیایی آب‌های زیرزمینی نیز باید مورد ارزیابی قرار گیرد، چرا که آب‌های زیرزمینی با ترکیب شیمیایی مخرب ممکن است سبب کاهش دوام پوشش نهایی تونل شود. از جمله عواملی که می‌تواند منجر به اثر مخرب ترکیب شیمیایی آب‌های زیرزمینی بر دوام بتن شود عبارت‌اند از PH نامطلوب، میزان سولفات بالا، و میزان کلراید بالا، که البته تنها به این عوامل محدود نیست. اگرچه ممبران‌های آب‌بندی تونل تماس پوشش نهایی با آب‌های



زیرزمینی را محدود می‌کند، اما باید اقدامات محافظتی برای اطمینان از دوام طولانی مدت تأسیسات در طول عمر طراحی شده پروژه در نظر گرفته شود.

ملاحظات مرتبط با آب‌های زیرزمینی شامل تأثیر احتمالی پایین آمدن سطح آب‌های زیرزمینی بر نشست سازه‌های مجاور و فوقانی تونل، تأسیسات و سایر سازه‌ها؛ حجم پمپاژ در طول اجرای تونل؛ اقداماتی جهت آلودگی زدایی و تصفیه آب حاصل از پمپاژ؛ انتقال آلاینده‌های موجود در خاک و آب‌های زیرزمینی به دلیل آبکشی؛ تأثیر احتمالی بر سفره‌های آب زیرزمینی؛ و نشست آب به داخل تونل اجرا شده، است.

آب‌های سطحی در مجاورت تراز تونل از قبیل نهرها، حوضچه‌ها، دریاچه‌ها و مخازن باید شناسایی شده و احتمال نفوذ این آب‌ها به داخل تونل باید مورد ارزیابی قرار گیرد.

۲-۵-۴- آزمایش‌های ژئوفیزیکی

آزمایش‌ها ژئوفیزیکی فقط باید به صورت تلفیقی همراه با اطلاعات بدست آمده از روش‌های مستقیم کاوش ژئوتکنیکی برای جانمایی و شناسایی مصالح زیرسطحی، پروفیل قائم بخش فوقانی سنگ بستر و کیفیت آن، عمق آب‌های زیرزمینی، مرز لایه‌های خاکی، مرز رسوبات آلی، وجود حفرات، محل و عمق تأسیسات، محل و عمق پی‌های موجود و سایر موانع و معارضین زیرسطحی بکار رود.

همچنین، از آزمایش‌ها ژئوفیزیکی برای تهیه مقاطع قائم سرعت موج برشی، V_s ، در سازندهای خاکی و سنگی نیز استفاده می‌شود. پارامتر، V_s ، یک پارامتر مهم برای برآورد تغییر شکل کرنش کوچک در اطراف تونل‌ها و گودبرداری‌ها، به ویژه در مناطق شهری است. همچنین این پارامتر، V_s ، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سایت ضروری بوده و به منظور ارزیابی روانگرایی خاک نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

سرعت امواج برشی و فشاری طبقات زمین شناسی، که برای طراحی لرزه‌ای مورد نیاز است، باید با استفاده از لرزه نگاری بین گمانه‌ای^۱، چاه پیمایی، آنالیز طیفی امواج سطح^۲، آنالیز چند کاناله امواج سطح^۳ یا موارد مشابه ارزیابی شود. برای ارزیابی‌های اولیه، از خصوصیات دینامیکی بدست آمده مبتنی بر روابط تجربی (به عنوان مثال، ارتباط خواص دینامیکی با مقادیر SPT اندازه‌گیری شده و یا با مقدار آزمایشگاهی مقاومت برشی زهکشی نشده) در غیاب داده‌های ژئوفیزیکی اندازه‌گیری شده برجا استفاده می‌شود.

استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی و سایر اطلاعات مربوط به تحقیقات زیرسطحی برای تونل‌های شهری به صورت پیشنهاد در جدول ۲-۶ ارائه شده است. جهت شرح آزمایش‌های اشاره شده به آیین‌نامه AASHTO مراجعه شود. در صورتی که مشاور استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیک را مناسب نداند می‌بایست گزارش فنی و اقتصادی ارائه دهد.

^۱ Cross-hole seismic logging

^۲ SASW

^۳ MASW



تفسیر مطالعات ژئوفیزیک می‌بایست توسط کارشناس خبره و مجرب انجام گردد.

جدول ۲-۶- کاربرد آزمایش‌ها ژئوفیزیکی

تکنیک‌های ژئوفیزیکی مفید		شرایط زمین‌شناسی که باید مورد بررسی قرار گیرد
زیرسطحی	سطحی	
انتشار امواج لرزه‌ای	لرزه نگاری انکساری	واحدهای سنگی و خاکی لایه‌ای (عمق و ضخامت لایه‌ها)
انتشار امواج لرزه‌ای	لرزه نگاری انکساری روش مقاومت الکتریکی روش رادار نفوذی به زمین (GPR)	عمق سنگ بستر
	لرزه نگاری انکساری روش مقاومت الکتریکی روش رادار نفوذی به زمین (GPR)	سطح آب‌های زیرزمینی
دوربین گمانه‌ای یا ATV	روش مقاومت الکتریکی	موقعیت توده سنگ‌های به شدت درزه‌دار و / یا زون‌های گسلی
	لرزه‌نگاری انکساری روش گرانی‌سنجی	توپوگرافی سنگ بستر (ناوه، مناره، پرتگاه گسل)
	روش گرانی‌سنجی روش مغناطیس‌سنجی لرزه‌نگاری انکساری	موقعیت نفوذی‌های آذرین مسطح
دوربین گمانه‌ای یا ATV	روش مقاومت الکتریکی روش گرانی‌سنجی روش رادار نفوذی به زمین (GPR)	حفرات انحلالی
انتشار امواج لرزه‌ای	روش مقاومت الکتریکی	لنزهای محصور از ماسه، شن یا مواد آلی
انتشار امواج لرزه‌ای	روش مقاومت الکتریکی	واحدهای نفوذپذیر سنگی و خاکی
	لرزه‌نگاری انکساری (سونداژ صوتی)	توپوگرافی کف رودخانه، دریاچه، خلیج
	لرزه‌نگاری انکساری (سونداژ صوتی)	چینه‌شناسی کف دریاچه، خلیج یا رودخانه
	لرزه‌نگاری انکساری روش مقاومت الکتریکی	تغییرات جانبی لیتولوژی واحدهای سنگی و خاکی

۲-۵-۵- بررسی گزارش‌های موجود

گزارشات موجود می‌تواند شامل گزارشات زمین‌شناسی و نقشه‌های تهیه شده توسط سازمان زمین‌شناسی، نقشه‌های خاک زراعی تهیه شده توسط وزارت کشاورزی، و گزارشات ژئوتکنیکی و یا عمرانی تهیه شده برای سایر پروژه‌های موجود در مجاورت پروژه تونل مورد نظر باشد.

تأکید می‌گردد گزارشات ژئوتکنیکی تهیه شده برای سایر پروژه‌ها که در مجاورت پروژه تونل مورد نظر قرار دارد، ممکن است حاوی اطلاعات بسیار ارزشمند، صرف نظر از سن پروژه باشد. گزارشات ساخت و ساز در صورت موجود بودن نیز می‌توانند اطلاعات بسیار مفیدی را ارائه دهند که لازم است کلیه اطلاعات آن‌ها جمع‌آوری گردد.



۲-۵-۶- بررسی نقشه‌های تاریخی

نقشه‌های تاریخی ممکن است هم شامل نقشه‌های مسطحاتی و هم نقشه‌های توپوگرافی باشد. نقشه‌های تاریخی شرایط زمین و تغییرات آن را نشان می‌دهد. مکان‌های باتلاقی سابق و نواحی جریانی نشان داده شده در نقشه‌های تاریخی می‌تواند با شناسایی مکان‌هایی که از منظر شرایط زمین به طور بالقوه نامساعد هستند، در برنامه‌ریزی حفاری گمانه‌های ژئوتکنیکی مفید باشد. همچنین، نقشه‌های تاریخی می‌تواند دید خوبی در رابطه با استفاده قبلی از اراضی و توسعه سایت ارائه دهند.

۲-۵-۷- ارزیابی تصاویر هوایی

ارزیابی تصاویر هوایی جهت بررسی موضوعات مربوط به پایداری موقعیت پورتال تونل‌های شهری، که در آن عبور تونل از ساختارهای زمین شناسی مهم و یا وجود زمین لغزش‌های غیرفعال محتمل است، حائز اهمیت است. بر اساس ارزیابی‌های انجام شده با استفاده از این تصاویر، علی‌رغم محدودیت‌های کلی پروژه، جانمایی مجدد پرتال‌ها می‌تواند قابل پذیرش باشد.

۲-۵-۸- شناسایی میدانی و نقشه‌برداری زمین‌شناسی

پس از انتخاب مقدماتی موقعیت حفاری‌های ژئوتکنیکی، به‌منظور تأیید تصمیمات اولیه اتخاذ شده بر اساس مطالعات دفتری، شناسایی میدانی انجام می‌شود. همچنین، شناسایی میدانی شامل بررسی دقیق موقعیت پرتال‌ها و شفت میانی و یا دسترسی‌های خاص مورد نیاز به گمانه‌های ژئوتکنیکی مورد نظر است. در صورت دسترسی به رخنمون سازندهای سنگی در پهنه حفاری شده، برنامه‌ای برای نقشه‌برداری زمین شناسی جهت تکمیل برنامه حفاری ژئوتکنیکی تدوین و اجرا می‌شود. برای یک پروژه تونل شهری، تیم شناسایی میدانی ممکن است به متخصصان مهندسی ژئوتکنیک و سازه محدود شود. برای پروژه تونل خارج از محدوده شهری، تیم شناسایی باید متشکل از چندین متخصص در زمینه‌های مهندسی ژئوتکنیک، زمین‌شناسی، سازه، مسیر، متره و برآورد و مدیریت هم از جانب مشاور طراح و هم از جانب کارفرما باشد. شناسایی میدانی باید شامل یک گزارش کتبی مفصل، همراه با نقشه‌های مکانی و عکس‌های متعدد باشد.

۲-۶- حفاری ژئوتکنیکی

از حفاری گمانه برای شناسایی لایه‌های زیرسطحی و به دست آوردن نمونه‌های دست خورده و یا دست نخورده جهت طبقه‌بندی چشمی و نتایج آزمایشگاهی استفاده می‌شود. از منظر اقتصادی، برنامه حفاری گمانه‌های ژئوتکنیکی باید



مرحله‌بندی شود تا بتوان اطلاعات مناسب را برای هر مرحله از توسعه پروژه (به عبارتی، برنامه‌ریزی و مطالعات اولیه، طراحی فاز یک، طراحی نهایی و...) بدست آورد.

از جدول ۷-۲ به‌عنوان راهنما برای تعیین حداقل تعداد و موقعیت گمانه‌ها می‌توان استفاده کرد. تعداد نهایی گمانه‌ها بر اساس شرایط زیر سطحی پروژه و همچنین شرایطی که ممکن است هنگام اجرای گمانه با آن مواجه شد، تدقیق می‌شود. برای تعیین بهتر مخاطرات موضعی مانند گسل‌ها و عوامل ناپایداری شیب، و نیز ارزیابی اثرات احتمالی و اقدامات حفاظتی در سازه‌ها و تأسیسات موجود، باید گمانه‌های بیشتری حفاری شود.

در محل مربوط به سازه‌های حساس (آثار تاریخی، پل و...) می‌بایست گمانه قابل استناد (جدید و یا از قبل) با اطلاعات کافی وجود داشته باشد.

جدول ۷-۲- دستورالعمل تعیین فواصل مابین گمانه‌های قائم/ مایل

فواصل مابین گمانه‌ها	نوع سازه / شرایط زمین
۳۰ تا ۹۰ متر	تونل‌های ترانشه باز
۱۵ تا ۶۰ متر ۱۵۰ تا ۳۰۰ متر	تونل‌زنی در سنگ شرایط نامطلوب، سنگ‌های برش خورده، چین خورده درزه‌دار با فاصله‌داری کم. شرایط مطلوب، سنگ‌های درزه دار با فاصله‌داری متوسط تا زیاد و یا سنگ‌های توده‌ای
۱۵ تا ۳۰ متر ۹۰ تا ۱۵۰ متر	تونل‌زنی در زمین نرم شرایط نامطلوب، خاک‌های تراکم‌پذیر نرم و یا مشکلات ناشی از آب‌های زیرزمینی شرایط مطلوب، خاک‌های نسبتاً متراکم تا بسیار متراکم یا سفت
۷/۵ تا ۱۵ متر ۱۵ تا ۲۵ متر	تونل‌زنی در شرایط جبهه کار مختلط شرایط نامطلوب، برخورد با سنگ نامنظم و متغیر شرایط مطلوب، برخورد با سنگ نسبتاً یکنواخت

- به منظور حفر گمانه در فواصل طولانی‌تر مشاور می‌بایست گزارش فنی و توجیهی ارائه دهد. حداکثر فاصله گمانه‌ها در طول مسیر ۳۰۰ متر است. همچنین در موقعیت ایستگاه حفر حداقل ۳ گمانه الزامی است.
- حفاری گمانه‌های ژئوتکنیکی برای پروژه‌های اجرای تونل و شفت باید حداقل تا ۱/۵ برابر قطر تونل / شفت در زیر کف تونل گسترش یابد.
- حفاری گمانه‌های ژئوتکنیکی برای تونل‌های کند و پوش و پرتال نیز حداقل تا ۱/۵ برابر عمق خاک‌برداری ادامه یابد. اگر احداث پرتال در سنگ انجام شود، این شرط ممکن است نادیده گرفته شود. در چنین شرایطی، حفاری اکتشافی در زیر تراز کف تونل تا جایی ادامه می‌یابد که حداقل میزان بازیابی مغزه معادل با ۸۵ درصد برای توده سنگی با RQD بیشتر از ۵۰ و در طول بیش از ۶ متر ثبت شود.
- اگر در مورد مشخصات نهایی تونل عدم اطمینان وجود داشته باشد، گمانه‌ها باید حداقل دو تا سه برابر قطر تونل در زیر تراز کف تونل اولیه ادامه یابند.



- در موقعیت ایستگاه‌ها نیز گمانه حداقل به اندازه عرض هسته مرکزی ایستگاه می‌بایست در زیر ایستگاه ادامه یابد.
- به منظور حفر گمانه با عمق کمتر مشاور می‌بایست گزارش فنی و توجیهی ارائه دهد.
- در بیشتر قسمت‌ها، طبقه‌بندی میدانی خاک برای یک پروژه تونل شبیه به سایر پروژه‌ها است، با این تفاوت که باید در تعریف دقیق و مستندسازی دانه‌بندی و رده‌بندی خاک توجه ویژه‌ای شود. حداقل اطلاعات بخش ۲-۴ می‌بایست در مطالعات ژئوتکنیک ارائه گردد.

۲-۷- مسائل مربوط به محیط زیست

محیط‌های مخرب زیرسطحی به دلیل ترکیب شیمیایی آب زیرزمینی/ خاک‌های خورنده، به کارگیری مواد معدنی خطرناک در محدوده حفاری (به عنوان نمونه مواد معدنی آزبستی)، گازهای سمی و خطرناک در زیر سطح زمین (نظیر سولید هیدروژن و متان) به هنگام کاوش‌های زیرسطحی باید مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود چنین شرایطی، باید تمهیدات لازم در طراحی سازه زیرزمینی لحاظ شود.

نخاله‌ها، خاک حفاری تونل و مصالح تخریبی شده باید تصفیه و بازیافت شده، مورد استفاده مجدد قرار گیرند، یا بر اساس مقررات محلی و ملی دفع شوند.

تمامی اقدامات احتیاطی و ابزار دقیق لازم برای کاهش تأثیر ساخت تونل‌های شهری بر کیفیت هوا، سر و صدا، لرزش، ترافیک، تأسیسات و سازه‌های زیرزمینی و رو سطحی مجاور آن، آب‌های زیرزمینی و آب‌های سطحی، باید بکار گرفته شود.

۲-۸- ابزاربندی و رفتارنگاری

- برنامه ابزاربندی و رفتارنگاری برای پروژه‌های تونل‌سازی، با هدف موارد ذیل باید در نظر گرفته شود:
- با ارائه داده‌هایی جهت ارزیابی منشأ و بزرگی حرکت زمین و تغییر در سطح آب‌های زیرزمینی، از ایجاد آسیب به سازه‌ها و تأسیسات موجود و سازه‌های در حال اجرا جلوگیری کند و یا به حداقل برساند.
 - با مقایسه رفتار مشاهده شده زمین و سازه‌ها با رفتار پیش‌بینی شده و مقادیر مجاز تغییر شکل‌ها میزان ایمنی عملیات اجرایی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.
 - اتخاذ و توسعه تدابیر و اقدامات محافظتی و پیشگیرانه برای سازه‌های جدید و موجود
 - اقدامات اصلاحی روش اجرا در صورت لزوم
 - انجام تحلیل معکوس جهت تدقیق پارامترهای رفتاری خاک در صورتی که مقادیر تغییر شکل‌های اندازه‌گیری شده تفاوت فاحشی با فرضیات اولیه یا نتایج بدست آمده از طرح اولیه داشته باشد.



- ارزیابی فرضیات بحرانی طراحی در نقاطی که عدم اطمینان قابل توجهی وجود دارد
- تعیین کفایت روش، روند اجرا و تجهیزات پیمانکار
- نظارت بر اثربخشی اقدامات محافظتی، اصلاحی و کاهنده قابل انجام
- ارائه مستندات برای ارزیابی خسارات ادعایی وارده به سازه‌های مجاور ناشی از فعالیت‌های مربوط به اجرای تونل
- مقادیر آستانه و محدودکننده در مورد ارتعاشات، تغییر شکل افقی و عمودی، افت آب‌های زیرزمینی، بار وارده بر اعضای سازه‌ای و حداقل استانداردهای لازم برای ابرابندی باید تعریف شوند. همراه با یک برنامه رفتارنگاری، باید اقدامات اصلاحی در زمان رخداد مقادیر آستانه و محدودکننده تغییر شکل‌ها نیز پیشنهاد شده باشد.
- شرایط تمامی سازه‌ها و تأسیسات مهم باید قبل و بعد از اجرای تونل مورد بررسی قرار گرفته و مستندسازی شود.

۹-۲- انتخاب روش اجرا

ملاحظات انتخاب روش اجرا نه تنها می‌بایست ملاحظات ساخت حاضر بلکه ملاحظات مربوط به ساخت و سازه‌های بعدی، بهره‌برداری و مدیریت ساخت را در نظر گیرد. انتخاب روش اجرا می‌بایست ملاحظات مربوط به حفظ و مراقبت مستحدثات شهری شامل مطالعات ارتعاش، تغییر شکل زمین و تغییرات آب زیرزمینی (تغییرات آن منجر به نشست گردد) را نیز دربرگیرد.

در هزینه ساخت، روش ساختی که منجر به استفاده مجدد از ادوات ساخت می‌شود نیز می‌بایست در نظر گرفته شود. به‌صورت کلی مطالعات ترافیک حین ساخت، تعیین تعداد تجهیزات و ماشین‌آلات مورد نیاز و محدوده کار مورد نیاز جهت دپو یا حمل و نقل این تجهیزات نیز می‌بایست در این بخش مد نظر قرار گیرد (در هماهنگی با پیمانکار).

۹-۲-۱- انتخاب معیارهای مناسب جهت تعیین روش اجرا

معیارهای انتخاب روش اجرا با توجه به مشخصات سایت هر پروژه متفاوت است. معیارهای پیشنهادی جهت انتخاب روش اجرا به شرح زیر هستند:

- (۱) عمق ایستگاه، شرایط ژئوتکنیکی، تراز ایستابی و لرزه‌خیزی (عبور از گسل و...)، تأسیسات شهری
- (۲) ملاحظات زیست محیطی شامل ملاحظات مربوط به فضای سبز، زهکشی، آلودگی صوتی و...
- (۳) ترافیک حین اجرا و پس از آن و دسترسی به زمین کارگاهی
- (۴) ایمنی و میزان نشست (فاکتور ریسک)
- (۵) کیفیت اجرای سازه (نگهبان و اصلی)
- (۶) هزینه اجرا (با ملاحظه جریان مالی)
- (۷) زمان اجرا



پیشنهاد می شود در صورت وجود معیار جدید با توجه به شرایط ساخت، اثر آن در معیارهای فوق لحاظ گردد. مگر اینکه به منظور تعیین وزن هر یک از معیارهای فوق، از روش دودویی^۱ استفاده نگردد.

نحوه وزن دهی پارامترهای تأثیرگذار در انتخاب روش اجرا می بایست با توجه به شرایط هر پروژه و توسط کارفرما و مشاور طراح انجام شود. وزن دهی می بایست بر اساس روش های ضابطه مند مانند روش دودویی و یا هر روش معتبر دیگری انجام شود تا از انتخاب درست روش اجرا اطمینان حاصل گردد. در وزن دهی معیارها نمی توان وزن معیاری را بدون در نظر گرفتن اصول روش انتخاب (مانند روش دودویی) به صورت غیرمنطقی زیاد یا کم در نظر گرفت.

باید توجه داشت مباحث بالادستی و کنترل کننده ای چون الزامات سازمان میراث فرهنگی و الزامات عبور از مناطق خاص شهری و... می بایست در مطالعات امکان سنجی بررسی شده باشد.



^۱ AHP

فصل ۳

بارگذاری





۳-۱- روش طراحی

روش طراحی در این آیین‌نامه «روش طرح مقاومت» است. هر چند در طراحی سازه نگهبان استفاده از روش تنش مجاز نیز در مواردی مجاز است. در این روش هر یک از اعضا و اتصالات می‌بایست معادله زیر را برآورده کنند.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (۱-۳)$$

γ_i : ضریب بار

ϕ : ضریب کاهش مقاومت (ضریبی که به مقاومتی اسمی اعضا اعمال می‌گردد)

η_i : ضریب اصلاح بار (وابسته به ضرایب شکل‌پذیری (η_D), نامعینی (η_R) و اهمیت (η_I) است)

Q_i : بار وارده

R_n : مقاومت اسمی

در این رابطه، اگر بیشترین مقدار ضریب بار γ_i استفاده شده باشد، η_i از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 1.0 \quad (۲-۳)$$

در حالتی که کمترین مقدار ضریب بار γ_i استفاده شده باشد، η_i از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (۳-۳)$$

- اگر از نظر طراح عضو یا اتصالی غیرشکل‌پذیر باشد، در این حالت ضریب شکل‌پذیری (η_D) حداقل برابر با ۱/۰۵ است. در طراحی سازه رایج ایستگاه و یا تونل با رعایت محدودیت‌های این دستورالعمل، ضریب شکل‌پذیری (η_D) برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

- اگر از نظر طراح اعضا نامعین نباشند، در این حالت ضریب نامعینی (η_R) حداقل برابر با ۱/۰۵ است. در طراحی سازه رایج ایستگاه و یا تونل با رعایت محدودیت‌های این دستورالعمل، ضریب نامعینی (η_R) برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

- در طراحی سازه رایج ایستگاه و یا تونل زیرزمینی با رعایت محدودیت‌های این دستورالعمل، ضریب اهمیت (η_I) برابر ۱/۰۵ می‌بایست در نظر گرفته شود.

ضرایب بار γ_i و مقاومت ϕ برای حالات حدی مختلف بر اساس دستورالعمل حاضر تعیین می‌گردند.

حالت حدی بهره‌برداری: در این حالت محدودیت‌های مربوط به تنش، تغییر شکل اعضا و عرض ترک اعضا، تحت بارهای سرویس می‌بایست بررسی شود.

حالت حدی خستگی و شکست: حد خستگی می‌بایست به صورت محدودیت حداکثر ظرفیت تنش اعضا تحت بارهای تکراری قطار و یا تهویه و تجهیزات در نظر گرفته شود.



اثر خستگی بر عمده اعضای سازه اصلی و نگهبان قابل اغماض است. هر چند این اثر در طراحی تجهیزات و اتصالات آن‌ها می‌بایست در نظر گرفته شود.

حالت حدی مقاومت: حالت حد مقاومت به منظور اطمینان از مقاومت و پایداری جزئی و کلی سازه تحت ترکیب بارهای عمدتاً استاتیکی در طول عمر مفید سازه (۱۰۰ سال) می‌بایست بررسی گردد.

حالت حدی نهایی: حالت حد نهایی به منظور اطمینان از بقای سازه در شرایط زلزله طرح حداکثر، سیل، سونامی، انفجار و آتش‌سوزی می‌بایست بررسی گردد.

۳-۲- معرفی بارها و ترکیب بار

بارگذاری ارائه شده در این بخش برای سازه‌های پایین‌تر از سطح زمین است. همچنین در مراحل ساخت سازه نگهبان، کلیه بارهای مربوط به توالی ساخت می‌بایست در محاسبات در نظر گرفته شود. کلیه مراحل روش اجرا می‌بایست در نقشه‌ها منعکس گردد. در صورت نیاز به تغییر روش اجرا کفایت روش اجرای تغییر یافته می‌بایست بررسی گردد.

بارگذاری مربوط به طراحی روسازی، ادوات و تجهیزات ریلی خارج از موضوع دستورالعمل حاضر است. مقادیر بار، و ترکیبات بارگذاری این فصل حداقل مورد نیاز جهت طراحی سازه هستند که ممکن است با توجه به شرایط پروژه و با استناد به آیین‌نامه‌های معتبر مقادیر و یا ترکیبات دیگری نیز در طراحی اضافه شوند. در هر حال رعایت ضوابط این فصل به عنوان حداقل ضوابط الزامی است.

به کارگیری ترکیب بارگذاری به شرح جدول ۳-۱ در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها و دیگر سازه‌های زیرزمینی الزامی است. مگر مواردی از طراحی که در تبصره ۵ ارائه شده است. همچنین ممکن است در طراحی اجزا در فصول بعدی بارگذاری‌هایی اضافه شود که رعایت آن‌ها نیز الزامی است.



جدول ۳-۱- ترکیبات بارگذاری و ضرایب هر بار در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها

ترکیب بار حالات حدی	CR DC DW EH ES EV PI SE SH	LL LS PL	WA WA _t	AP	TG	TU	CS	EQ	فقط یکی از بارها در یک ترکیب استفاده شود	
									FI BL	WA _f WA _{tsu}
T-I مقاومت	γ_p	۱/۷۵	۱/۰	۱/۰	γ_{TG}	۰/۵ الی ۱/۲	-	-	-	-
T-II مقاومت	γ_p	-	۱/۰	-	-	-	۱/۳	-	-	-
T-I نهایی	ارجاع به فصل ۴									
T-II نهایی	γ_p	۰/۵	۱/۰	۰/۵	-	-	-	-	۱/۰	-
T-III نهایی	۰/۹	-	-	-	-	-	-	-	-	۱/۱
T-I سرویس	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	γ_{TG}	۱/۰ الی ۱/۲	-	-	-	-
T-IA سرویس	γ_p	-	۱/۱	-	-	-	-	-	-	-
T-II سرویس	۱/۰	-	۱/۰	-	-	-	۱/۰	-	-	-
T-III سرویس	ارجاع به فصل ۴									
T-I خستگی	-	۱/۵	-	۱/۱	-	-	-	-	-	-

جدول ۳-۲- ضرایب بار (γ_p) برای بارهای دائمی در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها

نوع بار			ضریب بار	
			حداکثر	حداقل
CR: (به‌کارگیری $I_{\text{effective}}$) خزش			۱/۰	۱/۰
CR: (به‌کارگیری I_g) خزش			۰/۵	۰/۵
DC: اعضای سازه و ملحقات غیر سازه‌ای			۱/۲۵	۰/۹
DC: فقط برای T-IA سرویس			۰/۹	---
DW: بار مرده پوشش			۱/۵۰	۰/۶۵
EH: فشار افقی خاک	ترانشه باز	فشار محرک	۱/۳۵	۰/۷۵
		فشار سکون	۱/۳۵	۰/۷۵
	فشار ظاهری خاک بر دیوار با بیش از یک ردیف انکر و یا مهار		۱/۳۵	N/A
	حفاری زیرزمینی		۱/۳۵	۰/۹
	فقط برای T-IA سرویس		۰/۹	N/A
EV: فشار قائم خاک	ترانشه باز		۱/۳۵	۰/۷۵
	حفاری زیرزمینی		۱/۳۵	۰/۷۵
ES: سربار روی زمین	تمام حالات غیر از سرویس T-IA		۱/۳۵	۰/۷۵
	فقط برای T-IA سرویس		۱/۰	0
PI: بار ناشی از فشار سیال لوله‌های تأسیسات			۱/۳	۱/۰
SE: نشست			۱/۳	0
SH: بار جمع‌شدگی	به‌کارگیری $I_{\text{effective}}$		۱/۰	۱/۰
	به‌کارگیری I_g		۰/۵	۰/۵



در جداول فوق:

بارهای دائمی:	بارهای گذرا:
AEP: فشار ظاهری خاک بر طراحی گودبرداری مهارشده	AP: بار فشار هوا
CR: بار ناشی از خزش	BL: بار انفجار
DC: بار مرده اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای	CS: بار تجهیزات ساخت
DW: بار مرده پوشش روی سازه (کف‌سازی و...) و تأسیسات	EQ: بار زلزله
EH: بار فشار جانبی خاک	FI: بار ناشی از آتش‌سوزی
ES: اضافه بار روی زمین (بار خاک یا فوندا سیون و ساخت و ساز که روی زمین اعمال می‌شود)	LL: بار زنده وسائط نقلیه
EV: فشار قائم خاک	LS: بار زنده سطحی
PI: بار ناشی از فشار سیال در سیستم لوله‌کشی و یا کالورت	TG: بار ناشی از گرادیان حرارتی
SE: بار ناشی از نشست سازه تونل یا ایستگاه	TU: بار ناشی از تغییر دمای یکنواخت
SH: بار ناشی از جمع‌شدگی	WA: بار آب
	WAF: بار آب ناشی از سیل
	WAT: بار آب گذرا
	Watsu: بار آب ناشی از سونامی

حالات حدی بارگذاری به شرح زیر تعریف می‌شوند:

حالت مقاومت T-I: ترکیب بارهای اساسی مربوط به بارهای دائمی زمین و عبور مرور عادی که پس از اتمام ساخت سازه به وجود می‌آیند. این ترکیب بار همچنین می‌بایست برای طراحی اجزای داخلی ایستگاه (تونل) و اجزای سازه نگهبان که قرار است عملکرد دائم داشته باشند، استفاده گردد (دیوار دیافراگمی). حالت مقاومت T-I می‌بایست برای طراحی تکیه‌گاه و اجزای اتصال تجهیزات که به سازه اصلی وصل می‌شوند نیز استفاده گردد.

حالت مقاومت T-II: ترکیب بار مربوط به بارهای موقت زمین که در طول دوره ساخت سازه به وجود می‌آیند. همچنین ترکیب بارهای مربوط به ساخت تونل‌های سگمنتی در دوره ساخت، حمل و جایگذاری نیز هستند. حالت مقاومت T-II مربوط به ترکیب بار وارد بر سازه نگهبان که عملکردی دائمی ندارد، نیز است.

حالت نهایی T-I: ترکیب بار شامل اثر زلزله است و می‌بایست بر اساس ضوابط فصل چهارم در نظر گرفته شود.

حالت نهایی T-II: ترکیب بار مربوط به بارهای انفجار و آتش است. این بارها نباید با بار زلزله ترکیب شوند. در صورتیکه مطالعات پدافند غیرعامل، و یا کارفرما بر اساس مطالعات تحلیل خطر، ضریب و یا ترکیب بار دیگری برای بارها پیشنهاد



دهد، ضرایب مطالعه مذکور می‌بایست استفاده گردد. در صورت استفاده از مطالعه مجزا پیشنهاد می‌شود ضرایب بار تغییر نکند.

حالت نهایی T-III: ترکیب بار مربوط به سیل و سونامی است که فشار بالازدگی می‌بایست در این حالت کنترل گردد. این ترکیب بار نهایی (بحرانی) باید شامل سیلاب سطحی که موجب بالا آمدن آب زیرزمینی می‌شود و نیز سیلابی که به بدنه تونل برخورد می‌کند نیز باشد.

در این مورد موارد زیر قابل ذکر است:

- افزایش سطح آب دریا یا آب سطحی موجب افزایش فشار هیدروستاتیک می‌شود و همچنین مقاومت در برابر بالازدگی را کاهش می‌دهد.
- سیلاب داخل تونل موجب افزایش مقاومت در برابر بالازدگی می‌شود و ممکن است فشار هیدروستاتیک را تا صفر کاهش دهد.

حالت سرویس T-I: عموماً شامل بارهای دائمی زمین و عبور مرور عادی که پس از اتمام ساخت سازه به وجود می‌آیند، است. همچنین به منظور کنترل تغییر شکل اعضای سازه‌ای، کنترل ترک بتن، ارتعاش، دوام، آب‌بندی و پدیده خستگی در طول عمر تونل یا ایستگاه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

حالت سرویس T-IA: ترکیب بار مربوط به بار بهره‌برداری آب است که به منظور کنترل سازه در برابر بالازدگی و فشار جانبی آب (بر اساس حداکثر سطح آب زیرزمینی محتمل و نیز اثرات ناشی از سیل) مورد استفاده قرار گیرد. در شرایط خاص اثرات شوری و دیگر محتویات که باعث تغییر وزن مخصوص آب می‌شود نیز باید مورد مطالعه واقع شود.

حالت سرویس T-II: ترکیب بار مربوط به بارهای موقت زمین است که در طول دوره ساخت به وجود می‌آید. به منظور کنترل تغییر شکل اعضای سازه و کنترل ترک بتن در دوره ساخت نیز باید از این ترکیب بار استفاده شود. همچنین کنترل بالازدگی حین ساخت سازه (زمانی که سازه نهایی اجرا شده است) نیز می‌بایست توسط این ترکیب بار کنترل گردد.

حالت خستگی T-I: این ترکیب بار در طراحی تجهیزات و اتصالات آن‌ها که به سازه اصلی متصلند و تحت تأثیر بارهایی چون فشار هوا ناشی از تهویه یا حرکت قطار هستند، استفاده می‌شود.

بارهای دائمی بارهایی هستند که همیشه حضور دارند اما بدلیل احتمال بسیج شدن کم یا زیاد آن‌ها، حد بالا و پایین دارند. حد بالا و پایین محدوده تغییر بار مدنظر نیستند و کافی است فقط اعداد ذکر شده در جدول ۳-۲ در هر بار ضرب گردند.

در ترکیبات بارگذاری اگر اثر باری باعث کاهش اثر بار دیگر شود، مقدار حداقل بار با اثر کاهشی می‌بایست استفاده گردد.



در انتخاب ضریب بارهای دائم باید دقت کرد که اگر بار دائم موجب افزایش ظرفیت باربری عضو و یا افزایش پایداری کلی سازه شود، حداقل مقدار ضریب برای آن استفاده گردد.

مقدار بزرگتر ضریب بار TU برای کنترل تغییر شکل اعضا و مقدار کوچکتر آن برای مقاصد دیگر طراحی استفاده گردد. در حالت مقاومت نیز، اگر ضریب ترک خوردگی در نظر گرفته نشود (تحلیل‌های اولیه یا دستی) ضریب بار ۰/۵ و اگر ضریب ترک خوردگی در نظر گرفته شود ضریب بار ۱ برای بار TU استفاده گردد.

ضریب بار مربوط به گرادیان حرارتی γ_{TG} می‌بایست بر اساس اطلاعات پروژه در نظر گرفته شود. در صورت نبود اطلاعات کافی، ضریب بار به صورت زیر تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳- ضرایب بار مربوط به گرادیان حرارتی

۰/۰	برای حالت مقاومت و کنترل‌های عادی
۱/۰	برای حالت سرویس و بدون در نظر گرفتن بار زنده
۰/۵	برای حالت سرویس و با در نظر گرفتن بار زنده

تبصره ۱: در صورت طراحی سازه نگهبان در نرم‌افزارهای عددی (المان محدود یا تفاضل محدود)، می‌بایست کلیه بارها اعم از مرده و زنده، فشار جانبی و قائم خاک، بارهای ناشی از تجهیزات ساخت و ... در نظر گرفته شود. طراحی سازه نگهبان با فرض عدم وجود زلزله در طول دوره عمر آن انجام می‌شود. همچنین کلیه مراحل ساخت سازه (ساخت مرحله‌ای) با قضاوت‌های درست مهندسی در نظر گرفته شود. در چنین حالتی به جای استفاده از ترکیب بار مقاومتی T-II، کلیه تلاش‌های اعضا (لنگر، برش، نیروی محوری، پیچش) حاصل از طراحی در نرم‌افزار عددی، در طراحی به روش مقاومت نهایی در ضریب ۱/۲ و در طراحی به روش تنش مجاز در ضریب ۰/۷۵ ضرب شود. طراحی اعضای بتنی (مانند شمع، ریب، لتیس، شاتکریت و...) بر اساس آخرین ویرایش آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و طراحی اعضای فولادی بر مبنای آخرین ویرایش مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام می‌گردد. همچنین برای طراحی اعضای فولادی (مانند استرات) با روش تنش مجاز از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و یا آیین‌نامه AISC استفاده شود. ضریب کاهش ۰/۷۵ در طراحی سازه نگهبان بر مبنای تجربیات داخلی در نظر گرفته شده است و می‌تواند به تلاش‌های اعضا ناشی از کلیه بارهای اعمالی وارد شود. پیشنهاد می‌شود با تشخیص طراح، در طراحی اتصالات اعضای فولادی از این ضریب کاهش صرف نظر گردد. استفاده از ضریب کاهش در صورتی که عمر مفید سازه نگهبان بیش از ۳۶ ماه باشد، مجاز نیست.

تبصره ۲: اگر برای تعیین فشار خاک وارد بر سازه اصلی ایستگاه یا تونل، از مدل سازی عددی (المان محدود یا تفاضل محدود) استفاده گردد، ضرایب بار فشار جانبی و قائم خاک مانند جدول ۳-۲ خواهد بود (برای روش ساخت تراشه‌باز ضرایب فشار جانبی خاک حاصل از نرم‌افزار عددی، مانند حالت سکون در نظر گرفته شود). در صورتی که نتوان در نرم‌افزار عددی، بار فشار جانبی و قائم خاک را از یکدیگر تفکیک کرد، ضرایب حداکثر و حداقل فشار خاک (چه جانبی و چه قائم) به ترتیب ۱/۳۵ و ۰/۷۵ در نظر گرفته شود. ضریب بار حالت سرویس T-IA نیز مانند جدول ۳-۲ خواهد بود.



تبصره ۳: اگر پس از انجام خاک‌برداری شیب‌دار و ساخت سازه اصلی ایستگاه و یا تونل مسقف، خاکریزی پشت سازه انجام گردد، فشار جانبی خاک وارد بر سازه، از نوع حالت سکون خواهد بود مگر اینکه محاسبات عدد بزرگتری را نشان دهد.

تبصره ۴: نحوه تعیین بار زلزله، و ترکیبات مربوط به بارهای شامل بار زلزله در فصل ۴ ارائه می‌شود.

تبصره ۵: ترکیب بار مربوط به بارهای وارد بر دیوارهای وزنی، دیوارهای کنسولی، شمع‌ها و دیوارهای مهار شده توسط انکر به شرح جدول ۳-۴ است:

جدول ۳-۴- ترکیب بار مربوط به طراحی دیوارهای وزنی، دیوارهای کنسولی، شمع‌ها و دیوارهای مهار شده توسط انکر

ترکیب بار حالات حدی	CR DC DD DW EH ES EV SH	LL LS PL	WA	WS	TG	TU	SE	فقط یکی از بارها در یک ترکیب استفاده شود		
								EQ	BL	IC
I مقاومت	γ_p	۱/۷۵	۱/۰	-	γ_{TG}	۱/۲ الی ۰/۵	γ_{SE}	-	-	-
II مقاومت	γ_p	۱/۳۵	۱/۰	-	γ_{TG}	۱/۲ الی ۰/۵	γ_{SE}	-	-	-
III مقاومت	γ_p	-	۱/۰	۱/۰	γ_{TG}	۱/۲ الی ۰/۵	γ_{SE}	-	-	-
IV مقاومت	γ_p	-	۱/۰	-	-	۱/۲ الی ۰/۵	-	-	-	-
V مقاومت	γ_p	۱/۳۵	۱/۰	۱/۰	γ_{TG}	۱/۲ الی ۰/۵	γ_{SE}	-	-	-
I نهایی	۱/۰	γ_{EQ}	۱/۰	-	-	-	-	۱/۰	-	-
II نهایی	۱/۰	۰/۵	۱/۰	-	-	-	-	-	۱/۰	۱/۰
I سرویس	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	γ_{TG}	۱/۲ الی ۱/۰	γ_{SE}	-	-	-
II سرویس	۱/۰	۱/۳	۱/۰	-	-	۱/۲ الی ۱/۰	-	-	-	-



جدول ۳-۵- ضرایب بار برای بارهای دائمی γ_p مربوط به طراحی دیوارهای وزنی، دیوارهای کنسولی، شمع‌ها و دیوارهای مهار شده توسط

انکر

نوع بار، نوع فونداسیون، روش به کار گرفته شده جهت محاسبه نیروی اصطکاک جدارى منفی		ضریب بار	
		حداکثر	حداقل
اعضای سازه و ملحقات غیرسازه‌ای: DC:		۱/۲۵	۰/۹
فقط برای مقاومت IV: DC:		۱/۵۰	۰/۹
نیروی اصطکاک جدارى منفی: DD:	روش α	۱/۴	۰/۲۵
	روش λ	۱/۰۵	۰/۳۰
	روش O'Neill-Reese	۱/۲۵	۰/۳۵
بار پوشش و تأسیسات: DW:		۱/۵۰	۰/۶۵
فشار افقی زمین: EH:	فشار محرک	۱/۵۰	۰/۹
	فشار سکون	۱/۳۵	۰/۹
	فشار ظاهری خاک بر دیوار با بیش از یک ردیف انکر و یا مهار	۱/۳۵	N/A
فشار قائم خاک: EV:	پایداری کلی	۱/۰	N/A
	دیوارهای وزنی و غیروزی	۱/۳۵	۱/۰
سربار روی زمین: ES:		۱/۵۰	۰/۷۵

DD: نیروی اصطکاک جدارى منفی است که در بخش مربوط به طراحی شمع‌ها به آن پرداخته می‌شود.

IC: بار مربوط به یخ زدگی

WS: بار باد وارد بر سازه

حالت‌های حد مقاومت به منظور اطمینان از مقاومت و پایداری کلی و جزئی سازه تحت ترکیب بارهای عمده‌تاً استاتیکی در طول عمر مفید سازه (۱۰۰ سال) می‌بایست بررسی گردد.

حالت نهایی I جهت کنترل بار زلزله کاربرد دارد. در این حالت γ_{EQ} با توجه به شرایط پروژه تعریف می‌شود. در صورت نبود اطلاعات کافی عدد ۰/۵ برای این ضریب پیشنهاد می‌شود. نحوه محاسبه بار زلزله در فصل ۴ تشریح شده است.

حالت نهایی II جهت کنترل بارهای یخ زدگی و انفجار کاربرد دارد (اعمال هر دو بار در یک ترکیب بار واحد لازم نیست).

حالت‌های سرویس I و II جهت کنترل بارهای بهره‌برداری است. کنترل عرض ترک و تغییر شکل اعضا تحت بار سرویس I می‌بایست انجام گردد.



۳-۳- بارهای اعمالی

۳-۳-۱- بار مرده (DW,DC)

بار مرده شامل وزن کلیه اعضای سازه‌ای (دیوار، دال، سقف، فونداسیون، ستون، تیر، راه پله، و...)، سقف کاذب، کف‌سازی و یا نازک‌کاری، تأسیسات مکانیکی و تجهیزات ثابت، علائم و تابلوها، هر نوع پوشش روی سازه در طرح حاضر و یا در توسعه‌های آینده است. بار مربوط به مخزن اطفای حریق از نوع بار مرده است. تعیین بار مرده می‌بایست بر اساس آخرین ویرایش مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و در صورت نیاز کاتالوگ شرکت‌های سازنده صورت گیرد (هر کدام بحرانی‌تر بود ملاک عمل است). در صورتی که احتمال می‌رود در آینده بار مرده افزایش یابد (تغییر تأسیسات و یا تجهیزات) این موضوع می‌بایست در محاسبات در نظر گرفته شود.

۳-۳-۲- بار فشار جانبی و قائم خاک (EH,EV)

به‌طور کلی بار فشار زمین تابعی از موارد زیر است:

- نوع خاک و وزن مخصوص آن
- تراز آب
- ویژگی‌های خزش خاک
- میزان تراکم خاک
- اندرکنش خاک و سازه
- میزان سربار روی زمین
- اثرات زلزله
- شیب زمین پشت سازه
- انحراف دیوار

لازم به توضیح است جزئیات مربوط به محاسبات بار زلزله و اثرات آن در فصل چهارم ارائه خواهد شد.

در تعیین فشار جانبی و قائم خاک توجه به تغییرات این بار در مراحل ساخت مرحله به مرحله ضروری است. به عبارتی بارگذاری انتخاب شده، باید پوش تلاش‌های ایجاد شده در اعضای سازه در کلیه مراحل حفاری را شامل شود. لذا تعیین بار جانبی وارد بر سازه نگرهان تنها با استفاده از روش‌های عددی امکان‌پذیر بوده و استفاده از روش‌های تحلیلی و تجربی برای طراحی مرحله دوم مجاز نیست. استفاده از روابط تحلیلی یا تجربی با توجه به جنس خاک و روش حفاری صرفاً به منظور برآورد اولیه یا صحت‌سنجی ابتدایی نتایج تحلیل‌های عددی کاربرد دارد.



۳-۲-۱- تعیین ضرایب فشار جانبی خاک

دیوارهایی که می‌توانند بدون جابجایی بار زمین را تحمل کنند در معرض فشار خاک در حال سکون هستند. دیوارهایی که در اثر اعمال فشار زمین جابجا می‌شوند می‌بایست برای فشاری بین حالت محرک و حالت سکون بسته به میزان جابجایی طرح شوند. میزان جابجایی مورد نیاز برای دستیابی به حداقل فشار محرک و یا حداکثر فشار مقاوم تابعی از ارتفاع دیوار و یا نوع خاک است. مقادیر توصیه شده برای بسیج چنین جابجایی بسته به ارتفاع دیوار و نوع خاک در جدول ۳-۵ ارائه شده است:

جدول ۳-۶- مقادیر تقریبی جابجایی مورد نیاز جهت فعال شدن فشار محرک و یا مقاوم زمین

نوع خاکریز	مقادیر Δ / H	
	محرک (فعال)	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای کوبیده شده	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس کم مایه کوبیده شده	۰/۰۱۰	۰/۰۵
رس پر مایه کوبیده شده	۰/۰۱۰	۰/۰۵

Δ : جابجایی بالای دیوار به منظور دستیابی به حداقل فشار محرک یا حداکثر فشار مقاوم با چرخش یا جابجایی انتقالی
 H : ارتفاع دیوار

استفاده از خاک‌های چسبنده جهت خاکریزی پشت دیوار توصیه نمی‌شود. همچنین استفاده از خاک رس پرمایه^۱ به عنوان خاکریز پشت دیوار مجاز نیست.

فشار جانبی زمین به صورت خطی و متناسب با عمق افزایش می‌یابد:

$$P = k \gamma_s z \quad (۳-۴)$$

P : فشار جانبی زمین (kN)

k : ضریب فشار جانبی زمین (سکون، محرک، مقاوم)

γ_s : وزن مخصوص خاک (kN/m³)

z : عمق پایین‌تر از سطح زمین (m)

عموماً برایند فشار جانبی زمین پشت دیوار در ارتفاع $H/3$ بالاتر از کف دیوار وارد می‌شود. H ارتفاع کل دیوار از سطح زمین پشت سازه تا پایین ریشه دیوار است.

^۱ Plastic clay



ضریب فشار خاک در حالت سکون، محرک و مقاوم می‌بایست در مطالعات ژئوتکنیک تعیین گردد. همانطور که عنوان شد ضریب فشار محرک، سکون و مقاوم خاک با توجه نوع خاک و میزان تغییر شکل می‌تواند تغییر یابد. جهت تعیین ضرایب فشار جانبی خاک به بخش ۳-۵ بازنگری اول راهنمای طراحی دیوارهای حائل (نشریه شماره ۳۰۸) رجوع شود.

۳-۳-۲-۲-۲- فشار خاک در روش‌های ساخت ترانشه‌باز

تعیین بار جانبی وارد بر سازه نگهبان تنها با استفاده از روش‌های عددی امکان‌پذیر بوده و استفاده از روش‌های تحلیلی، و تجربه، برای طراحی مرحله دوم مجاز نیست.

برای تعیین فشار جانبی وارد بر دیوارهای وزنی و غیر وزنی طره‌ای به روش تحلیلی به نشریه شماره ۳۰۸ سازمان برنامه و بودجه مراجعه شود. فشار وارد بر دیوارهای مهارشده (مهارشده با استرات) برای طراحی اولیه در پیوست شماره ۱ ارائه شده است (استفاده از این دیاگرام‌ها به تنهایی پاسخ‌گوی نیاز طراحی نیست و لذا در طراحی مرحله دوم مجاز نیست).

در حالت طراحی دیوار سازه نهایی (عملکرد دائم) فشار جانبی خاک می‌بایست از نوع حالت سکون در نظر گرفته شود. مگر اینکه کارفرما اجازه استفاده از روش مدل‌سازی عددی جهت تعیین بار جانبی وارد بر سازه نهایی در ایستگاه‌های ترانشه باز را به طراح اعلام نماید. در صورت استفاده از این روش لازم است کلیه مراحل اجرا حاذقانه و تاریخچه تنش ناشی از ساخت سازه نگهبان لحاظ گردد. همچنین در مراحل مدل‌سازی اضمحلال کامل سازه نگهبان در نظر گرفته شود.

فشار قائم خاک در این روش ساخت می‌بایست برابر فشار معادل کل وزن خاک ریخته شده روی سازه در نظر گرفته شود. در چنین ایستگاه‌ها یا تونل‌هایی، بار سربار با ضرب عمق خاک (فاصله روی سقف ایستگاه یا تونل تا سطح زمین) در وزن مخصوص خاک قابل محاسبه است. در این حالت اگر نیاز باشد بار آب نیز می‌بایست در نظر گرفته شود (در آینده آب نیز روی ایستگاه را فرا گیرد). در حالتی که خاک بالاتر از تراز آب باشد از وزن مخصوص مرطوب و در حالتی که زیر تراز آب باشد از وزن مخصوص غوطه‌ور می‌بایست استفاده گردد.

اگر ایستگاه یا تونل مطابق شکل (۳-۱) بر روی شمع تکیه داده شده باشد و یا ویژگی خاک در یک محیط خاک نرم بهبود پیدا کرده باشد، به عبارت دیگر تغییر شکل نسبی بین خاک و سازه ایستگاه (یا تونل) مورد انتظار باشد عرض تأثیر دوباره می‌بایست افزایش یابد.

در این حالت بار سرباره با توجه به رابطه زیر محاسبه شود:

$$E_v = (1 + \lambda)\gamma H \quad (\Delta - \nabla)$$

E_v : بار قائم فشار زمین روی سقف ایستگاه یا تونل (kN)

λ : ضریب افزایش بار $(\lambda = (\tan \theta) H/B)$

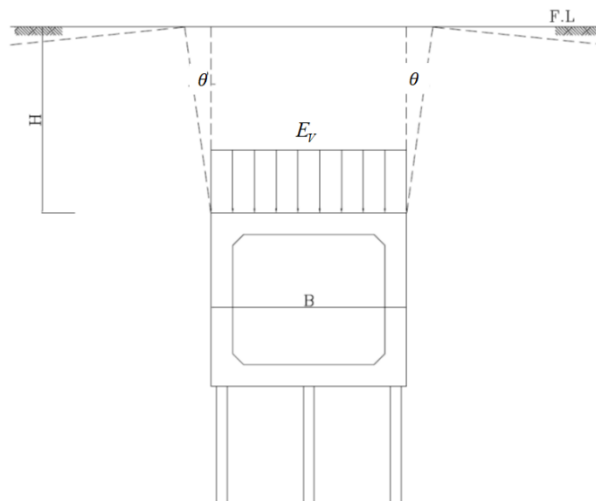


γ : وزن مخصوص خاک روی ایستگاه (kN/m³)

H: ضخامت روباره (m)

B: عرض ایستگاه (m)

$\tan \theta$: ضریب تأثیر ناحیه (در بیشتر حالات برابر ۰/۲۵)



شکل ۳-۱- تعیین فشار قائم خاک ایستگاه تکیه داده شده به شمع و یا در حالتی که خاک کف ایستگاه بهبود یافته باشد

۳-۳-۲-۳- فشار خاک در روش‌های ساخت زیرزمینی

در روش‌های ساخت زیرزمینی نیز تعیین بار جانبی وارد بر سازه نگهدارنده تنها با استفاده از روش‌های عددی امکان پذیر بوده و استفاده از روش‌های تحلیلی و تجربی برای طراحی مرحله دوم مجاز نیست. استفاده از روابط تحلیلی یا تجربی با توجه به جنس خاک و روش حفاری صرفاً به منظور برآورد اولیه یا صحت سنجی اولیه و دستی از نتایج تحلیل‌های عددی کاربرد دارد.

در صورت عدم استفاده از مدل‌های عددی، فشار جانبی خاک نیز می‌بایست در حالت سکون در نظر گرفته شود که به صورت خطی از تاج تا کف تونل افزایش می‌یابد.

زمانی که ارتفاع خاک روی تاج تونل کمتر مساوی ۲ برابر قطر تونل باشد کل وزن خاک روی تونل به عنوان فشار E_v می‌بایست در نظر گرفته شود. زمانی که ارتفاع خاک روی تاج تونل از ۲ برابر قطر تونل بیشتر باشد حداقل وزن E_v خاک به اندازه ۲ برابر قطر تونل است. در هر صورت استفاده از روش‌های عددی به منظور محاسبه فشار قائم وارد بر تونل یا ایستگاه الزامی است.



۳-۳-۳- سربار روی زمین (سرباره سطحی ES)

بار سرباره سطحی شامل بار سازه‌های اطراف (موجود و طرح تفصیلی) و حتی بار مربوط به رسوب‌گذاری محتمل در آینده، بار خاک‌ریزی و هر نوع مستحدثات رو زمینی است.

در طراحی سازه نگهبان، سربار سطحی می‌تواند متناسب با شرایط مستحدثات موجود در طول عمر سازه نگهبان در نظر گرفته شود اما در مورد سازه نهایی ایستگاه این بار می‌بایست با توجه به شرایط مستحدثات موجود و آتی (با توجه به طرح تفصیلی شهر) اطراف سازه در نظر گرفته شود. در صورتی که محدوده ایستگاه در طرح تفصیلی شامل مناطقی با حداکثر تا ۵ طبقه بنا با کاربری مسکونی مجاز باشد، بار ۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع و در مناطقی با تعداد طبقات مجاز بیش از ۵ طبقه، به ازای هر طبقه ۱۰ کیلونیوتن بر مترمربع به بار مذکور اضافه می‌شود.

باید توجه داشت اثر بار سطحی در عمق خاک بر اساس روابطی چون بوزینسک یا روابط مشابه، باید در نظر گرفته شود. در صورت عدم مدل‌سازی عددی، نحوه اعمال بار سطحی بر دیوار حائل می‌تواند بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۳-۸ بازنگری اول راهنمای طراحی دیوارهای حائل (ضابطه شماره ۳۰۸) تعیین گردد.

محدوده تأثیر تونل (جهت در نظرگیری بار سازه‌های اطراف) می‌بایست توسط مدل‌سازی عددی و یا روش‌های تجربی تعیین گردد. به عنوان یک تخمین اولیه برای اثر بارگذاری ناشی از سازه‌های اطراف، در صورتی که فاصله افقی سازه مجاور با نزدیک‌ترین وجه تونل از عمق تونل از زیر فونداسیون سازه کمتر باشد، باید در طراحی لحاظ شود. در صورتی که فونداسیون سازه مجاور دارای شمع (و یا هرگونه بهسازی خاک) باشد، که بار را به زیر خط تأثیر منقل می‌کند، این بارها نباید به تونل اعمال شود.

۳-۳-۴- بار ناشی از فشار سیال لوله‌های تأسیسات PI

در صورت استفاده از تأسیسات خاص برای آتش‌نشانی و یا عبور کالورت و یا لوله عبور فاضلاب در ایستگاه (یا تونل) این بار نیز می‌بایست در محاسبات در نظر گرفته شود. در پروژه‌های معمول این بار قابل صرف نظر است. همچنین در صورت احتمال یخ زدگی سیال داخل لوله، ضخامت مناسب یخ در اطراف لوله می‌بایست در نظر گرفته شود.

۳-۳-۵- بار زنده (LL, LS, PL)

بار زنده شامل بار وسایط نقلیه اعم از بار ترافیک خیابان و بار زنده ناشی از عبور قطار، بار پیاده‌رو سطحی، سربار زنده فضاهای داخلی (فضاهای عمومی، اداری و تجهیزاتی)، بار برف و هرگونه بار گذرا است.

بار ترافیک سطحی شامل بار کلیه وسایل نقلیه مندرج در آیین‌نامه راه، بار تراموا و یا قطار رو زمینی، دوچرخه، عابر پیاده و... است. ضوابط بارگذاری ناشی از ترافیک خیابان از آخرین ویرایش آیین‌نامه بارگذاری پل ایران (نشریه ۱۳۹ سازمان برنامه و بودجه کشور) قابل استفاده خواهد بود.



در محاسبه بار ترافیک سطحی اثر ضربه نیز باید در نظر گرفته شود. اثر ضربه به تغییر شکل خاک و ارتعاش وابسته است. زمانی که سربار خاک روی ایستگاه بیشتر از ۲/۵ متر باشد این اثر قابل صرف نظر است. حداقل روباره باید طوری در نظر گرفته شود که عبور تاسیسات شهری به راحتی امکان پذیر باشد. هزینه و تبعات اجرایی افزایش عمق ایستگاه (به منظور عبور تاسیسات از روی سقف) در مقایسه با جابجایی تاسیسات باید بررسی گردد.

در صورت عبور و سایط نقلیه غیر راه آهنی، توصیه می شود حداقل بار ۲۰ کیلو نیوتن بر مترمربع برای کلیه حالات سربار وسایط نقلیه در نظر گرفته شود. ضریب ضربه مطابق رابطه زیر در این بار می بایست اعمال گردد:

$$IM = 1.33 - 0.135H \geq 1.0 \quad (6-3)$$

IM: ضریب ضربه

H: ضخامت خاک روی سازه (m)

بارهای زنده ناشی از عبور قطار در تونل و یا ایستگاه، بر اساس مشخصات واگن های قطار شهری و لکوموتیوهای تعمیراتی که در مسیر تردد خواهند کرد و با توجه به ضوابط احتمالی ابلاغی مراجع ذی صلاح می بایست تعیین گردد. بار افراد (محل پیاده رو) روی سطح زمین حداقل برابر ۳/۵ کیلونیوتن بر مترمربع می بایست در نظر گرفته شود. در مورد بار زنده فضاهای داخلی می توان از ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده کرد (به شرطی که از مقادیر جدول ۷-۳ کمتر نباشد). جدول ۷-۳ به عنوان حداقل مقادیر بارهای زنده در فضاهای عمومی، اداری و خدماتی مدنظر است. در صورت عدم وجود مشخصات بارگذاری فضاهای تجهیزاتی، می توان از بارگذاری مندرج در جدول ۷-۳ در تحلیل ها استفاده نمود.

جدول ۷-۳- خلاصه بارهای زنده

نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع
فضاهای عمومی	سالن فروش بلیت و سکوها
	راهروهای عمومی
	پله های عمومی
	دستشویی های عمومی
فضاهای اداری - خدماتی (نظیر اتاق ها و راهروهای اداری)	۳/۵
فضاهای تجهیزاتی (نظیر هواسازها، اتاق فنی، اتاق باتری و...)	۱۵

در سقف های کاذب تونل و ایستگاه که دارای ابعادی هستند که انسان عبور می کند و برای نگهداری تجهیزات تهویه از سقف آویزان می شوند، بار زنده متناسب با آن می بایست در سراسر سقف در نظر گرفته شود. این بار مجزا از بار تجهیزات و خود سقف است.

بار برف در دو حالت می بایست در نظر گرفته شود و در صورت نیاز اعمال گردد.



الف- زمانی که ترافیک وسایط حمل و نقل روی برف فشرده شده برقرار باشد. در این حالت پیشنهاد می‌شود در مناطق برفی ۴ تا ۶ بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار معادل ۱ کیلونیوتن بر مترمربع علاوه بر بار ترافیک در نظر گرفته شود.

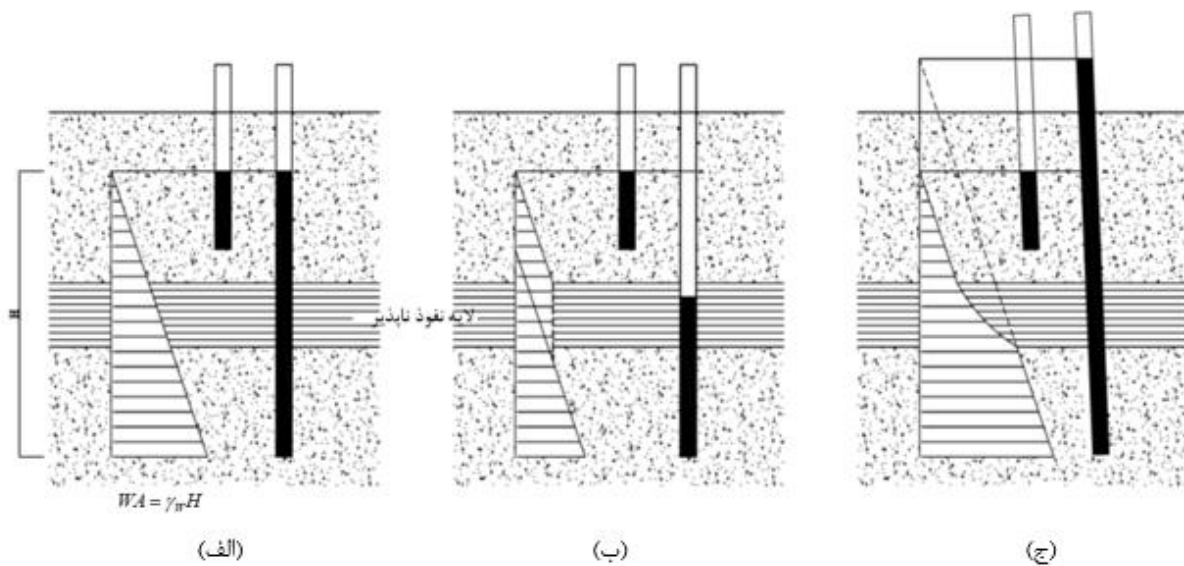
ب- زمانی که بدلیل برف زیاد امکان ترافیک وسایط حمل و نقل ممکن نباشد. در این حالت بار برف معادل مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان می‌بایست در نظر گرفته شود.

۳-۳-۶- بار آب (WA_{tsu}, WA_T, WA_F, WA)

WA بار آبی است که در طول دوره ساخت به سازه وارد می‌شود و به روش ساخت سازه بستگی دارد. تراز آب زیرزمینی به‌عنوان بخشی مهم از اطلاعات بالادستی در طراحی سازه زیرزمینی است. تعیین تغییرات تراز آب زیرزمینی در اثر تغییرات فصلی، سیل، پدیده‌های جزر و مد به‌عنوان بخشی مهم از اکتشافات زیرزمینی می‌بایست در نظر گرفته شود. ارائه دو تراز آب زیرزمینی (موجود و محتمل حداقل و حداکثر) در اطلاعات بالادستی ضروری است. در هر حال تغییرات طولانی مدت در سطح آب زیرزمینی باید در طراحی لحاظ شود. در صورت نیاز بار سیل با دوره بازگشت ۵۰۰ سال باید به‌عنوان یک بار در طراحی‌ها لحاظ شود.

در خاک‌های دانه‌ای با ضریب نفوذ بالا، بار آب می‌تواند به‌عنوان بار مجزا در نظر گرفته شود. فشار آب عموماً به‌صورت خطی توزیع می‌شود (شکل ۲-۳ الف)). در زمین‌هایی که آب زیرزمینی پمپ می‌شود، فشار آب در قسمت پایین لایه نفوذناپذیر کمتر از قسمت بالای آن است (شکل ۲-۳ ب)). همچنین در موقعیت‌های مکانی مانند کوهپایه یا پایین یک حوزه آبریز، یا مجاورت یک آب جاری، فشار آب در پایین لایه نفوذناپذیر بیشتر از فشار در بالای آن است (شکل ۲-۳ ج)). در هر حال ممکن است به علت وجود یک لایه نفوذناپذیر توزیع فشار آب چند خطی باشد. زمانی که آب در یک لایه نفوذناپذیر تحت فشار باشد و یا در کنار یک حوزه تغذیه آب باشد، تعیین تراز آب زیرزمینی بسیار حائز اهمیت است.





شکل ۳-۲- تعیین تراز آب زیرزمینی

مقدار بار آب وارد بر تونل و یا ایستگاه زیرزمینی بر اساس تراز آب زیرزمینی تعیین می‌شود (رابطه ۳-۱۱). این بار به صورت خطی و از سقف تا فونداسیون ایستگاه می‌بایست در نظر گرفته شود. در نظر گرفتن بار مذکور در ایستگاه‌های کند و پوش و یا پوش کند ضروری است. تعیین فشار آب با استفاده از رابطه ۳-۷ در ایستگاه‌های زیرزمینی (شمع و ریب و یا ساخت مرحله‌ای) قابل قبول و در جهت اطمینان است. اما در تونل‌های حفر شده در سنگ و با عمق زیاد، رابطه ۳-۷ منجر به مقادیر بسیار محافظه کارانه و غیر واقعی فشار آب می‌شود.

$$WA = \gamma_w h \quad (3-7)$$

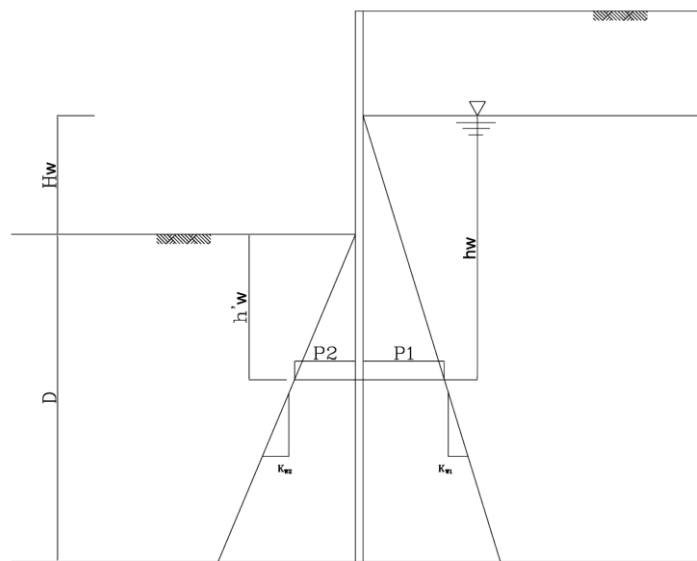
γ_w : وزن مخصوص آب (kN/m^3)

h : فاصله هر نقطه تا بالاترین سطح تراز آب (m)

در صورت استفاده از سیستم زهکشی فعال، فشار آب کاهش می‌یابد. در صورت وجود سیستم زهکشی فعال، فشار آب واقعی وارد بر سازه بر اساس نرخ جریان آب تعیین می‌شود.

در خاک‌های ماسه‌ای و زمانی که سازه نگهبان تا یک لایه نفوذپذیر ادامه دارد آب زیرزمینی از پشت سازه نگهبان به داخل محدوده حفاری شده نفوذ می‌کند.





شکل ۳-۳- توزیع فشار آب در خاک‌های دانه‌ای

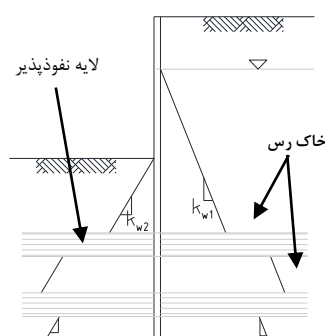
در این حالت بر اساس پارامترهای شکل ۳-۳، روابط تقریبی زیر جهت تعیین توزیع فشار آب کاربرد دارند:

$$i = \frac{H_w}{H_w + 2D} \quad (۸-۳)$$

$$K_{w1} = 1 - i \quad P_1 = K_{w1} h_w \quad (۹-۳)$$

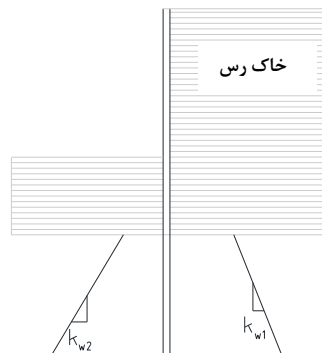
$$K_{w2} = 1 + i \quad P_2 = K_{w2} h'_w \quad (۱۰-۳)$$

• در صورتی که خاک رس و غیر قابل نفوذ باشد شکل ۳-۴ نشان دهنده توزیع فشار آب در دو طرف خواهد بود.



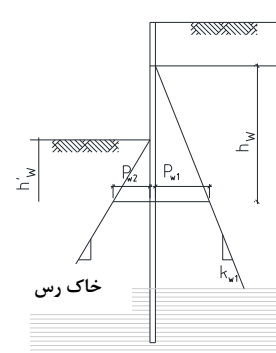
$$K_{w1} = K_{w2} = 1.0$$

(ج)



$$K_{w1} = K_{w2} = 1.0$$

(ب)



$$K_{w1} = K_{w2} = 1.0$$

(الف)

$$P_{w1} = K_{w1} h_w$$

$$P_{w2} = K_{w2} h'_w$$

شکل ۳-۴- (الف) توزیع فشار آب زمانی که لایه نفوذناپذیر پایین باشد (ب) توزیع فشار آب زمانی که لایه نفوذناپذیر بالا باشد (ج) توزیع فشار آب زمانی که خاک دارای لایه‌های متناوب نفوذناپذیر باشد

در این حالت به صورت تقریبی:



$$K_{W1} = K_{W2} = 1$$

$$P_1 = K_{W1} h_w$$

$$P_2 = K_{W1} h'_w$$

(۱۱-۳)

تونل‌هایی (ایستگاه‌هایی) که در مجاورت رودخانه یا مسیل هستند و یا تونل‌هایی که در خط ساحلی هستند در معرض سیل و یا سونامی هستند. اثر سیل و سونامی بر تراز آب و بار آب می‌بایست به صورت شفاف در گزارش‌های مرتبط منعکس گردد. این اثرها نیازی نیست که با سایر بارهای بحرانی ترکیب شوند.

زمانی که کنترل برکنش^۱ انجام می‌شود صرفاً نیروهای دائمی به عنوان نیروی مقاوم در نظر گرفته می‌شوند. وزن المان‌هایی که ممکن است برداشته شوند مانند تابلوها، تجهیزات، قطار، افراد، نازک‌کاری معماری، سقف کاذب و... نباید در این محاسبه در نظر گرفته شود. همچنین اثر آب زیرزمینی باید در ترکیب بارهای شامل فشار زمین جهت تعیین اثر آن بر لاینیگ مد نظر باشد.

در تعیین فشار جانبی آب توجه به تغییرات تراز آب زیرزمینی در اثر تغییرات فصلی، سیل، پدیده‌های جزر و مد ضروری است. همچنین در صورت آبکشی در مراحل ساخت، توجه به افت مرحله به مرحله تراز آب در مراحل حفاری ضروری است. به عبارتی بارگذاری انتخاب شده، باید پوش تلاش‌های ایجاد شده در اعضای سازه در کلیه مراحل نهایی حفاری را شامل شود. از طرفی وجود لایه‌ها با ضریب نفوذپذیری متفاوت می‌تواند توزیع فشار آب را تحت تأثیر قرار دهد. لذا پیشنهاد می‌شود به منظور تعیین بار جانبی و برکنش وارد بر سازه از نرم‌افزارهای عددی (المان محدود یا تفاضل محدود)، استفاده گردد.

۳-۳-۷- بار فشار هوا (AP)

بار فشار هوا به وسیله سیستم تهویه تونل (یا ایستگاه) و یا حرکت قطار تولید می‌شود. این بار در طراحی سازه ایستگاه و یا تونل تأثیرگذار نیست. اما ممکن است تجهیزات و اتصالات آن‌ها در معرض خرابی ناشی از خستگی تحت این بار باشند.

۳-۳-۸- اثرات زلزله (EQ)

این اثرات به صورت مجزا در فصل چهارم ارائه خواهد شد.

۳-۳-۹- اثرات دمای یکنواخت (Tu)

اثر تغییرات دما معمولاً تا عمق ۰/۵ متری زمین قابل توجه است. لذا در سازه‌های زیرزمینی این اثر قابل اغماض است. در حالتی که بخشی از ایستگاه یا همه آن به صورت روزمینی باشد اثرات متغیر دما می‌بایست در نظر گرفته شود.

^۱ Uplift



اساساً اثر تغییر یکنواخت دما در سازه‌ها چندان تأثیرگذار نیست و قابل اغماض است. اعضای مانند سقف کاذب و یا کف‌ها و تجهیزاتی که داکت‌های تهویه را عبور می‌دهند معمولاً تحت دمای یکنواخت قرار دارند. در این اعضا تغییر طول دمایی برابر است با:

$$\Delta l = \alpha L (T_{\max} - T_{\min}) \quad (۱۲-۳)$$

L : طول انبساطی (m)

α : ضریب انبساط گرمایی ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

$T_{\max}$: حداکثر دمای طراحی ($^{\circ}\text{C}$)

$T_{\min}$: حداقل دمای طراحی ($^{\circ}\text{C}$)

۳-۳-۱۰- اثرات گرادیان حرارتی (TG)

گرادیان حرارتی بین سطح داخلی سازه اصلی ایستگاه یا تونل و سطح خارجی آن (سطح مجاور خاک) تابعی از متوسط تغییرات سالانه دمای محیط بیرون ایستگاه و در سطح زمین است.

برای اعضای مجاور خاک ایستگاه با ضخامت کمتر از ۸۰ سانتیمتر گرادیان حرارتی بین سطح بیرونی و داخلی حدود ۲,۲ درجه سانتی‌گراد به ازای هر ۱۱ درجه تغییر متوسط دمای سالانه محیط هوای بیرون است (سطح زمین). تغییرات متوسط دمای سالانه می‌بایست از مراجع ذیصلاح استعلام گردد.



۳-۳-۱۱- اثرات جمع شدگی (SH)

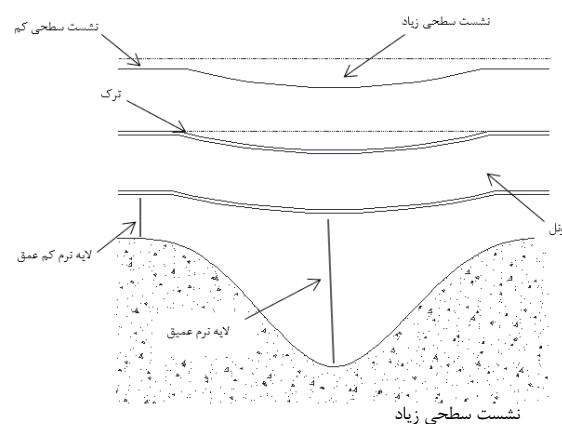
برای تعیین بار مربوط به این حالت در صورت لزوم، می‌بایست از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) استفاده گردد.

۳-۳-۱۲- اثرات جمع شدگی (CR)

برای تعیین بار مربوط به این حالت در صورت لزوم، می‌بایست از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) استفاده گردد.

۳-۳-۱۳- نشست (SE)

حفاری و یا خاکریزی اطراف تونل، ساخت سازه‌های خاص، نشست تحکیمی، تغییرات زیاد آب، تغییرات زمین در طول ایستگاه یا تونل، بارگذاری نامتقارن عرضی یا طولی ممکن است منجر به نشست غیرهمسان شود. این اثرات در واقع ممکن است باعث تغییرات اساسی در شرایط بارگذاری تونل و به تبع آن تغییر شکل در طول تونل شود. همچنین تغییرات ضخامت لایه خاک ضعیف در طول تونل (شکل ۳-۵) ممکن است باعث تغییر شکل در طول تونل شود. اثرات تغییر شکل طولی می‌تواند با در نظر گرفتن درزهای مناسب به حداقل برسد.



شکل ۳-۵- نشست طولی تونل به دلیل نشست زمین

۳-۳-۱۴- بار انفجار (BL)

در صورت لزوم میزان و نحوه اعمال این بار بر سازه، بر اساس ضوابط پدافند غیرعامل تعیین می‌گردد.

۳-۳-۱۵- اثرات آتش‌سوزی (FL)

با توجه به استاندارد NFPA-220 سازه‌ها از نظر مقاومت در برابر حریق به پنج گروه تقسیم می‌شوند که سازه‌ایستگاه‌ها و تونل‌ها طبق NFPA-130 در گروه یک و دو قرار می‌گیرند. ضوابط مربوط به محافظت در برابر آتش‌سوزی از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) می‌بایست تعیین گردد.



۳-۳-۱۶- بار حین ساخت (CS)

بارهای حین ساخت وارد بر سازه‌ایستگاه و یا تونل وابسته به روش ساخت و تکنولوژی به کار رفته در ساخت است. بارهای حین ساخت معمولاً به سازه نگهبان وارد می‌شوند. در هر حال موارد زیر در طراحی سازه اصلی می‌بایست در نظر گرفته شود.

در ساخت مرحله به مرحله ایستگاه زمانی که با وجود سازه اصلی استرات‌ها حذف می‌شوند، می‌بایست بار فشار خاک و آب به سازه اصلی وارد شود.

در حالت ساخت بخشی از سازه اصلی در حین ساخت سازه نگهبان می‌بایست به بارهای ناشی از مراحل ساخت توجه ویژه گردد.

در روش ساخت دیوار دیافراگمی سازه اصلی و نگهبان یکسان هستند. لذا بارهای حین ساخت ناشی از ماشین‌آلات می‌بایست در طراحی سازه اصلی در نظر گرفته شود.

در روش ساخت بالا به پایین و یا پوش و کند، بارهای حین اجرا چون قالب هیدرولیک بتنی می‌بایست در طراحی اجزا در نظر گرفته شود.

بار اجزا و ماشین‌آلات سازه‌ی که بر بخش‌هایی از سازه متصل می‌شوند می‌بایست در طراحی در نظر گرفته شوند (بار نصب یا جابه‌جایی تجهیزات).

۳-۳-۱۷- سایر بارگذاری‌ها

روش اجرا و مراحل ساخت می‌تواند شرایطی سخت‌تر از بارگذاری عمومی تشریح شده در این فصل را ایجاد نماید. تنش در سازه نیمه ساخته شده و در مراحل مختلف باید کنترل شود. به عبارتی مراحل میانی ساخت سازه می‌تواند به مراتب بحرانی‌تر باشد و نسبت به مرحله پایانی ساخت کنترل کننده باشد. لذا اثرات بارهای ناشی از مراحل خاک‌برداری و دیگر بارهای موقت حین ساخت، باید در طراحی لحاظ شود.

تأکید می‌گردد روند و مراحل ساخت ممکن است بارگذاری بحرانی‌تری از آنچه تشریح شد را به سازه اعمال کند. تمامی انواع تونل‌ها باید در برابر بارهای ناشی از روند ساخت و ساز طراحی شوند. طراح مسئول تبیین روش ساخت و تشریح پیش‌فرض‌های ساخت و ساز در نقشه‌ها است. اگر گزینه‌های جایگزین یا گزینه پیشنهادی روش اجرا توسط پیمانکار ارائه شود باید مراحل تحلیل و محاسبات آن مطابق جزئیات متناظر انجام شود.

بارهایی که می‌تواند ناشی از توالی و روش اجرا باشد عبارت‌اند از:

- بازکردن قالب قبل از رسیدن بتن به مقاومت ۲۸ روزه
- بار ناشی از تجهیزات موقتی مانند تهویه، روشنایی، کابل برق، تسمه نقاله و غیره
- فشار پیش‌ران TBM



- بار تحمیلی به سگمنت‌ها به علت جابه‌جایی، انبار کردن، حمل و نصب
- بار تحمیلی به علت حرکت ماشین‌آلات در داخل تونل
- بار تحمیلی توسط گروت یا پشته‌ریزی

۳-۳-۱۸- بارگذاری نامتقارن

پیشنهاد می‌شود در صورت تشخیص طراح، بارگذاری نامتقارن در طراحی ایستگاه‌ها و تونل‌ها به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- حداکثر فشار جانبی خاک در حالت سکون در یک سمت و حالت محرک در سمت دیگر می‌تواند در محیط‌های شهری در نظر گرفته شود.
- حداکثر بارهای قائم شامل بارهای مرده، زنده و سربار و حداکثر فشار جانبی خاک (سکون) در یک سمت سازه و فشار جانبی خاک (محرک) در سوی دیگر می‌تواند در محیط‌های شهری در نظر گرفته شود.
- در شرایطی که احتمال خاک‌برداری کامل یا ناقص یک گود مهارنشده در یک سمت سازه وجود داشته باشد، اثر این خاک‌برداری به صورت اعمال فشار خاک صفر در سمت گودبرداری شده و اعمال فشار خاک سکون در سمت مقابل آن در نظر گرفته شود.



فصل ۴

ملاحظات لرندهای



۴-۱- مقدمه

در این فصل ضوابط مربوط به تحلیل، ارزیابی و طراحی لرزه‌های سازه دیوار حائل (وزنی یا غیروزی)، ایستگاه و یا تونل و شفت‌های قائم ارائه می‌شود. ملاحظات طراحی سازه‌های جنبی، سازه‌های روزمینی مرتبط با ایستگاه (ورودی‌ها و...)، سازه‌های مسیر مانند هواکش‌های روزمینی و یا رکتیفایر روزمینی، سازه کنترل و... نیز در این فصل اشاره شده است. لازم به ذکر است الزامات مربوط به تحلیل و طراحی لرزه‌ای اعضا غیرسازه‌ای و الحاقی نظیر دستگاه‌های هوا ساز و سازه‌های اداری و خدماتی خارج از دامنه کاربرد این دستورالعمل است. این اعضا می‌بایست بر اساس ضوابط مندرج در آیین‌نامه‌های سازه‌ای معتبر طراحی گردند.

آنالیز لرزه‌ای کلیه سازه‌ها با عملکرد دائم الزامی است. با توجه به عملکرد موقت سازه نگهبان در سازه‌های زیرزمینی، سازه نگهبان نباید برای عملکرد لرزه‌ای طراحی شود. در صورتی که عمر مفید سازه نگهبان بیشتر از آنچه در نشریه ذکر شده در نظر گرفته شود، اعمال بار زلزله برای آن سازه الزامی است.

پارامترهایی که بر عملکرد لرزه‌ای تونل‌ها و سازه‌های زیرزمینی مؤثر هستند عبارت‌اند از:

- **خطر لرزه‌ای:** به تأثیرات زمین لرزه‌ای و گسیختگی‌های سطح زمین اشاره دارد. با توجه به عملکرد تونل در حین زلزله، اثرات خسارت‌های ناشی از گسیختگی زمین از اثرات حرکات سطح زمین بیشتر است.
- **شرایط زمین‌شناسی ساختگاه:** خطر لرزه‌ای شرایط نامطلوب ساختگاه شامل خاک‌های سست، نواحی برشی، مرزهای بین خاک و سنگ بستر و محیط‌های محصور با سختی‌های متفاوت است. این گونه شرایط می‌تواند باعث بروز تمرکز تنش در سازه اصلی تونل و یا تغییر مکان‌های تفاضلی در تونل در حین وقوع زلزله گردد.
- **شرایط طراحی، ساخت و اجرای تونل و یا سازه زیرزمینی:** نحوه طراحی، ساخت، اجرا و شرایط تونل (نظیر سازه اصلی تونل، سیستم مهاری، اتصال تونل‌ها با سازه‌های دیگر، میزان ترک‌خوردگی، خوردگی و زوال بتن یا میلگرد تونل‌های موجود) می‌تواند بر رفتار لرزه‌ای تونل تأثیر داشته باشد.

۴-۲- ملاحظات لرزه‌ای سازه زیرزمینی (ایستگاه و تونل)

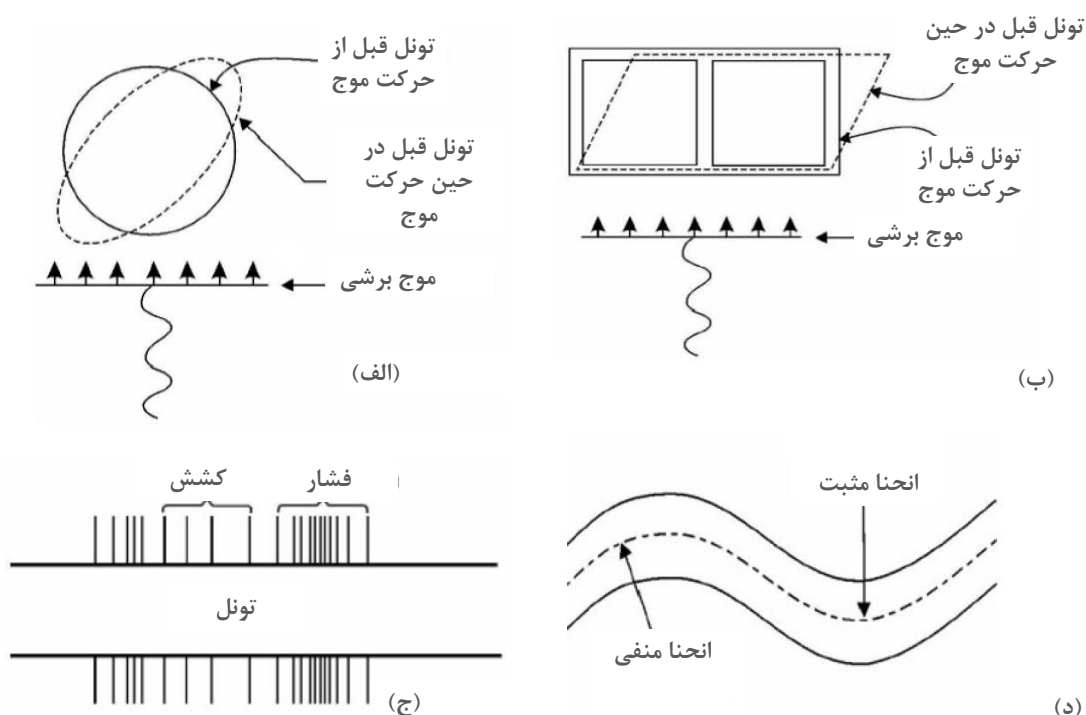
اثرات زلزله بر روی سازه‌های مهندسی را می‌توان به دو دسته اثرات گذرا یا همان تکان‌های زمین و اثرات ماندگار زمین نظیر روانگرایی، تغییر مکان گسل و ناپایداری شیب‌ها تقسیم کرد.

در حین ارتعاش زمین سازه‌های زیرزمینی تحت سه مود تغییر شکلی اصلی بیضوی، محوری و انحنایی قرار می‌گیرند

(شکل ۴-۱).



تغییر شکل‌های بیضوی یا اعوجاجی معمولاً به دلیل انتشار امواج لرزه‌ای متعامد بر راستای طولی تونل به وجود آمده و موجب تغییر شکل‌ها در صفحه مقطع عرضی تونل می‌گردد. برای این مود تغییر شکلی، انتشار امواج برشی قائم عموماً به‌عنوان بحرانی‌ترین نوع موج برشی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۴-۱- مودهای تغییر شکلی تونل تحت انتشار امواج، (الف) بیضوی در تونل با مقطع دایره‌ای، (ب) اعوجاجی در تونل با مقطع مستطیلی، (ج) محوری، (د) انحنایی

در حین وقوع زلزله سازه‌های مستطیلی شکل مدفون در خاک یا سنگ بستر، تغییر مکان‌های اعوجاج صفحه‌ای ناشی از تغییر شکل‌های برشی زمین را به نوعی مشابه فرم بیضوی مقاطع دایره‌ای تجربه خواهند کرد. اثر تغییر شکل اعوجاجی بر روی سازه مستطیلی مشابه شرایط بارگذاری غیرمتعادل است. برای سازه‌های جعبه‌ای شکل صلب، بحرانی‌ترین مود احتمالی خسارت ناشی از اثر اعوجاج، افزایش تنش در بالا و پایین اتصالات است.

تغییر مکان‌های انحنایی و محوری با توجه به مؤلفه‌های انتشار امواج لرزه‌ای در راستای محور طولی تونل به سازه اعمال می‌گردند. در نتیجه سازه تونل تحت کرنش‌های خمشی و محوری اعمالی از تغییر شکل‌های محوری و انحنایی ناشی از خاک محصور کننده قرار می‌گیرد.

با توجه به اهمیت سازه، سطح خطر لرزه‌ای و میزان پیچیدگی سیستم اندرکنشی خاک-سازه، پاسخ طولی سازه‌های تونل می‌بایست بر اساس روش ساده شده یا مدل‌سازی‌های عددی (به طور مثال تحلیل تاریخچه زمانی) تعیین گردند. روش مدل‌سازی عددی می‌تواند در تعیین پاسخ طولی بکار گرفته شده و می‌بایست در مواردی مورد استفاده قرار گیرند



که تونل‌ها در معرض تغییرات ناگهانی در سختی بوده و یا شرایط مصالح محصور کننده سازه به شدت متغیر بوده به گونه‌ای که موجب تغییرات امواج زمین گردد. این شرایط شامل موارد زیر است:

- زمانی که مقطع تونل به انتهای ایستگاه و یا سازه‌های صلب نظیر سازه تهویه متصل شده باشد. که البته پیشنهاد می‌شود همواره در این مقاطع از درز استفاده شود.
- در محل تلاقی دو تونل و یا در محل تماس مسیرهای عرضی بین تونل‌ها
- زمانی که تونل از داخل دو محیط محصور کننده متفاوت عبور کند. برای مثال زمانی که تونل از داخل محل تماس خاک و سنگ بستر عبور می‌کند
- زمانی که به صورت موضعی در برابر هرگونه تغییر مکان مقید شده باشد

۴-۲-۱- تحلیل خطر لرزه‌ای

تحلیل خطر لرزه‌ای به صورت احتمالاتی و تعینی و به منظور برآورد کلیه پارامترهای مندرج در این فصل ضروری است. تحلیل خطر لرزه‌ای می‌بایست برای کلیه ایستگاه‌ها و کل طول خط انجام گردد.

۴-۲-۲- معیارهای عملکرد و سطوح طراحی لرزه‌ای

به منظور تحلیل و طراحی لرزه‌ای تونل‌ها می‌بایست یک معیار عملکرد هدف دو سطحی بکار گرفته شود. سازه می‌بایست سطح بالایی از ایمنی جانی را در حین و بعد از زلزله طرح حداکثر^۱ فراهم نماید. همچنین سازه باید در حین و بعد از زلزله سطح بهره‌برداری^۲ به خدمت‌پذیری ادامه دهد. برای تعیین دوره بازگشت زلزله، حداقل عمر سازه باید ۱۰۰ سال در نظر گرفته شود. مگر در مواردیکه کارفرما انتظارات بیشتری در خصوص عمر مفید سازه داشته باشد.

۴-۲-۲-۱- زلزله طرح حداکثر (SEE^۳, MDE)

زلزله طرح حداکثر در تحلیل خطر لرزه‌ای تعینی (DSHA^۴) به عنوان سطح حداکثر حرکت قابل انتظار در ساختگاه تعریف می‌شود. در یک تحلیل خطر احتمالاتی (PSHA^۵)، زلزله طرح حداکثر به عنوان زلزله‌ای تعریف شده که احتمال وقوع آن در طول عمر سازه کم باشد. احتمال فراگذشت این زلزله در عمر مفید سازه بین ۳ تا ۵ درصد است. ظرفیت مورد نیاز اعضا سازه‌ای تحت چنین زلزله‌هایی می‌بایست با احتساب بدترین حالت‌های ترکیب بارهای زنده، مرده و زلزله تعیین گردد.

^۱ Maximum Design Earthquake(MDE)

^۲ Operational Design Earthquake(ODE)

^۳ Safety Evaluation Earthquake

^۴ - Deterministic seismic hazard analysis

^۵ - Probabilistic seismic hazard analysis



بعد از وقوع زلزله‌ی طرح حداکثر وقفه محدود در سرویس رسانی مجاز است. عملکرد رفتار غیرالاستیک سازه‌ها در چنین زلزله‌هایی قابل قبول است هرچند که هیچ‌گونه گسیختگی و یا فروریزش که منجر به خطرات جانی گردد، مجاز نیست. هرگونه خسارت سازه‌ای می‌بایست قابل کنترل بوده و تنها محدود به اجزا سازه‌ای باشد که قابل ترمیم نیز باشند.

• زلزله سطح بهره‌برداری (FEE^۱, ODE)

زلزله سطح بهره‌برداری به‌عنوان زلزله‌ای با احتمال وقوع بالا (حداقل یکبار) در طول عمر سازه تعریف می‌شود. احتمال فراگذشت این زلزله در عمر مفید سازه بین ۴۰ تا ۵۰ درصد است. در حین و بعد از وقوع چنین زلزله‌هایی، می‌بایست کمترین میزان وقفه در سرویس‌رسانی و عملکرد باشد و پاسخ سازه می‌بایست در محدوده الاستیک باشد. همچنین هیچ‌گونه، گسیختگی و فروریزی تحت چنین زلزله‌هایی مجاز نبوده و تنها خسارت‌های حداقل و بسیار جزئی مورد پذیرش است. پس از وقوع زلزله و انجام بازرسی، سازه لازم است که بلافاصله مورد بهره‌برداری قرار گیرد.

۴-۲-۳- پارامترهای حرکت زمین

پارامترهای طراحی حرکت زمین ساختگاه نظیر حداکثر شتاب، سرعت و تغییر مکان باید با توجه انجام تحلیل خطر حرکت زمین و بر اساس یکی از دو روش زیر برآورد گردند:

(۱) استفاده از داده‌های تحلیل خطر موجود

(۲) بر اساس نتایج حاصل از تحلیل خطر لرزه‌ای ویژه ساختگاه

حداکثر دامنه شتاب، PGA، صرفاً بر اساس گزارش تحلیل خطر قابل قبول است. اساساً تأکید نشریه حاضر بر این است که پارامترهای حرکت زمین از مطالعات تحلیل خطر تعیین شوند. در صورت نبود اطلاعات تحلیل خطر در مورد پارامترهای حرکت زمین (به غیر از PGA)، این مقادیر را می‌توان با استناد بر روش‌های معتبر ارائه شده توسط محققین داخلی، نشریات سازمان‌های مسئول و یا با استفاده از روش ارائه شده در بند ۴-۲-۳-۱ محاسبه نمود.

۴-۳-۲-۱- حداکثر دامنه‌های تغییر مکان، سرعت

در صورت فقدان نتایج PGV و PGD مربوط به ساختگاه، از جداول ۴-۱ و ۴-۲ می‌توان برای تعیین این پارامترها با توجه به مقدار PGA حاصل از مطالعات تحلیل خطر استفاده کرد.



^۱ Functionality Design Earthquake

جدول ۴-۱- نسبت‌های بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب سطح زمین در خاک و سنگ بستر

نسبت سرعت بیشینه زمین (cm/s) به بیشینه شتاب زمین (g)			بزرگای زلزله (M_w)
فاصله مرکز زلزله تا ساختگاه (km)			
۱۰۰-۵۰	۵۰-۲۰	۲۰-۰	
			سنگ بستر ^۱
۸۶	۷۶	۶۶	۶/۵
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷/۵
۱۵۲	۱۴۰	۱۲۷	۸/۵
			خاک متراکم ^۲
۱۰۹	۱۰۲	۹۴	۶/۵
۱۵۵	۱۲۷	۱۴۰	۷/۵
۱۹۳	۱۸۸	۱۸۰	۸/۵
			خاک نرم (سست) ^۳
۱۴۲	۱۳۲	۱۴۰	۶/۵
۲۰۱	۱۶۵	۲۰۸	۷/۵
۲۵۱	۲۴۴	۲۶۹	۸/۵

نوع آبرفت بیانگر محدوده‌های سرعت موج برشی زیر می‌باشند: ۱. سنگ بستر بیش از ۷۵۰ متر بر ثانیه، ۲. خاک متراکم و سخت بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه و ۳. خاک سست کوچک‌تر از ۱۷۵ متر بر ثانیه. رابطه بین بیشینه سرعت و شتاب در خاک‌های سست عدم قطعیت بیشتری دارد.

جدول ۴-۲- نسبت‌های بیشینه تغییر مکان زمین به بیشینه شتاب سطح زمین در خاک و سنگ بستر

نسبت تغییر مکان بیشینه زمین (cm) به بیشینه شتاب زمین (g)			بزرگای زلزله (M_w)
فاصله مرکز زلزله تا ساختگاه (km)			
۱۰۰-۵۰	۵۰-۲۰	۲۰-۰	
سنگ بستر			
۳۰	۲۳	۱۸	۶/۵
۶۹	۵۶	۴۳	۷/۵
۱۱۹	۹۹	۸۱	۸/۵
خاک متراکم			
۴۸	۴۱	۳۵	۶/۵
۱۱۲	۹۹	۸۹	۷/۵
۱۹۱	۱۷۸	۱۶۵	۸/۵
خاک نرم (سست)			
۷۶	۷۴	۷۱	۶/۵
۱۷۸	۱۷۸	۱۷۸	۷/۵
۳۰۵	۳۲۰	۳۳۰	۸/۵



برای برآوردهای ابتدایی و اولیه، می‌توان مقدار PGV (بر حسب m/s) را بر اساس میزان شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب ۱ (S_1) ثانیه از رابطه زیر نیز بدست آورد.

$$PGV = 1.4F_v S_1 \quad (۱-۴)$$

در رابطه فوق F_v ضریب ساختگاه است. که در جدول ۴-۳ ارائه شده است. کلاس ساختگاه با توجه به مشخصات خاک، طبق جدول ۴-۴ تعیین می‌شود.

جدول ۴-۳- مقادیر F_v بر اساس خاک ساختگاه

کلاس خاک ساختگاه	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸
B	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
C	۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۴	۱/۳
D	۲/۴	۲/۰	۱/۸	۱/۶	۱/۵
E	۳/۵	۳/۲	۲/۸	۲/۴	۲/۴
F	نیاز به تحلیل ویژه ساختگاه است				

جدول ۴-۴- کلاس‌بندی خاک ساختگاه

کلاس خاک ساختگاه	نوع خاک	متوسط سرعت موج برشی V_s (m / s)	متوسط تعداد SPT (N_{60})	متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده S_u (kPa)
A	سنگ بستر سخت	>1500	-	-
B	سنگ	بین ۷۵۰ تا ۱۵۰۰	-	-
C	خاک با تراکم بالا یا سنگ سست	بین ۳۷۵ تا ۷۵۰	>50	>100
D	خاک متراکم تا متوسط	بین ۱۷۵ تا ۳۷۵	بین ۱۵ تا ۵۰	بین ۵۰ تا ۱۰۰
E	خاک متوسط تا نرم	<175	<15	<50
F	خاک حساس	(*)		

(*) خاک‌های با شرایط زیر، خاک حساس می‌باشند:

- خاک‌های آسیب‌پذیر دارای پتانسیل گسیختگی در برابر تحریک‌های لرزه‌ای نظیر خاک‌های روانگرا، رس‌ها با حساسیت بالا و خاک‌های سست سیمانی
- رس به شدت ارگانیک با ضخامت حداقل ۳ متر
- رس با پلاستیسیته بالا (حداقل ضخامت ۷/۵ متر و $PI>75$)

میزان حرکت‌های زمین معمولاً در عمق کاهش می‌یابد. با عبور و انتشار موج برشی دوره تناوب ارتعاش و دامنه حرکت زمین در داخل خاک‌های سست کاهش یافته که نیازمند اعمال تحلیل انتشار موج است. در صورت در اختیار نداشتن داده‌ها و یا نبود روش‌های دقیق عددی، از جدول ۴-۵ می‌توان برای تعیین رابطه بین تغییرات حرکت زمین در عمق و سطح زمین استفاده کرد. عمق تونل در این جدول متناظر با عمق میانه تونل است.



جدول ۴-۵- نسبت‌های حرکت زمین در عمق به مقدار متناظر در سطح زمین

نسبت شتاب زمین در عمق تونل به شتاب سطح زمین	عمق تونل (m)
۱/۰	≤ 6
۰/۹	۶-۱۵
۰/۸	۱۵-۳۰
۰/۷	≥ 30

مطالعات آزمایشگاهی پیشین نشان دادند که مقادیر مدول برشی وابسته به سطوح کرنش‌های برشی می‌باشند. در سطوح پایین کرنش برشی (10^{-4} درصد)، مقادیر مدول برشی را می‌توان از طریق اندازه‌گیری میدانی سرعت‌های موج برشی برآورد کرد. با افزایش کرنش برشی، اثر استهلاک مدول برشی تأثیرگذارتر خواهد بود. همچنین با افزایش شدت حرکت زمین، کرنش برشی افزایش یافته و منجر به مدول برشی معادل کاهش یافته خواهد شد.

مدول برشی حداکثر توده خاک (G_m یا G_{max}) می‌بایست از مطالعات ژئوتکنیکی تعیین گردد. در صورت عدم تعیین آن در گزارش ژئوتکنیک، می‌توان با تقریب خوبی از رابطه زیر استفاده کرد (بر حسب Pa).

$$G_m = \rho \times V_s^2 \quad (2-4)$$

ρ : دانسیته خاک (kg/m^3)

V_s : سرعت انتشار موج برشی (m/s)

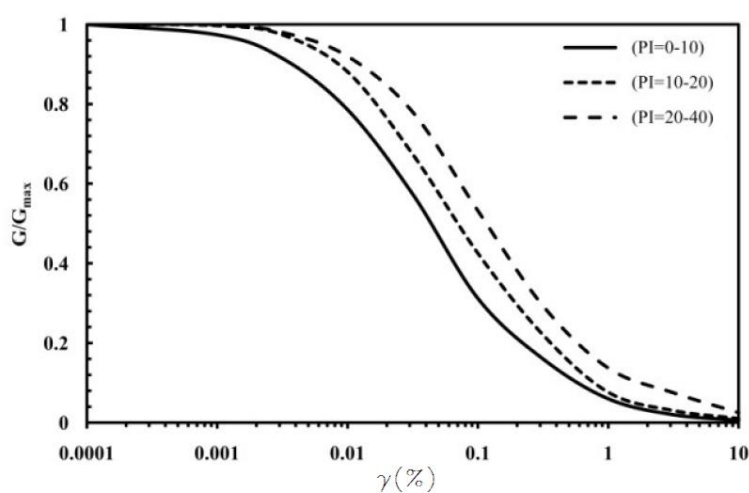
مقدار سرعت انتشار موج برشی خاک بر اساس گزارش ژئوتکنیک در محل هر ایستگاه یا تونل و در محدوده قرارگیری سازه و متوسط‌گیری بین اعداد تعیین می‌شود.

مدول برشی دینامیکی مؤثر خاک، G ، که با افزایش کرنش در حین زلزله کاهش می‌یابد را می‌توان برحسب مدول برشی اولیه، G_m و شتاب حداکثر سطح زمین، مطابق جدول ۴-۶ تخمین زده شود. همچنین مدول برشی کاهش یافته را می‌توان با استفاده از یک محاسبات برگشتی (اصلاح مدول برشی منجر به تغییر کرنش محاسباتی می‌گردد) با استفاده از نمودار شکل‌های ۲-۴ و ۳-۴ نیز اصلاح نمود. در این شکل مقدار مدول برشی کاهش یافته با توجه به مقدار کرنش برشی خاک و میزان شاخص خمیری آن ارائه شده است. باید توجه داشت این نمودارها، ساده‌سازی شده هستند و مقدار K به تاریخچه تنش، متوسط تنش مؤثر، زمان مؤثر زلزله و محتوای فرکانسی زلزله بستگی دارد. در صورت نیاز طراح مجاز است از نمودارها و یا جداول دیگر ارائه شده در مراجع معتبر استفاده کند.

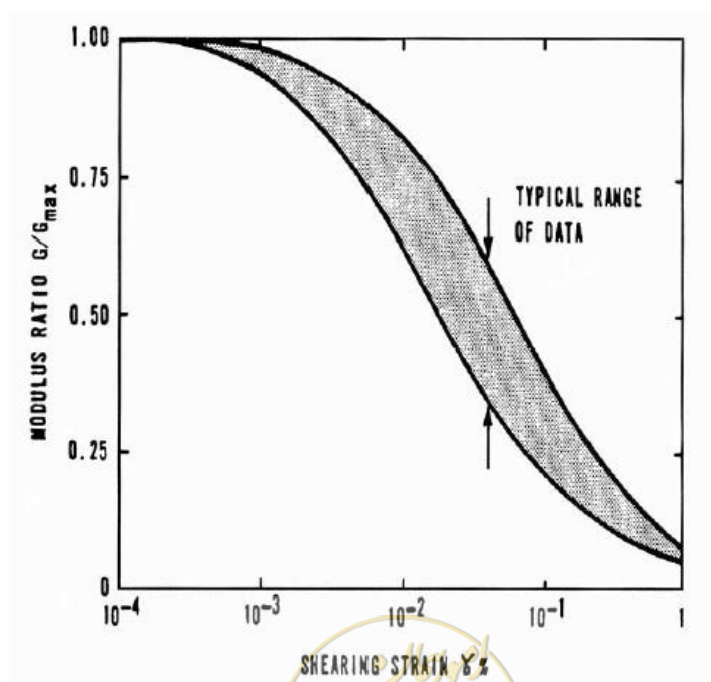


جدول ۴-۶- تغییرات نسبت G به G_m بر اساس شتاب حداکثر در سطح زمین و نوع زمین (ضریب مؤثر $\kappa = \frac{G}{G_m}$)

طبقه بندی نوع زمین بر اساس استاندارد ۲۸۰۰	شتاب حداکثر مؤثر سطح زمین (g)		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
I	$1/0.0$	0.95	0.90
II	0.95	0.75	0.60
III	0.90	0.5	0.10
IV	0.60	0.05	*



شکل ۴-۲- تأثیر کرنش بر مدول برشی مؤثر (خاک‌های چسبنده)



شکل ۴-۳- تأثیر کرنش بر مدول برشی مؤثر (خاک‌های دانهای)



۴-۲-۳-۲- تابع تاریخچه زمانی حرکت و طیف پاسخ هدف

معمول‌ترین روش برای بیان پارامترهای طراحی حرکت زمین طیف پاسخ است. طیف پاسخ بیانگر پاسخ میرا یک سیستم یک درجه آزادی به حرکت زمین است. از طیف طرح پاسخ نباید برای طراحی تونل‌ها به طور مستقیم استفاده شود. استفاده از طیف طرح به منظور استخراج پارامترهای دیگر حرکت زمین، طراحی اجزا دائم غیرسازه‌ای یا ملحقات اجزا معماری، تأسیسات مکانیکی و برقی و یا سازه‌های رو زمینی مجاز است.

پس از انتخاب طیف پاسخ هدف، می‌توان یک یا چند تابع تاریخچه زمانی حرکت زمین را با انطباق با طیف‌های پاسخ طرح توسعه داد. توابع می‌توانند به صورت مصنوعی تولید شده و یا بر اساس زلزله‌های ثبت شده گذشته با ویژگی‌های مشابه باشند.

توابع تاریخچه زمانی بکار گرفته شده می‌بایست به طور تقریبی بر اساس سطح طیف پاسخ طرح و در محدوده دوره تناوب مورد نظر مقیاس شوند. هر تابع تاریخچه زمانی باید بر اساس تحلیل در حوزه زمان و با توجه به طیف پاسخ مورد نظر اصلاح شود. برای این منظور، می‌بایست حداقل سه تابع تاریخچه زمانی سازگار با طیف پاسخ برای هر مؤلفه حرکتی زمین (افقی، طولی و قائم) انتخاب شده تا معرف زلزله طرح باشند. بیشینه پاسخ حاصل از توابع تاریخچه زمانی حرکات زمین در هر راستای اصلی به‌عنوان مقادیر طراحی باید در نظر گرفته شوند. اگر چنانچه حداقل هفت تابع تاریخچه زمانی برای هر مؤلفه حرکتی زمین در نظر گرفته شود، مقادیر مورد استفاده در طراحی می‌توانند متوسط پاسخ محاسبه شده برای هر راستای اصلی باشند. موارد مندرج در بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ نیز می‌بایست در انتخاب شتابنگاشت‌ها به کار گرفته شود. با این تفاوت که استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ مجاز نمی‌باشد.

برای ساختگاه‌های حوزه نزدیک^۱ ($D < 10\text{km}$)، مؤلفه‌های انتخابی ثبت شده از حرکت زمین باید معرف شرایط حوزه نزدیک بوده و همچنین قبل از تولید آن‌ها با توجه به طیف پاسخ طرح، باید به مؤلفه‌های راستای اصلی تبدیل گردند. راستای اصلی باید به نوعی انتخاب گردد که معرف حرکت زمین در راستای عمود بر گسل بوده و راستای فرعی نیز به موازات گسل در نظر گرفته شود.

۴-۲-۴- ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای

سازه‌های زیرزمینی ساخته شده در مناطقی که فعالیت لرزه‌ای دارند، باید در برابر بارگذاری لرزه‌ای و استاتیکی مقاومت لازم و کافی را از خود نشان دهند. پاسخ لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی برای دو سطح زلزله طرح حداکثر و سطح بهره‌برداری کنترل می‌گردد.

^۱ - Near-field sites



در طراحی سازه‌های که به روش ترانشه باز اجرا می‌گردند، علاوه بر تغییر شکل‌های اعوجاجی، باید بارهای ناشی از شتاب‌های قائم و کرنش‌های طولی حاصل از نیروهای کششی^۱ خاک در نظر گرفته شود. بارهای قائم ناشی از حرکات لرزه‌ای (بر روی سازه‌ای مستطیلی) باید توسط یک بار معادل قائم شبه استاتیکی اعمال گردد. در واقع این بار قائم معادل حاصل ضرب ضریب مؤلفه قائم زلزله در مجموع بار مرده و بار سربار طرح مورد استفاده در تحلیل استاتیکی است. این بار شبه استاتیکی قائم باید در راستای قائم و در دو جهت به سازه اعمال گردد.

اثرات مربوط به تغییر شکل طولی تونل‌ها در طراحی سازه‌هایی که با روش‌های زیرزمینی اجرا می‌گردند، می‌بایست در نظر گرفته شود.

در مواردی که بارهای لرزه‌ای (نظیر تغییر مکان‌ها) بر اساس توابع تاریخچه زمانی حرکت زمین تعیین شده و به‌عنوان ورودی برای ارزیابی نیروی ناشی از حرکت زمین در نظر گرفته می‌شوند، حرکات زمین در هر لحظه می‌بایست به طور هم‌زمان در دو راستای افقی و قائم وارد گردند.

الف- بارگذاری لرزه‌ای زلزله طرح حداکثر (MDE)

با توجه به اهداف عملکرد زلزله طرح حداکثر، ترکیب بارگذاری لرزه‌ای برای تمامی سازه‌های زیرزمینی به‌صورت زیر است:

$$D+L+EH+EV+WA+EQ \quad (۳-۴)$$

D: اثرات بارهای مرده اعضای سازه‌ای و الحاقی (DC, DW)

L: بارهای زنده شامل سربار، متحرک و بار عابر پیاده (LL, LS, PL)،

EH+EV: اثرات ناشی از بارهای قائم و افقی زمین

WA: فشار آب هیدرواستاتیکی

EQ: اثرات ناشی از زلزله

ب- معیارهای بارگذاری برای زلزله بهره‌برداری (ODE)

عموماً اگر قرار باشد تا اعضا در حین چنین زلزله‌های خسارت ندیده یا میزان خسارت ناچیز باشد، تغییر شکل‌های غیرالاستیک در اعضا می‌بایست قابل اغماض باشد. برای این منظور، ترکیب بارگذاری زیر ارائه شده است:

$$1.05D + 1.3L + \beta_1 (EH + EV) + 1.05WA + 1.3EQ \quad (۴-۴)$$

در رابطه فوق، در صورتی که فشار خاک به‌صورت حداکثری و با عدم قطعیت ناچیز برآورده شده باشند، مقدار $\beta_1 = 1/0.5$ در نظر گرفته شده و در غیر این‌صورت $\beta_1 = 1/3$ است.

انتخاب نهایی ضرایب بستگی به الزامات عملکردی مختص پروژه دارد. پیشنهاد می‌شود در رابطه ۴-۴ از ضریب $1/3$ برای بار مرده استفاده شود. همچنین توجه به موارد زیر ضروری است:



^۱ - Drag

- سازه در ابتدا می‌بایست تحت بارهای استاتیکی اعمالی ظرفیت کافی داشته باشد.
- عدم قطعیت‌ها و بحرانی‌ترین حالات مرتبط با بارهای EH و EV می‌بایست مدنظر قرار داشته باشد. باید توجه داشت با توجه به بدترین و بحرانی‌ترین حالت ترکیب بارگذاری، بارهای حداکثر می‌توانند بار بیشینه یا کمینه باشند. برای مثال در رابطه ۴-۴ و برای یک تونل با مقطع دایره‌ای شکل، به احتمال فراوان بدترین و بحرانی‌ترین وضعیت بارگذاری زمانی رخ می‌دهد که حداکثر بار حفاری (EH+EV) با حداقل فشار آب هیدرواستاتیکی (WA) ترکیب شود، مگر آنکه بار حفاری متقارن نباشد. برای روش اجرای ترانشه باز، بحرانی‌ترین حالت در مواردی می‌تواند رخ دهد که حداکثر فشاری جانبی زمین (EH) با حداقل بار قائم خاک (EV) ترکیب شود.
- در بعضی از موارد، عدم حضور بار زنده و فشار آب هیدرواستاتیک ممکن است باعث بروز وضعیت بحرانی‌تری شود. بنابراین برای کنترل ظرفیت اعضای سازه‌ای باید حذف این بارگذاری‌ها از ترکیب بار مدنظر قرار گیرد.
- برای سازه‌های با روش اجرای ترانشه باز علاوه بر آثار اعوجاج ناشی از زلزله، تبعات شتاب قائم نیز منظور گردد. اثرات حرکت افقی و قائم لرزه‌ای زمین را می‌توان به صورت مجموع ۱۰۰ درصد زلزله افقی و ۳۵ درصد زلزله قائم ترکیب کرد. به شرط اینکه شتاب قائم نیز برای هر دو سطح زلزله از گزارش تحلیل خطر بدست آمده باشد.

۴-۲-۴-۱- کنترل طراحی سازه

لازم است ظرفیت مقاطع سازه‌ای مطابق با ضوابط فصل هفتم و بر اساس ترکیبات بارگذاری این فصل کنترل گردد. ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برای مقاصد لرزه‌ای در سطح زلزله ODE برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود. ضرایب کاهش مقاومت برای مقاصد لرزه‌ای در سطح زلزله MDE ضرایب کاهش مقاومت بر اساس ضوابطی که در فصل ملاحظات طراحی سازه اصلی ارائه شده است، در نظر گرفته شود.

در صورت نبود اطلاعات دقیق‌تر، می‌توان محدوده کرنش‌های تعیین شده در جدول ۴-۷ را برای سازه‌ای تونل‌های اجرا شده به روش ترانشه باز و زیرزمینی بکار گرفت. در به کارگیری و انتخاب محدوده‌های کرنش پارامترهای نظیر میزان محصورشدگی بتن، سهولت دسترسی و قابلیت ترمیم در نقاط حساس سازه (نواحی نزدیک به اتصالات طولی و شعاعی در سازه‌های تونل‌های اجرا شده به روش زیرزمینی) باید مد نظر قرار گیرند.

جدول ۴-۷- محدوده کرنش‌های تعیین شده برای بتن و میلگرد

سطح زلزله	روش اجرای زیرزمینی		روش اجرای ترانشه باز	
	بتن	فولاد	بتن	فولاد
ODE	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲
MDE	۰/۰۰۳۳	۰/۰۲	۰/۰۰۶	۰/۰۲

ملحقات ویژه داخل سازه تونل مانند گسکت‌ها نیز باید برای تنش‌ها و تغییر شکل‌های حاصل از تحریک زلزله متناظر با سطح عملکرد مورد انتظار طراحی شوند.



۲-۴-۲-۴ فشار هیدرودینامیک آب

حضور آب در خاک پشت سازه ممکن است بر بارهای لرزه‌ای تأثیر گذارد. نیروی آب هنگام زلزله در خاک‌های اشباع به حرکت نسبی بین ذرات خاک و فشار منفذی آب که آن‌ها را احاطه می‌کند، بستگی خواهد داشت. اگر نفوذپذیری خاک به اندازه‌ای کوچک باشد (معمولاً کوچک‌تر و یا مساوی ۰/۰۰۱ سانتیمتر بر ثانیه) که آب منفذی در هنگام زلزله با خاک حرکت نماید یعنی حرکت نسبی بین آب و خاک وجود نداشته باشد و یا شرایط محدود شده آب منفذی برقرار باشد، نیروهای اینرسی متناسب با وزن مخصوص کلی خاک خواهد بود. به نظر می‌رسد در تونل‌ها و ایستگاه‌های دارای سقف، نیازی به در نظر گرفتن چنین اثری نباشد.

در طراحی دیوارهای حائل با آب پشت دیوار، رعایت مفاد بند ۱۴-۴-۲ بازنگری اول راهنمای طراحی دیوارهای حائل (ضابطه شماره ۳۰۸) ضروری است.

۳-۴-۲-۴ ضریب رفتار

در صورت استفاده از روش‌های معادل سازی شده بار لرزه‌ای (مانند روش پیشنهادی بخش ۴-۳-۴)، مقادیر تلاش‌های ایجاد شده در سازه تحت اثر زلزله در سطح MDE با اعمال ضریب رفتار ۲/۵ و در سطح ODE با ضریب رفتار ۱ در طراحی مورد استفاده قرار خواهند گرفت. در صورت استفاده از ضریب رفتار بزرگ‌تر لازم است مبنای آن در گزارش محاسبات درج گردد. لازم به ذکر است ضریب رفتار مورد استفاده در طراحی برشی در هر دو سطح برابر یک است. استفاده از ضریب رفتار در تقلیل تلاش‌های ایجاد شده در ستون‌های میانی ایستگاه‌ها (به طور مثال در ایستگاه‌های جزیره‌ای) و اعضای که نیروی محوری در آن‌ها از $0.5f_c A_g$ بیشتر است، مجاز نیست.

۳-۴ پاسخ لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی

برای تعیین اثرات ناشی از زلزله شناخت تغییر شکل‌های ناشی از امواج زلزله در زمین و همچنین اندرکنش سازه زیر زمینی و زمین مورد نیاز است. در این بخش روش‌های محاسبه تغییرشکل و نیروهای متناظر با سه فرم تغییرشکلی (محوری، خمشی طولی و اعوجاجی) ارائه شده است. در جدول ۴-۸ خلاصه‌ای از روش‌های مختلف طراحی آورده شده است.



جدول ۴-۸- روش‌های طراحی لرزه‌ای برای تغییر مکان‌های اعوجاجی

رویکردها	مزایا	معایب	کاربرد
روش فشار دینامیکی خاک	۱. ارائه نتایج قابل قبول در گذشته ۲. حداقل پارامتر مورد نیاز و خطای محاسباتی ۳. ایمنی بیشتر در بارگذاری لرزه‌ای	۱. نبود مبانی محکم نظری ۲. در تونل‌های با عمق زیاد، منجر به تغییر مکان‌های بزرگ اعوجاجی می‌شود ۳. محدود به ویژگی‌ها و نوع مشخصی از خاک است	برای تونل‌ها با حداقل روباره
روش تغییر شکل میدان آزاد	۱. برای سازه‌های تونلی سخت‌تر از زمین محافظه کارانه است ۲. سهولت در رابطه‌بندی ۳. ارائه نتایج قابل قبول در گذشته	۱. برای تونل‌های انعطاف‌پذیرتر از زمین محافظه کارانه نیست ۲. برای تونل‌های بسیار صلب‌تر از زمین بیش از اندازه محافظه کارانه است ۳. برای شرایط متغیر زمین، دقت کمتری دارد	برای سازه‌های تونلی با سختی برابر با محیط اطراف
روش مبتنی بر اندرکنش خاک و سازه (روش‌های عددی)	۱. مناسب‌ترین روش برای شبیه‌سازی اندرکنش خاک-سازه ۲. بهترین دقت در تعیین پاسخ سازه ۳. قابلیت تحلیل مسائل پیچیده	۱. نیازمند تحلیل‌های پیچیده و زمان‌بر است ۲. عدم قطعیت در پارامترهای ورودی طراحی لرزه‌ای منجر به چندین برابر عدم قطعیت در فرایند تحلیل است.	همه شرایط
روش مبتنی بر تحلیل ساده شده قابی	۱. تقریب مناسب از اندرکنش خاک-سازه ۲. سهولت در رابطه‌بندی ۳. دقت مناسب در تعیین پاسخ سازه	۱. برای شرایط متغیر زمین، دقت کمتری دارد	همه شرایط به‌جز خاک‌های زیرسطحی متراکم

۴-۳-۱- روش تغییر شکل میدان آزاد

عبارت میدان آزاد به معنی کرنش‌های زمین ناشی از امواج زلزله در غیاب سازه‌ها و حفاری است. این تغییر شکل‌ها از اندرکنش بین سازه زیرزمینی و زمین محصور کننده صرف‌نظر کرده اما می‌تواند تقریب مرتبه اول از تغییر شکل احتمالی سازه ارائه نماید. طراح می‌تواند چنین تغییر شکل‌هایی را مستقیماً به سازه اعمال نماید. این روش ممکن است با توجه به صلبیت سازه نسبت به زمین، نتایج محافظه کارانه یا غیرمحافظه کارانه برای تغییر شکل‌های سازه ارائه نماید.

در مواردی که تغییر شکل‌های ناشی از تحریک لرزه‌ای کوچک باشند (نظیر تکان‌های کوچک زمین، زمین‌های سخت و یا سازه‌های نرم نسبت به محیط محصور کننده)، روش تغییر مکان آزاد یک ابزار طراحی مؤثر و ساده است. هرچند در بسیاری از موارد و به‌ویژه خاک‌های نرم، این روش منجر به نتایج بیش از اندازه محافظه کارانه شده چرا که تغییر شکل‌های زمین میدان آزاد در خاک‌های نرم عموماً بزرگ می‌باشند.

حداکثر کرنش برشی توده خاک بکر ($\gamma_{\text{free-field}}$ یا γ_{max}) عبارت است از:



$$\gamma_{\text{free-field}} = \frac{PGV}{V_s} \quad (۵-۴)$$

PGV : حداکثر سرعت زمین در عمق مورد نظر (m/s)

V_s : سرعت موج برشی در عمق مورد نظر (m/s)

۴-۳-۱-۱- راه‌حل‌های الاستیک بسته

راه‌حل‌های بسته ساده شده صرفاً برای برآوردهای اولیه کرنش‌ها و تغییر شکل‌ها در تونل‌ها قابل کاربرد هستند. نتایج حاصل از تحلیل این فرضیات باید محتاطانه تفسیر و بررسی گردد. پارامترهای مورد نیاز این روش‌ها بر اساس مطالعات ویژه ساختگاه یا مراجع علمی معتبر قابل برداشت است.

تغییر شکل‌های ترکیبی محوری و انحنایی را می‌توان با فرض کردن تونل به‌عنوان یک تیر بر بستر الاستیک بدست آورد. با استفاده از تئوری تیرها، کرنش‌های محوری کل (ϵ^{ab}) با استفاده از ترکیب کرنش‌های طولی حاصل از تغییر شکل‌های محوری و خمشی محاسبه می‌شوند.

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad \text{برای امواج P:} \quad (۶-۴)$$

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi \right] \quad \text{برای امواج S:} \quad (۷-۴)$$

$$\epsilon^{ab} = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \quad \text{برای امواج راییلی:} \quad (۸-۴)$$

r : شعاع تونل دایره‌ای و یا نصف ارتفاع تونل با مقطع مستطیلی (m) V_P یا PGV: سرعت بیشینه موج P (m/s)

a_P یا PGA_P : شتاب بیشینه برای موج P (PGA) C_P : سرعت انتشار موج P (m/s)

a_S یا PGA_S : شتاب بیشینه برای موج S (PGA) V_S یا PGV: سرعت بیشینه موج S (m/s)

a_R یا PGA_R : شتاب بیشینه موج راییلی (PGA) C_S : سرعت انتشار موج S (m/s)

ϕ : زاویه موج نسبت به محور تونل V_R یا PGV: سرعت بیشینه موج راییلی (m/s)

ν_1 : نسبت پواسون مصالح جداره تونل C_R : سرعت انتشار موج راییلی (m/s)

حداکثر کرنش متناظر با بحرانی‌ترین زاویه برخورد موج با تونل است و از آن به‌عنوان یک تخمین ایمن در برابر عدم قطعیت‌های پیش‌بینی لرزه‌ای استفاده می‌شود. این روش با حداقل مقادیر ورودی، برآوردی از میزان کرنش‌های موج اعمالی ارائه داده و از آن می‌توان به‌عنوان یک ابزار طراحی اولیه یا روش اعتبارسنجی طراحی سود جست.



با افزایش شعاع تونل، مشارکت تغییر شکل انحنایی در کرنش محوری افزایش می‌یابد. هرچند که محاسبات حاصل از روابط میدان آزاد نشان می‌دهند که مؤلفه کرنش خمشی نسبت به کرنش‌های محوری تونل تحت بار لرزه‌ای در کل کوچک است.

۴-۳-۱-۲ تغییر شکل‌های بیضوی^۱ و اعوجاجی^۲ تونل

تغییر شکل‌های بیضوی در اثر برخورد امواج در جهت عرضی تونل ایجاد می‌شوند. همانطور که در شکل ۴-۴ نشان داده شده، مودهای اعوجاجی زمین را می‌توان به در دو حالت تعریف کرد. حالت اول زمین بکر بوده و در آن بیشینه کرنش قطری تابعی از حداکثر کرنش برشی میدان آزاد است.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2} \quad (۹-۴)$$

حالت دیگر مربوط به زمین حفاری شده است که در آن کرنش قطری وابسته به نسبت پواسون محیط محصور کننده است:

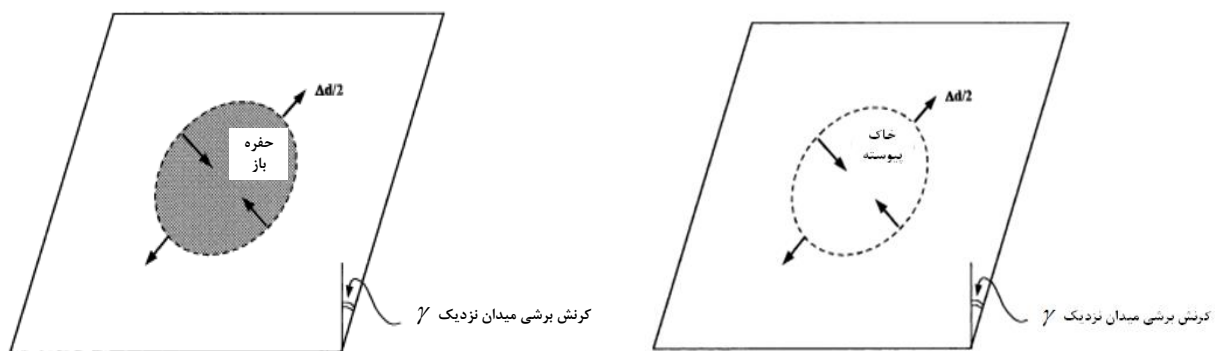
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max}(1-\nu_m) \quad (۱۰-۴)$$

Δd : تغییر شکل قطر تونل (m)

ν_m : ضریب پواسون محیط

$\gamma_{\max}$: کرنش حداکثر

d: قطر تونل (m)



شکل ۴-۴- اعوجاج برشی میدان آزاد زمین بکر و حفاری شده برای مقطع دایره‌ای

در هر دو رابطه بالا از وجود جداره تونل صرف‌نظر شده است. در حالت میدان آزاد، زمین‌های حفاری شده دچار تغییر شکل‌های ۲ الی ۳ برابر بزرگ‌تر نسبت به زمین‌های بکر (غیر حفاری شده) می‌شوند. در نتیجه برای سازه با سختی ناچیز در مقایسه با خاک محصور کننده، حالت محیط حفاری شده معیار مناسبی را برای بیان میزان اعوجاج ارائه می‌کند.

^۱ Ovaling

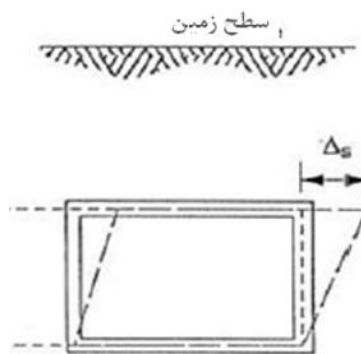
^۲ Racking



درحالی‌که رابط ارائه شده برای محیط‌های بکر، برای حالتی که سختی تونل برابر با خاک اطراف باشد، مناسب است. سازه با سختی نسبتاً بالا اعوجاج‌های کمتری نسبت به رابطه ۴-۹ تجربه می‌کنند.

در حین وقوع زلزله سازه‌های با مقطع مستطیلی شکل به دلیل تغییر شکل‌های اعمالی برشی دچار تغییر مکان‌های عرضی اعوجاجی می‌شوند (شکل ۴-۵). پس از تعیین تغییر شکل میدان آزاد، تغییر شکل‌های اعوجاجی (Δ_s) باید به‌عنوان اختلاف تغییر مکان جانبی تراز بالا و پایین سازه‌های مستطیلی تونل‌ها تعریف گردد. نیروهای داخلی حاصله (برش، نیروی محوری و لنگر خمشی) و یا کرنش‌های مصالح در داخل مصالح جداره تونل حاصل از تغییر شکل اعوجاجی (Δ_s) می‌بایست با اعمال تغییر مکان تفاضلی بر روی یک سازه معادل قابی تعیین گردند.

در خاک‌های نرم، به‌طور معمول سازه‌های مستطیلی شکل به‌صورت صلب طراحی شده تا در برابر بارهای استاتیکی و در نتیجه در مقابل تغییر مکان‌های اعوجاجی نیز مقاوم باشند. اثرات اندرکنش خاک-سازه می‌بایست در طراحی چنین سازه‌های در نظر گرفته شوند.



شکل ۴-۵- تغییر مکان خاک در عمق و تغییر مکان اعوجاجی اعمالی بر یک سازه جعبه‌ای

۴-۳-۲- روش ساده اندرکنش خاک - سازه

حضور سازه زیرزمینی تغییر شکل‌های میدان آزاد زمین را تغییر می‌دهد. در ادامه روابط تحلیل ارائه شده برای اندرکنش خاک-سازه تشریح می‌گردد. در صورتی که از تحلیل‌های ساده شده استفاده شود، می‌توان نیازهای حاصل از تغییر شکل‌های بیضوی، محوری و انحنایی در تونل‌ها را به روش SRSS نیز با یکدیگر ترکیب کرد. همچنین نیازهای اعمالی حاصل از سه مود تغییر شکلی بیضوی، محوری و انحنایی در حین زمین لرزه باید شامل بارهای استاتیکی وارد بر سازه نیز باشند.

۴-۳-۲-۱- کرنش‌های خمشی و محوری تونل دایره‌ای

برای این منظور، از روش تیر بر بستر الاستیک جهت مدل‌سازی شبه استاتیکی اثرات اندرکنش خاک-سازه استفاده می‌شود. این روش اثرات اندرکنش دینامیکی (اینرسی) را در نظر نمی‌گیرد. تحت بارگذاری لرزه‌ای، مقطع تونل تحت اثر خمشی محوری و کرنش‌های برشی ناشی از تغییر مکان‌های میدان آزاد محوری، انحنایی و برشی قرار می‌گیرد.



حداکثر کرنش محوری $\varepsilon_{\max}^a$ ناشی از انتشار موج با زاویه ۴۵ درجه (شکل ۴-۶) برابر است با:

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A}{2 + \frac{E_1 A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{4E_1 A_c} \quad (۱۱-۴)$$

L : طول موج یک موج برشی ایده‌آل سینوسی است (م) (رابطه ۴-۱۶)

K_a : نسبت فنر طولی محیط محصور کننده (kN/m/m) (رابطه ۴-۱۵)

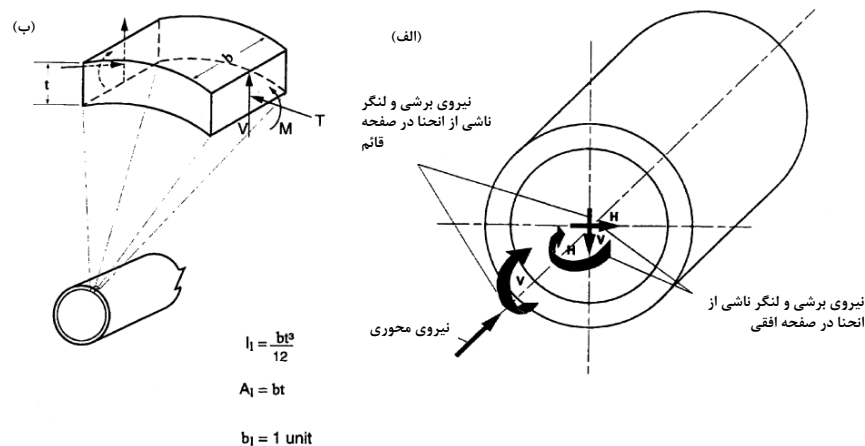
A : دامنه پاسخ تغییر مکان میدان آزاد برای یک موج برشی سینوسی ایده‌آل (م) (روابط ۴-۱۸ و ۴-۱۹)

A_c : سطح مقطع جداره تونل (m^2)

E_1 : مدول الاستیسیته جداره تونل (kPa)

f : نیروی اصطکاک نهایی (در واحد طول) بین تونل و خاک محصور کننده (kN/m)

نیروها و لنگرهای ایجاد شده در جداره تونل به دلیل انتشار امواج لرزه‌ای در طول محور تونل در شکل ۴-۹ الف نشان داده شده است. حداکثر نیروی اصطکاکی که می‌تواند بین جداره تونل و خاک‌های محصور کننده به وجود آید، موجب کاهش کرنش محوری در سازه جداره تونل می‌گردد. این مقدار معمولاً به وسیله آزمایش تعیین می‌شود.



شکل ۴-۶- لنگرها و نیروهای حاصل از امواج لرزه‌ای (الف) نیروها و لنگرهای اعمالی ناشی از انتشار امواج لرزه‌ای در طول محور تونل، (ب) نیروها و لنگرهای اعمالی محیطی حاصل از انتشار امواج لرزه‌ای متعامد بر محور تونل

حداکثر کرنش خمشی ناشی از برخورد موج برشی با زاویه صفر درجه برابر است با:

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_1 I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (۱۲-۴)$$



I_c : ممان اینرسی مقطع تونل (m^4)

K_t : ضریب سختی فنر در راستای عرضی برای شبیه‌سازی محیط محصور کننده (($kN/m/m$)) (معادله ۴-۳۶)

r : شعاع تونل دایره‌ای یا نصف ارتفاع تونل با مقطع مستطیلی (m)

از آنجاییکه جداره تونل و محیط محصور کننده به صورت خطی و الاستیک فرض می‌شوند، می‌توان کرنش‌ها را با توجه به اصل جمع آثار قوا با یکدیگر ترکیب نمود. همچنین با توجه به ماهیت چرخه‌ای بار زلزله، هر دو مقدار بیشینه و کمینه باید مد نظر قرار گیرند. بیشینه نیروی برشی بر روی مقطع تونل را می‌توان به عنوان تابعی از کرنش خمشی بیشینه در نظر گرفت.

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_1 I_c A}{1 + \frac{E_1 I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \left(\frac{E_1 I_c \varepsilon_{\max}^b}{r}\right) \quad (۴-۱۳)$$

به منظور تعیین محافظه کارانه کرنش و تنش محوری کل می‌توان کرنش‌های حاصل از نیروهای محوری و خمشی را با یکدیگر ترکیب نمود.

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b \quad (۴-۱۴)$$

روابط فوق تنها برای خاک‌های نرم کاربرد داشته درحالی‌که در خاک‌های متراکم و سنگ، سازه‌ها را می‌توان بر اساس تغییر شکل‌های میدان آزاد طراحی کرد. لازم به ذکر است که افزایش سختی و مقاومت تونل الزاماً موجب کاهش نیروهای وارده نخواهد شد و ممکن است حتی به سازه نیروهای بزرگ‌تری وارد شود. در عوض، یک طرح با سختی کمتر با آرماتورهای کافی برای حصول شکل‌پذیری مورد نیاز و یا اتصالات انعطاف‌پذیر ممکن است منجر به طرحی بهینه‌تر شود.

باید توجه داشت مقادیر طول موجی که تنش‌ها را بیشینه می‌کنند، در داخل هر کدام از روابط متناظر قرار داده شوند تا بیشترین نیروهای مقاطع حاصل گردد. ثابت‌های فنر K_a و K_t به عنوان تابعی از طول موج می‌توانند در نظر گرفته شوند.

$$K_t = K_a = \frac{16\pi G_m (1 - \nu_m)}{(3 - 4\nu_m)} \frac{d}{L} \quad (۴-۱۵)$$

G_m : مدول برشی محیط محصور کننده (kPa)

طول موج حرکت زمین را می‌توان از رابطه زیر تخمین زد.

$$L = T.C_s \quad (۴-۱۶)$$

که در رابطه بالا T دوره تناوب غالب موج برشی در داخل خاک، دوره تناوب طبیعی ساختگاه و یا دوره تناوبی که در آن تغییر مکان‌های بیشینه رخ می‌دهد، است. رابطه زیر را برای دوره تناوب قابل کاربرد است.

$$T = \frac{4h}{C_s} \quad (۴-۱۷)$$



h : ضخامت لایه خاک (m)

در صورتی می‌توان از رابطه فوق استفاده نمود که بتوان حرکت زمین را به موج‌های برشی نسبت داد و محیط متشکل از یک لایه خاک یکنواخت بر روی لایه متراکم و سخت در نظر باشد. دامنه تغییر مکان را می‌توان از روابط زیر محاسبه نمود: برای کرنش‌ها محوری میدان آزاد:

$$\frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi \quad (18-4)$$

برای کرنش‌های خمشی میدان آزاد:

$$\frac{4\pi^2 A}{L^2} = \frac{a_s}{C_s} \cos^3 \phi \quad (19-4)$$

۴-۳-۲- تغییر شکل‌های بیضوی تونل‌های دایره‌ای

روابط ارائه شده توسط محققین برای بیان تغییر شکل بیضوی تونل‌های دایره‌ای تابعی از تراکم‌پذیری^۱ و انعطاف‌پذیری^۲ سازه، فشار سربار درجا ($\gamma_t h$) و ضریب فشار افقی سکون توده خاک (k_0) است. سختی تونل نسبت به زمین محصور کننده برحسب تراکم‌پذیری (C) و انعطاف‌پذیری (F) به صورت کمی قابل بیان است و معیاری از سختی محوری و سختی خمشی (مقاوم در برابر اعوجاج) محیط نسبت به پوشش ارائه می‌دهد.

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_1^2)r}{E_1 t(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (20-4)$$

$$F = \frac{E_m(1 - \nu_1^2)r^3}{6E_1 I(1 + \nu_m)} \quad (21-4)$$

E_m : مدول الاستیسیته زمین (kPa)

I : ممان اینرسی جداره تونل (m^4/m)

r و t : شعاع و ضخامت پوشش تونل (m)

اگر نسبت انعطاف‌پذیری بزرگ‌تر از ۲۰ باشد، تونل انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شود و از روابط مربوط به شرایط انعطاف‌پذیری تونل استفاده می‌شود و می‌توان از اندرکنش سازه صرف نظر کرد. همچنین باید مشخص کرد که وابستگی پوشش جداره (جداره تونل) به محیط اطراف به چه صورت است؛ یعنی آیا پوشش جداره به محیط اطراف خود هنگام تغییر شکل خواهد چسبید و یا هنگام تغییر شکل پوشش جداره، این پوشش، در محل برخورد با محیط اطراف تونل خواهد لغزید. لغزیدن و یا نلغزیدن پوشش نگهداری به هنگام زلزله، بستگی به جنس محیط اطراف نگهداری، نوع و چگونگی اجزای

^۱ Compressibility

^۲ Flexibility



پوشش نگهداری دارد، بدین صورت که معمولاً اگر جنس محیط اطراف نگهداری از سنگ بوده و از بتن‌ریزی درجا استفاده شده باشد و یا همراه پوشش جداره میل مهار نیز به کار برده شده باشد، قاعداً هنگام زلزله پوشش نگهداری نخواهد لغزید، ولی اگر در محیطی خاکی از پوشش بتنی پیش ساخته شده استفاده شود، هنگام زمین لرزه حالت لغزش پوشش نگهداری پیش خواهد آمد. هریک از این حالت‌ها رابطه‌بندی خاص خود را دارند.

در حالت لغزش کامل و بدون جداسازی نرمال و در نتیجه عدم وجود نیروی برشی مماسی، کرنش قطری، حداکثر نیروی محوری و لنگر خمشی را می‌توان به شرح زیر بیان کرد.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max} \quad (22-4)$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (23-4)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (24-4)$$

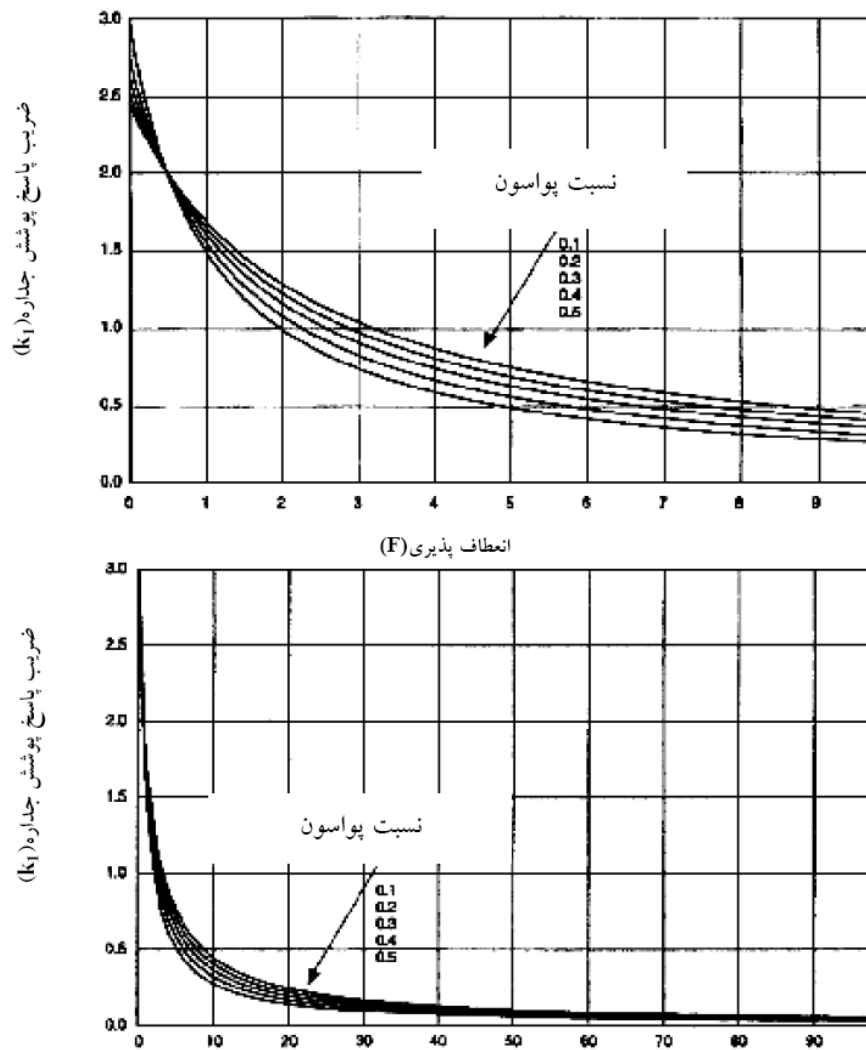
که در آن:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (25-4)$$

این نیروها و لنگرها در شکل ۴-۶ ب نمایش داده شده‌اند.

رابطه بین ضریب پاسخ حالت لغزش کامل جداره تونل (K_1) و نسبت انعطاف‌پذیری در شکل ۴-۷ ارائه شده است. بر اساس مطالعات مختلف، لغزش تنها در سطح تماس توده و جداره تونل برای تونل‌های موجود در خاک نرم یا مواردی که بارگذاری لرزه‌ای بسیار شدید است، امکان‌پذیر است. برای بیشتر تونل‌ها، شرایط سطح تماسی بین حالت لغزش کامل و عدم لغزش قرار دارد. لذا برای تعیین نیروها و تغییر شکل‌های بحرانی جداره تونل لازم است تا هر دو حالت بررسی شود. هرچند، فرض لغزش کامل تحت برش ساده ممکن است باعث شود که حداکثر نیروی محوری بسیار کم برآورد شود. لذا توصیه شده است که فرض عدم لغزش پیوستگی خاک کامل در تعیین پاسخ نیروی محوری جداره تونل مد نظر قرار گیرد.





شکل ۴-۷- رابطه بین نسبت انعطاف‌پذیری و ضریب پاسخ جداره تونل در حالت لغزش کامل در نسبت‌های پواسون مختلف

در حالت بدون لغزش روابط زیر قابل استفاده است:

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (4-26)$$

که در آن:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m} \quad (4-27)$$

همانطور که در شکل ۴-۸ نمایش یافته، با کاهش ضرایب تراکم‌پذیری و انعطاف‌پذیری درحالی که نسبت پواسون زمین

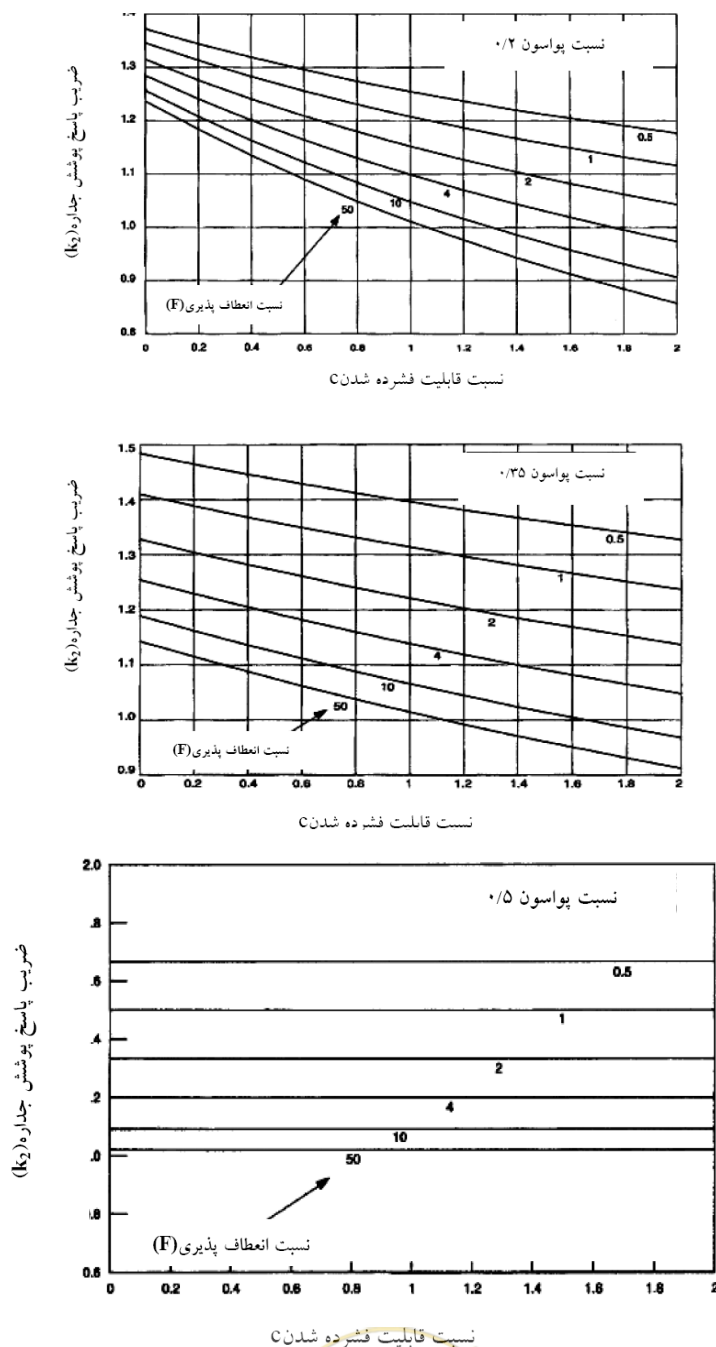
محصور کننده کمتر از ۵٪ باشد، نیروی محوری ناشی از زلزله افزایش می‌یابد.



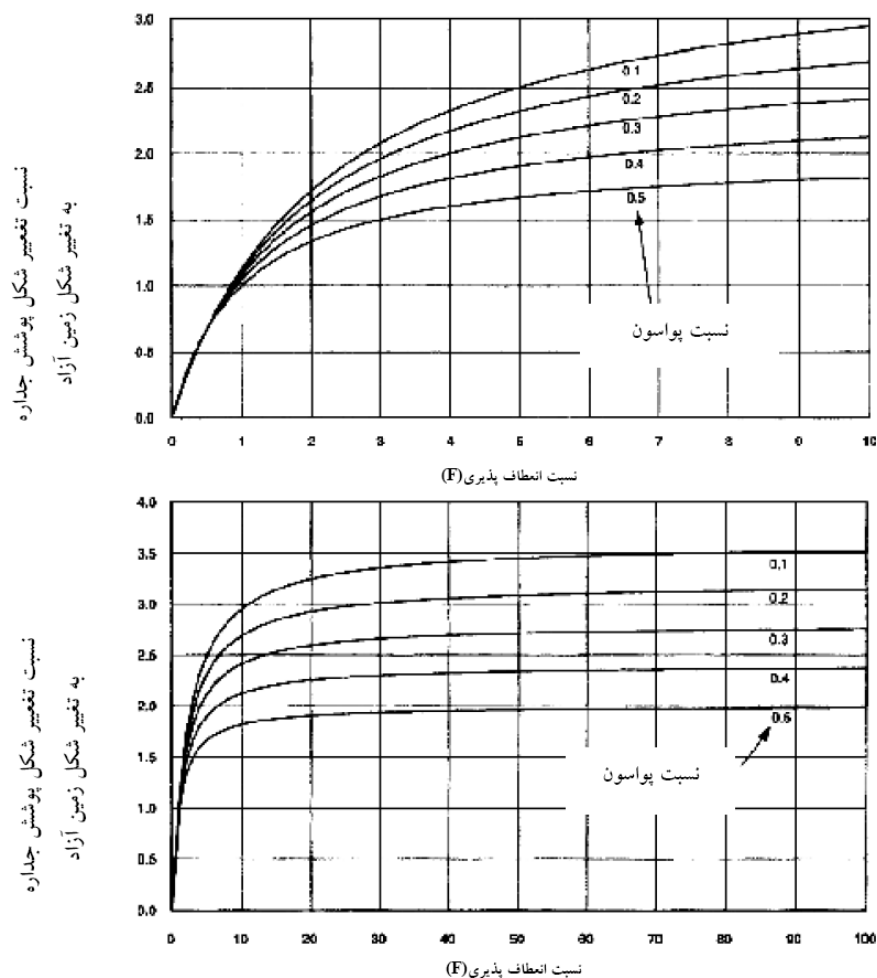
تغییر شکل نرمال شده جداره تونل (تغییر شکل جداره تونل Δd_{lining} به تغییر شکل میدان آزاد $\Delta d_{\text{free-field}}$) معیاری از اهمیت نسبت انعطاف پذیری در پاسخ جداره تونل فراهم می‌سازد و به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (۲۸-۴)$$

شکل ۴-۹، بیانگر رابطه فوق است.



شکل ۴-۸- ضریب پاسخ نیروی محوری جداره تونل در برابر نسبت فشرده‌گی، عدم لغزش سطح تماسی و مقطع دایره‌ای



شکل ۴-۹- تغییر مکان نرمال شده جداره تونل در برابر نسبت انعطاف پذیری، لغزش کامل در سطح تماسی و مقطع دایره‌ای جداره تونل

روابط بالا توسط Wang ارائه شده است. روش دیگری برای تخمین اعوجاج (تغییر شکل) سازه توسط Penzien ارائه

شده است. در این حالت نسبت اعوجاجی جداره تونل به خاک به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R = \frac{\Delta_{\text{structure}}}{\Delta_{\text{free-field}}} \quad (۲۹-۴)$$

در مورد تونل دایره‌ای، R نسبت تغییر شکل قطری جداره تونل به تغییر شکل متناظر در حالت میدان آزاد است. با

فرض شرایط لغزش کامل، مقدار نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی در جداره تونل به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\pm \Delta d_{\text{lining}}^n = \pm R^n \Delta d_{\text{free-field}}^n \quad (۳۰-۴)$$

$$T(\theta) = -\frac{12E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3 (1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (۳۱-۴)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^2 (1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (۳۲-۴)$$



$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3(1-v_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (33-4)$$

θ : زاویه قطاع دایره

v_l : ضریب پواسون جداره تونل

نسبت اعوجاج خاک- جداره تونل تحت بارگذاری نرمال به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R^n = \pm \frac{4(1-v_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (34-4)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_l I(5-6v_m)}{d^3 G_m(1-v_l^2)} \quad (35-4)$$

قرار داد علامتی برای نیروی فوق در تونل دایره‌ای در شکل ۴-۱۰ نمایش یافته است. در حالت عدم لغزش، روابط به

صورت زیر بیان می‌شوند:

$$\pm \Delta d_{\text{lining}} = \pm R \Delta d_{\text{free-field}} \quad (36-4)$$

$$T(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (37-4)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1-v_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (38-4)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-v_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (39-4)$$

$$R = \pm \frac{4(1-v_m)}{(\alpha + 1)} \quad (40-4)$$

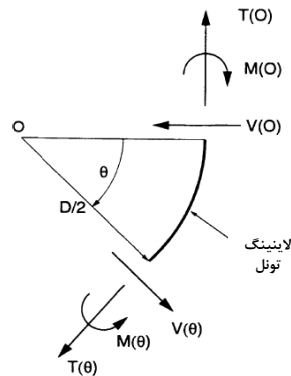
$$\alpha = \frac{24E_l I(3-4v_m)}{d^3 G_m(1-v_l^2)} \quad (41-4)$$

روابط Panzien منجر به مقادیری از نیروهای محوری و لنگر می‌شوند که بسیار به پاسخ‌های Wang برای شرایط لغزش

کامل نزدیک است. هرچند، مقدار نیروی محوری حاصل از روش Wang در مقایسه با مقدار ارائه شده توسط

Panzien برای حالت عدم لغزش بسیار بیشتر است.





شکل ۴-۱۰- قرارداد علامتی برای مولفه‌های نیرو در جداره تونل دایره‌ای

۴-۳-۲-۳- تغییر شکل‌های اعوجاجی تونل‌های مستطیلی

در طراحی سازه‌های با مقطع مستطیلی که بیشتر در روش اجرای ترانشه باز دیده می‌شود، با توجه به سختی زیاد سازه و پتانسیل تغییر شکل‌های بزرگ زمین به دلیل عمق کم، اندرکنش خاک- سازه می‌بایست به دقت در نظر گرفته شود. سختی سازه‌های مستطیلی به شدت کرنش‌های محاسباتی را کاهش می‌دهد و اغلب طراحی این سازه‌ها بر اساس تغییر شکل‌های میدان آزاد بسیار محافظه‌کارانه خواهد بود. برای مقطع مستطیلی تحت تنش و کرنش‌های برشی (شکل ۱۱-۴)، نسبت انعطاف‌پذیری سازه را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$F = \frac{G_m W}{S_1 H} \quad (۴-۶۳)$$

S_1 : نیروی لازم جهت ایجاد تغییر شکل واحد اعوجاجی در سازه (kN/m/m)، سختی اعوجاجی واحد به سادگی از روی معکوس تغییر شکل جانبی حاصل از اعمال بار واحد محاسبه می‌گردد ($S_1 = 1/\Delta_1$)
 W و H : به ترتیب عرض و ارتفاع سازه (m)
 برای یک سازه با مقطع مستطیلی تک دهانه ساده این نسبت به صورت زیر است:

$$F = \frac{G_m}{12} \left(\frac{HW^2}{EI_R} \Psi \right) \quad (۴-۴۲)$$

$$\Psi = \frac{(1+a_2)(a_1+3a_2)^2 + (a_1+a_2)(3a_2+1)^2}{(1+a_1+6a_2)^2}$$

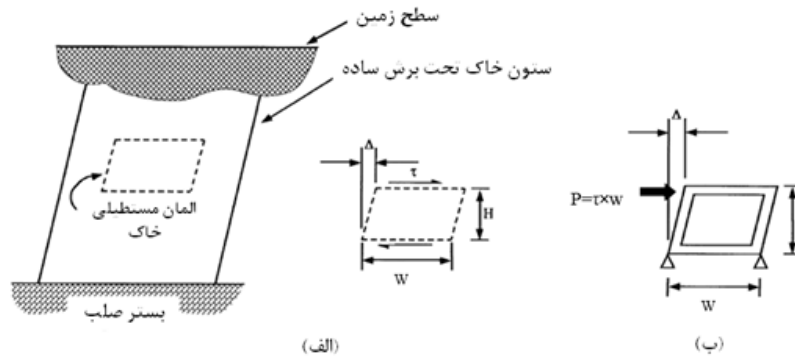
$$a_1 = \left(\frac{I_R}{I_1} \right) \quad , \quad a_2 = \left(\frac{I_R}{I_w} \right) \left(\frac{H}{W} \right)$$

I_R : ممان اینرسی سقف سازه (m^4)

I_w : ممان اینرسی دیوار سازه (m^4)

I_1 : ممان اینرسی فونداسیون سازه (m^4)





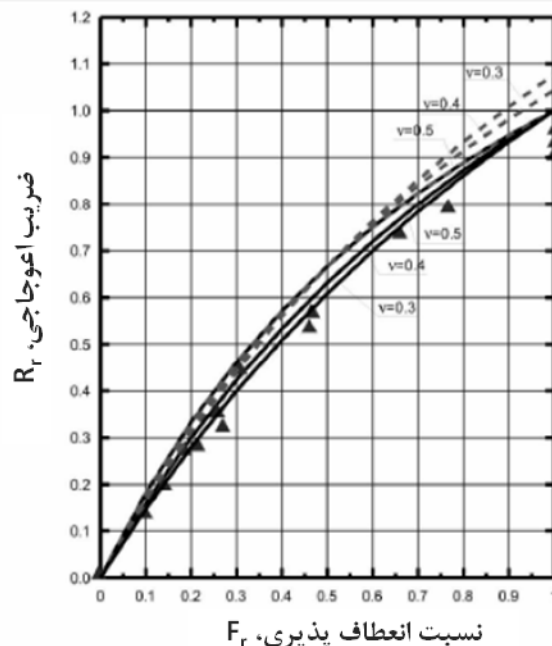
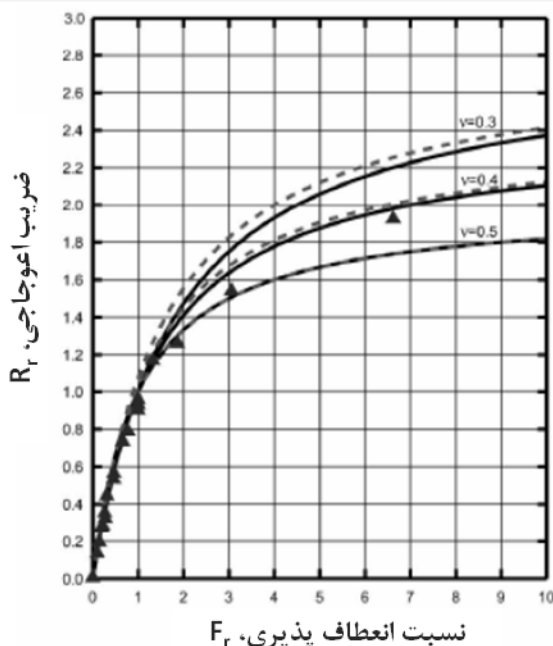
شکل ۴-۱۱- سختی نسبی بین خاک و قاب مستطیلی، (الف) اعوجاج خمشی (برشی) میدان آزاد خاک، (ب) اعوجاج خمشی قاب مستطیلی

برای سازه‌های مستطیلی شکل، نسبت اعوجاج (رابطه ۴-۲۹) به صورت اعوجاج نرمال شده سازه نسبت به اعوجاج میدان آزاد به صورت زیر بیان می‌شود:

$$R = \frac{\Delta_{\text{structure}}}{\Delta_{\text{free-field}}} = \frac{\left(\frac{\Delta_{\text{structure}}}{H} \right)}{\left(\frac{\Delta_{\text{free-field}}}{H} \right)} = \frac{\gamma_{\text{structure}}}{\gamma_{\text{free-field}}} \quad (4-43)$$

رابطه بین R و ضریب انعطاف‌پذیری F در شکل ۴-۱۲ نشان داده شده است. تحلیل‌ها نشان داده‌اند که برای یک نسبت انعطاف‌پذیری معلوم، اعوجاج نرمال شده یک تونل مستطیلی تقریباً ۱۰ درصد کمتر از تونل دایره‌ای است. این مسئله اجازه می‌دهد که پاسخ تونل دایره‌ای را بتوان به عنوان یک مرز بالا برای یک سازه مستطیلی با نسبت انعطاف‌پذیری مشابه بکار برد، و همچنین نشان می‌دهد که روش طراحی متعارف (یعنی تطبیق حرکت سازه با حرکت میدان آزاد برای تونل‌های مستطیلی) برای حالت‌هایی که شامل سازه سخت در زمین نرم می‌شوند ($F < 1/0$) بسیار محافظه کارانه است. عکس قضیه هم صادق است به این معنی که طراحی تونل مستطیلی بر اساس روش اعوجاج میدان آزاد وقتی که نسبت انعطاف‌پذیری بزرگ‌تر از واحد باشد منجر به کمتر برآورد کردن پاسخ تونل می‌گردد.





نمودارهای خط‌چین: لغزش کامل

$$R_r = \frac{4(1-v)F}{F + 2.5 - 3v}$$

نمودارهای خط پر: بدون لغزش

$$R_r = \frac{4(1-v)F}{F + 3 - 4v}$$

الف-نسبت‌های انعطاف‌پذیری بین ۰ و ۱۰

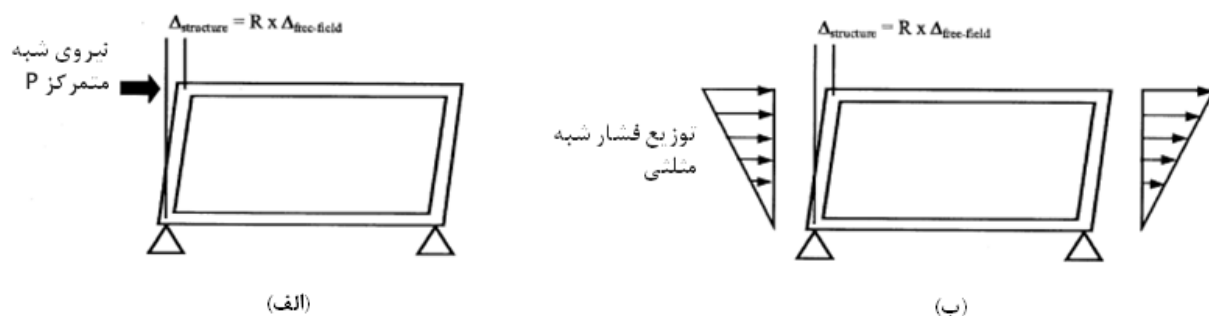
الف-نسبت‌های انعطاف‌پذیری بین ۰ و ۱

شکل ۴-۱۲- نسبت اعوجاج R_r برای تونل‌های مستطیلی

تغییر شکل اعوجاجی را می‌توان با روش بار استاتیکی معادل نظیر آنچه در شکل ۴-۱۳ نمایش یافته نیز به سازه زیرزمینی اعمال کرد. برای سازه‌های مستطیلی با عمق زیاد، بیشتر اعوجاج به واسطه نیروهای برشی که در سطوح بیرونی سقف به وجود می‌آید اعمال گردد لذا می‌توان بارگذاری را با اعمال یک بار متمرکز در محل اتصال سقف به دیوار ساده‌سازی کرد (شکل ۴-۱۳ الف). برای تونل‌های مستطیلی کم عمق، نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و خاک با کاهش سربار خاک کاهش می‌یابد. نیروی خارجی غالب که موجب تغییر شکل اعوجاجی می‌شود، تدریجاً از نیروی برشی در سطح تماس سقف و خاک به فشار نرمال وارد بر دیوارها تبدیل می‌شود، لذا یک توزیع فشار مثلی به مدل اعمال می‌گردد (شکل ۴-۱۳ ب). به‌طور کلی، مدل توزیع فشار مثلی مقادیر بحرانی‌تری از ظرفیت خمشی سازه مستطیلی در اتصالات پائینی ایجاد می‌کند، در حالیکه روش نیروی متمرکز نیروهای بحرانی‌تری در محل اتصال سقف به دیوار ایجاد می‌کند.

بحث بالا در مورد سازه‌های تونل واقع در خاک‌های همگن کاربرد دارد. اگر سازه تونل در مرز سطح تماسی بین لایه‌های خاک سخت و نرم قرار داشته باشد، در تحلیل می‌بایست تغییر حرکت زمین و تغییر شکل برشی در مرز و سطح تماسی بین دو لایه خاک لحاظ گردد.





شکل ۴-۱۳- مدل‌های ساده شده تحلیل قاب (الف) بار شبه متمرکز برای تونل‌های عمیق، (ب) توزیع فشار شبه مثلی برای تونل‌های کم عمق

۴-۳-۳- روش اندرکنش خاک و سازه به وسیله مدل‌های عددی

استفاده از روش ساده یا روش‌های تحلیلی، وابسته به میزان پیچیدگی سیستم اندرکنش خاک-سازه، شرایط خاک، سطح خطر زلزله و اهمیت سازه است. ممکن است برای تحلیل سیستم اصلی خاک-سازه موجود در ساختگاه نیاز به روش‌های عددی باشد. کاربرد مدل‌های عددی در مواردی است که روش‌های ساده شده از دقت کمتری برخوردار بوده و دارای عدم قطعیت‌های بیشتری باشند. این محدودیت‌ها شامل موارد زیر می‌باشند:

- برای پاسخ بیضوی، تونل دارای فرم کامل دایره‌ای و برای پاسخ اعوجاجی، تونل فرم مستطیلی داشته باشد.
- مصالح محصور کننده تونل یکنواخت و همسانگرد باشند.
- تونل عمیق بوده و از سطح زمین دور باشد به نوعی که متأثر از هیچ‌گونه انعکاس امواج لرزه‌ای از سطح زمین نباشد. در تونل‌های کم عمق نیز این اثر قابل صرف نظر باشد.
- تنها یک تونل در نظر گرفته می‌شود. بدین معنی که هیچ‌گونه اندرکنشی بین تونل‌ها و یا سازه‌های اطراف در نظر گرفته نمی‌شود.

همچنین در مواردی که ساختگاه در محیط لرزه خیز بسیار شدید واقع بوده و داده‌های تاریخی نشان از آسیب‌پذیری سازه‌های مشابه در زلزله‌های گذشته داشته باشد. در حالتی که پروفیل لایه‌های زیرین سازه شامل شرایط بسیار متغیر خاک و سنگ بستر باشند نیز باید از روش عددی استفاده کرد.

در صورت استفاده از تحلیل‌های مبتنی بر روش‌های محیط‌های پیوسته، ملاحظات زیر می‌بایست در توسعه مدل‌های عددی برای مقاطع تونل‌های تحت تغییر شکل‌های اعوجاجی و بیضوی مد نظر قرار بگیرد:

- مدل دوبعدی سازه تونل و خاک محصور کننده باید به همراه تغییر مکان‌های اعمالی ناشی از تحریک زلزله تحلیل شوند
- در مدل‌سازی‌های عددی، اثرات عرشه‌ها (دال‌ها) و دیوارهای داخلی باید بر میزان تمرکز تنش و تغییر مکان‌های تونل لحاظ شوند.



- بر اساس تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای ساختمان، تغییر مکان‌های میدان آزاد به خاطر انتشار موج برشی اعمال گردد. به‌طور کلی سه نوع تحلیل برای مدل‌های دوبعدی محیط پیوسته وجود دارد:
 - (۱) **روش شبه استاتیکی:** تغییر شکل زمین توسط ضرایب زلزله تولید شده و در محیط مدل‌سازی عددی که برای مقاصد تحلیل ساخته شده‌اند، اعمال می‌گردد. این ضرایب لرزه‌ای را می‌توان توسط یک تحلیل جداگانه یک بعدی مربوط به تحلیل پاسخ لرزه‌ای ساختمان تعیین نمود. این روش برای سازه‌های مدفون در عمق کم مناسب است. روند کلی استفاده از این روش به شرح زیر است:
 - یک مدل دوبعدی با استفاده از مدل‌های عددی ساخته شده که در آن کل ناحیه حفاری و سازوکار اندرکنشی خاک و سازه لحاظ شده باشد. لازم است تا ابعاد جانبی مدل به میزان کافی بزرگ اختیار شود که تا از اثرات شرایط مرزی بر روی مدل کاسته شود. شرایط مرزی کناره‌ها باید به‌گونه‌ای مدل شوند که تمامی تغییر مکان‌های افقی در مرزهای کناری آزاد بوده در حالی که در راستای قائم مقید شده باشند.
 - در مدل‌های دوبعدی محیط‌های پیوسته مدول برشی دینامیکی اولیه متناظر کرنش‌های کوچک یا سرعت موج برشی باید بر اساس تحلیل یک بعدی پاسخ ساختمان استخراج شود.
 - پروفایل بیشینه شتاب زمین در عمق که از تحلیل تک بعدی پاسخ ساختمان حاصل می‌گردد را می‌توان برای کل سیستم اندرکنشی خاک و سازه در راستای افقی و به‌صورت شبه استاتیکی اعمال نمود.
 - سازه تونل را می‌توان با استفاده از پروفیل بیشینه شتاب افقی ذکر شده در بالا و مدول برشی سازگار با کرنش در توده خاک مورد تحلیل قرار داد.
- مراحل گام به گام مدل‌سازی عددی طبق روش استاتیکی در بخش ۴-۳-۴ آورده شده است.
- (۲) **روش تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی:** در مواردی که رفتار سازه تونل در برابر بارگذاری ناشی از زلزله دینامیکی بوده و تأثیر اینرسی سازه تونل قابل ملاحظه باشد، می‌توان از روش دینامیکی تاریخچه زمانی برای بهبود و تدقیق تحلیل سود جست. در این روش، کل سیستم اندرکنشی خاک-سازه تحت تحریک‌های دینامیکی و تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد. این تحریک‌ها به‌عنوان ورودی در تراز پایین سیستم اندرکنشی اعمال می‌گردد. توابع تاریخچه زمانی مورد استفاده برای این منظور باید با طیف طرح مورد نظر همخوانی داشته و دارای ویژگی‌هایی باشند که لرزه‌خیزی محیط ساختمان را شبیه‌سازی نموده و یا اینکه بتوان آن‌ها را بر اساس تحلیل یک بعدی پاسخ ساختمان توسعه داد (در نرم‌افزارهایی مانند SHAKE, DMOD, DEEPSOIL). در واقع می‌بایست توابع مورد نظر را در عمق مورد نیاز برای اعمال اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفت. همچنین به منظور لحاظ کردن انتشار انرژی لرزه‌ای، باید مرزهای جذب انرژی ویژه در مدل‌سازی در نظر گرفته شده باشد.



۴-۳-۴- روش پیشنهادی برای تحلیل ایستگاه یا تونل

روش پیشنهادی این آیین‌نامه جهت تحلیل سازه‌های زیرزمینی مبتنی بر روش شبه استاتیکی بوده که در ادامه شرح آن آورده شده است.

الف- محاسبه پارامترهای لرزه‌ای

- مقدار V_s ، PGV ، PGA (سرعت انتشار موج برشی) و مدول برشی اولیه توده خاک (G_m یا G_{max}) باتوجه به دوره بازگشت مورد نظر و عمق متوسط قرارگیری ایستگاه یا تونل طبق بند ۴-۲-۳ تعیین می‌شود. مقدار PGA و PGV را می‌بایست برای عمق مورد نظر طبق جدول ۴-۵ اصلاح نمود.

ب- محاسبه کرنش برشی میدان آزاد خاک ($\gamma_{free-field}$ یا γ_{max})

کرنش برشی میدان آزاد خاک برابر با حداکثر مقدار بدست آمده از روش‌های بند ۱ و ۲ است.

ب-۱- در این روش مقدار کرنش برشی میدان آزاد با تصحیح مقدار مدول برشی خاک و بر اساس یک فرایند سعی و اصلاح انجام می‌پذیرد. بدین منظور گام‌های زیر می‌بایست انجام پذیرد:

(۱) G_m طبق ضوابط بند ۴-۲-۳ تعیین می‌شود.

(۲) با استفاده از V_s و رابطه زیر یک $\gamma_{free-field}$ اولیه تعیین می‌شود

$$\gamma_{free-field} = \frac{PGV}{V_s} \quad (۴۴-۴)$$

(۳) با استفاده از نمودارهای ارائه شده در اشکال ۴-۲ و ۴-۳، مقدار $\kappa = \frac{G}{G_m}$ تعیین می‌شود.

(۴) بر اساس مقدار κ و رابطه $V_{se} = \sqrt{\kappa} \times V_s$ سرعت موج برشی اصلاح می‌شود.

(۵) با استفاده از مرحله دوم و با سرعت اصلاح شده بار دیگر $\gamma_{free-field}$ تعیین می‌شود.

(۶) مراحل ۳ تا ۵ آنقدر تکرار می‌شود تا تغییرات $\gamma_{free-field}$ قابل چشم‌پوشی باشد.

ب-۲- پس از تعیین مدول برشی مؤثر خاک طبق جدول ۴-۶، اصلاح V_s نیز می‌بایست بر اساس ضریب اصلاح بدست آمده از این روش (κ) اصلاح گردد.

$$V_{se} = \sqrt{\kappa} \times V_s \quad (۴۵-۴)$$

حداکثر کرنش برشی توده خاک بکر عبارت است از:

$$\gamma_{free-field} = \frac{PGV}{V_{se}} \quad (۴۶-۴)$$

ب-۳- روش ساده شده دیگری برای تعیین بیشینه کرنش برشی میدان آزاد زمین نیز وجود دارد. استفاده از این روش به تنهایی فقط در مطالعات مرحله اول مجاز است.



$$\gamma_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{G_m} \quad (۴۷-۴)$$

$$\tau_{\max} = (PGA)\sigma_v R_d \quad (۴۸-۴)$$

$$\sigma_v = \gamma_t (H + D) \quad (۴۹-۴)$$

$$R_d = \begin{cases} 1.0 - 0.0076z & z < 9m \\ 1.174 - 0.027z & 9m < z < 23m \\ 0.744 - 0.008z & 23m < z < 30m \\ 0.5 & z > 30m \end{cases}$$

τ_m : تنش برشی ناشی از زلزله بیشینه (kPa)

σ_v : فشار قائم کل سربار خاک در تراز پایین تونل (kPa)

γ_t : وزن واحد خاک (kN/m^3)

H: ضخامت پوشش خاک از سطح زمین تا بالاترین نقطه تونل (m)

D: ارتفاع تونل (یا قطر تونل با مقطع دایره‌ای) (m)

z: فاصله سطح زمین تا تراز پایینی تونل ($z = H + D$)

پ- انجام شبیه‌سازی زلزله

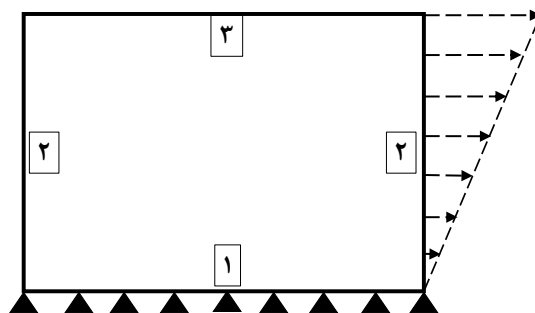
پس از تعیین پارامترهای فوق جهت انجام تحلیل اندرکنش می‌بایست مدل‌سازی در نرم‌افزارهای اندرکنشی خاک و سازه انجام گیرد. مراحل و فرضیات مدل‌سازی به شرح زیر است:

- ۱) مدل‌سازی به صورت دوبعدی در حالت کرنش مسطح انجام می‌گیرد
- ۲) محیط خاک الاستیک فرض می‌شود
- ۳) مدول برشی خاک برابر مدول برشی دینامیکی مؤثر در نظر گرفته می‌شود (مدول الاستیسته E باتوجه به مدول برشی مؤثر تعیین گردد)
- ۴) کلیه تنش‌های برجا اعم از افقی و قائم برابر صفر در نظر گرفته می‌شود
- ۵) عرض مدل حدود ۱۰ برابر عرض سازه و عمق آن حداقل یک چهارم طول موج برشی در نظر گرفته شود.
- ۶) شرایط مرزی مدل‌سازی به صورت زیر در نظر گرفته شود.

جدول ۴-۹- درجه آزادی در مرزهای مختلف

شماره مرز	درجه آزادی در جهت x (u_x)	درجه آزادی در جهت y (u_y)
۱	مقید	مقید
۲	اعمال تغییرشکل محاسباتی	آزاد
۳	آزاد	آزاد





شکل ۴-۱۴ - شرایط مرزی مدل‌سازی

۷) مدل‌سازی سازه پوشش نهایی با استفاده از المان تیر خمشی با رفتار الاستیک انجام می‌شود.

۸) اتصال المان‌های سازه با خاک از طریق المان‌های واسط مناسب در نظر گرفته می‌شود.

۹) ترک‌خوردگی اعضا بر اساس سطح زلزله مورد بررسی در مدل‌سازی لحاظ می‌گردد.

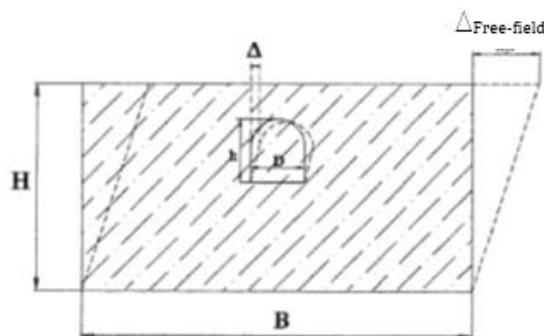
برای انجام این تحلیل نیاز به ساخت دو مدل محاسباتی مدل خاک بکر و مدل خاک-سازه است که در ادامه تشریح

می‌گردد:

• مدل خاک بکر

در این مرحله مدل خاک بکر بدون در نظر گرفتن حفاری و جداره تونل تحت تغییر مکان اجباری با اندازه $\Delta_{\text{free-field}}$

مشابه شکل زیر قرار می‌گیرد:



شکل ۴-۱۵ - مدل خاک بکر

$$\Delta_{\text{free-field}} = \gamma_{\text{free-field}} \times H \quad (۵۰-۴)$$

در ادامه تغییر مکان نسبی بالاترین و پایین‌ترین نقطه محل احداث سازه در توده خاک بکر اندازه‌گیری می‌شود:

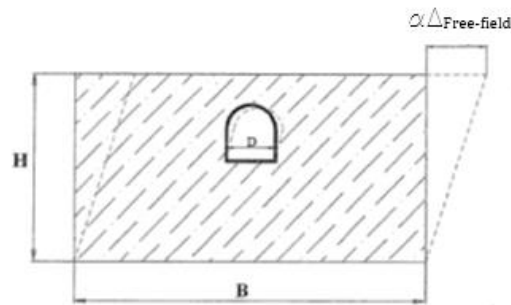
$$\gamma = \frac{\Delta}{h} \quad \alpha = \frac{\gamma_{\text{free-field}}}{\gamma} \quad (۵۱-۴)$$

• مدل خاک و سازه

در این مدل، توده خاک و سازه، به صورت توأم مدل‌سازی شده و تحت تغییر مکان مثلی با اندازه $\alpha \times \Delta_{\text{free-field}}$ در

مرزهای قائم توده خاک مشابه شکل زیر قرار می‌گیرد:

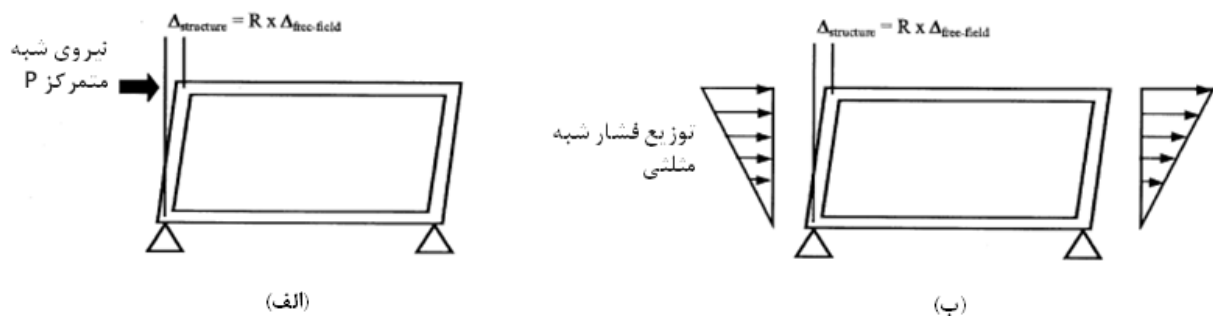




شکل ۴-۱۶- مدل خاک و سازه

پس از محاسبه اعوجاج تحمیلی به سازه از مدل خاک سازه شکل ۴-۱۷، می‌بایست نیروی معادلی در سازه ایجاد کرد که این اعوجاج را تأمین کند. برای ایستگاه‌های با سربار بیش از ۳۰ متر از الگوی بارگذاری الف و برای ایستگاه‌های با سربار کمتر از ۳۰ متر از الگوی بارگذاری ب می‌بایست استفاده گردد (پیشنهاد می‌شود هر دو نوع الگو بررسی و حالات بحرانی در نظر گرفته شود).

توجه شود برای سازه‌های با عمق زیاد، بیشتر اعوجاج به واسطه نیروهای برشی که در سطوح بیرونی سقف به وجود می‌آید اعمال می‌گردد، لذا می‌توان بارگذاری را با اعمال یک بار متمرکز در محل اتصال سقف به دیوار ساده‌سازی کرد. برای تونل‌های کم‌عمق، نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و خاک با کاهش روباره کاهش می‌یابد و نیروی خارجی غالب که موجب تغییر شکل اعوجاجی می‌گردد تدریجاً از نیروی برشی در سطح تماس سقف و خاک به فشار نرمال وارد بر سطح جانبی تبدیل می‌شود، لذا یک توزیع فشار مثلی به مدل اعمال می‌گردد.



(الف): شبه بار متمرکز برای تونل‌های عمیق (ب): شبه فشار مثلی برای تونل‌های کم عمق

شکل ۴-۱۷- مدل‌های ساده شده قابی

در مدل‌سازی لرزه‌ای توجه به نکات زیر الزامی است.

به منظور تعیین نیروهای داخلی سازه ناشی از بارگذاری زلزله شرایط تکیه‌گاهی مطابق شکل ۴-۱۷ است.

در تحلیل سازه در برابر زلزله، تحلیل سازه با طول واحد (برای بخشی بدون بازشوی کناری در دیوار) و یا با طولی محدود در دو طرف بازشوهای دیواره جانبی انجام خواهد شد و نتایج حاصله با نتایج تحلیل‌های استاتیک ترکیب شده و تقویت آرماتورهای سازه در محل‌های لازم صورت خواهد گرفت. بدیهی است مدل‌سازی سازه به صورت سه‌بعدی عملاً

تطابق با فرضیات هشاش نداشته و عملکرد صلب دیوارهای طرفین ایستگاه، عملاً امکان ایجاد اعوجاج در همه طول ایستگاه را نخواهند داد. پیشنهاد می‌شود در مدل‌های سه‌بعدی نیز از نتایج تحلیل دوبعدی استفاده شود.

۴-۴- روش تحلیل و ارزیابی اثرات ماندگار زمین

در تحلیل و طراحی لرزه‌ای می‌بایست پایداری زمین محصور کننده، سازه‌های تونل و خاک‌های طبیعی و پرکننده‌ها که می‌توانند عملکرد سازه را در حین و بعد از وقوع زلزله تحت تأثیر قرار دهند، در نظر گرفته شوند. در این ارزیابی باید احتمال گسیختگی زمین به دلیل گسیختگی در گسل، حرکات صفحات تکتونیکی، روانگرایی، نشست‌های ناشی از تحریک زلزله، ناپایداری شیب‌ها و همچنین افزایش در فشار جانبی مد نظر قرار گیرد. به طور کلی سازه تونل توانایی تحمل تغییر مکان‌های بزرگ اعمالی از طرف زمین را ندارد. طراحی مناسب سازه تونل در برابر ناپایداری‌های زمین می‌تواند شامل موارد زیر باشد: (۱) پایدارسازی زمین، (۲) جایگزینی خاک‌های سست، (۳) جابه‌جایی محل تونل یا احداث سازه در عمق بیشتر و یا تغییر در پلان به منظور عبور از ناحیه بحرانی.

۴-۴-۱- روانگرایی و تغییر مکان‌های ناشی از روانگرایی زمین

اثرات روانگرایی و تغییر مکان‌های ناشی از روانگرایی می‌بایست در نقاط مربوطه در راستای تونل مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. این اثرات شامل: (۱) بلندشدگی^۱، نیروی قائم ناشی از فشار آب^۲ و شناوری^۳ سازه‌های زیرزمینی، (۲) تغییر مکان‌های بزرگ جانبی، (۳) تغییر مکان‌ها و نشست‌های بعد از روانگرایی (نشست‌های تفاضلی و کلی) است. جهت پیش‌بینی وقوع روانگرایی و راه‌های مقابله با آن می‌بایست به فصل ۱۳ دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی (نشریه ۶۳۱) مراجعه شود. باید توجه داشت خاک بستر که تا عمق ۲۰ متری زیر تراز ایستگاه یا تونل قرار دارند، باید جهت پیش‌بینی روانگرایی بررسی شوند. با این حال، چنانچه آسیب جدی سازه در اثر روانگرایی در اعماق بیش از ۲۰ متر پیش‌بینی می‌شود یا هنگامی که لایه خاک مستعد روانگرایی، تا عمق بیش از ۲۰ متر ادامه داشته باشد، فرایند پیش‌بینی روانگرایی باید در این لایه‌ها نیز مورد بررسی قرار گیرد. ضوابط ارائه شده در فصل ششم استاندارد ۲۸۰۰ نیز می‌بایست رعایت گردد.

پس از وقوع روانگرایی اضافه فشار آب بعد از زلزله به صورت تدریجی کاهش یافته و در نتیجه نشست رخ می‌دهد. میزان نشست‌های بعد از روانگرایی می‌بایست با ضرب کرنش حجمی در ضخامت لایه روانگرا و بر پایه تنش برشی چرخه‌ای متوسط برآورد شود. این نشست‌ها که طبق رویه تشریح شده در بالا محاسبه می‌شوند، نشست‌های کل بعد از روانگرایی می‌باشند. تونل‌ها نه تنها می‌بایست در برابر نشست‌های کلی طراحی گردند، بلکه می‌بایست نشست‌های تفاضلی نیز در

^۱ - Uplift

^۲ - Buoyancy

^۳ - Flootation



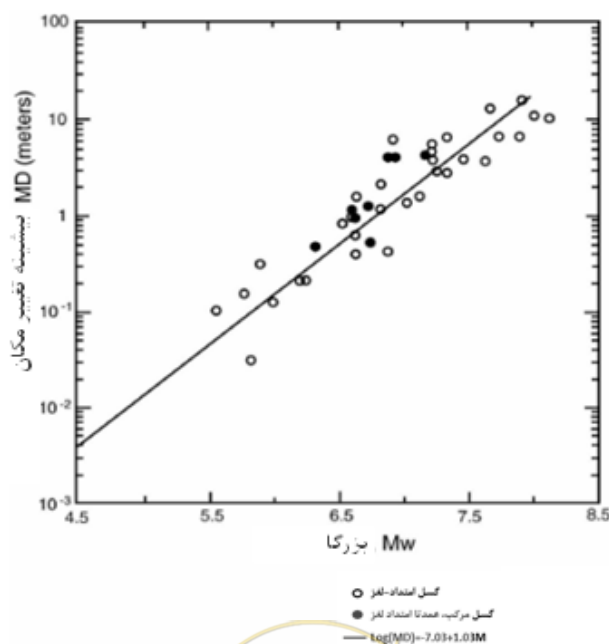
روند طراحی لحاظ گردند. حداقل نشست تفاضلی بکار گرفته شده در طراحی باید نصف نشست کل باشد. در صورت نیاز به کنترل سازه در برابر روانگرایی استفاده از تحلیل عددی بر اساس مراجع معتبر پیشنهاد می‌گردد.

۴-۴-۲- ناپایداری شیب لرزه‌ای و زمین لغزش‌ها

پتانسیل زمین لغزش‌های ناشی از زلزله و ناپایداری شیب‌ها باید در طول تونل مورد ارزیابی و بررسی قرار گیرد. اگر برای این منظور از روش پایداری شبه استاتیکی استفاده گردید، نسبت ظرفیت به تقاضا برای زلزله‌های ODE و MDE نباید کمتر از واحد باشد. در غیر اینصورت، می‌بایست مطالعه ضربه بر اساس حرکت‌های ناشی از تحریک زلزله و با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی نیومارک صورت گیرد. احتمال تأثیر حرکات شیب بر روی سازه نیز می‌بایست مورد بررسی قرار گیرد. اگر نتایج این ارزیابی بیانگر عملکرد غیر قابل قبول سازه‌ها باشد، اقدامات لازم و مناسب برای بهبود عملکرد می‌بایست فراهم گردد.

۴-۴-۳- گسلش

ارزیابی رفتار یک تونل تحت تغییر مکان برشی مستقیم در راستای گسل شامل توصیف تغییر مکان میدان آزاد (تغییر مکان‌ها در غیاب تونل که ناحیه گسل تونل را قطع می‌کند)، و ارزیابی اثرات تغییر مکان توصیفی بر روی تونل است. شکل ۴-۱۸ مثالی برای چنین رابطه‌ای است که نشان می‌دهد میزان تغییر مکان به‌طور زیادی وابسته به بزرگای زلزله بوده و می‌تواند به مقادیر بیشینه چند متر نیز برای زلزله‌های بزرگ برسد.



شکل ۴-۱۸- رابطه بین بیشینه تغییر مکان سطح گسل و بزرگای زلزله M_w (Wells and Coppersmith 1994)



لازم به توضیح است که بررسی جابجائی و گسیختگی در طول یک گسل نشان می‌دهد که میزان جابه‌جایی در نقاط مختلف در طول گسل یکسان نیست. اکثر روابطی که برای برآورد جابه‌جایی با استفاده از بزرگا ارائه شده‌اند بر اساس تحلیل‌های انجام شده بر روی حداکثر مقادیر جابجائی بوده‌اند. بنابراین مقادیر جابجائی که با این روابط بدست می‌آید در واقع مطابق با این فرض است که در اثر زلزله حداکثر جابجائی در محل مورد بررسی رخ می‌دهد ولی محاسبات نشان می‌دهد که حداکثر مقدار جابجائی محاسبه شده، تنها در قسمت کوچکی از طول گسیختگی - که معمولاً در حدود ۳ تا ۵ درصد از طول کل است - رخ می‌دهد.

به‌طور کلی، برای ارزیابی تونل‌ها تحت تغییر مکان‌های گسل می‌توان از روندهای تحلیلی استفاده کرد که برای خطوط انتقال لوله‌های مدفون توسعه یافته‌اند. سه روش تحلیلی به منظور ارزیابی و طراحی خطی سازه‌های مدفون استفاده شده است این روش‌ها عبارت‌اند از: (۱) روش نیومارک- هال، (۲) روش کندی و همکاران، (۳) روش اجزا محدود (یا تفاضل محدود). هرچند برای ارزیابی کامل تونل‌های عبوری از صفحه گسل، اعتقاد بر این است که روش اجزا محدود (یا تفاضل محدود) از روش‌های دیگر مناسب‌تر است.

با توجه به تغییر مکان‌های گسل، بهترین رویکرد، اجتناب از عبور کردن از هرگونه گسل فعال است. اگر این رویکرد امکان‌پذیر نباشد، فلسفه کلی طرح پذیرش و در نظر گرفتن تغییر مکان‌های اعمالی توسط راهکارهای زیر است.

- استفاده از درزهای انعطاف‌پذیر که موجب افزایش شکل‌پذیری تونل در جهت طولی می‌شوند. باید توجه داشت در صورتی که نتایج تحلیل پاسخ طولی تونل نشان دهد که نیاز لرزه‌ای بزرگ‌تر از ظرفیت سازه تونل است، می‌بایست از مشارکت اتصالات یا اعضای دیگر برای کاهش تقاضای لرزه‌ای استفاده نمود. در این صورت، نیاز تغییر مکان‌های لرزه‌ای باید بر اساس مدل‌های عددی سه‌بعدی تعیین شده که توانایی مدل‌سازی پاسخ طولی تونل را با در نظر گرفتن عملکرد اتصالات داشته باشد. لازم به ذکر است که اتصالات لرزه‌ای قابلیت استهلاک تغییر مکان‌های بزرگ اعمالی از زمین به دلیل تحریک زلزله را دارند. این استهلاک از طریق حرکت یا دوران نسبی مقاطع مختلف تونل نسبت به یکدیگر حاصل شده و موجب کاهش نیاز لرزه‌ای در سایر نقاط سازه تونل می‌گردد.
- افزایش مقطع تونل در محل تقاطع با گسل به منظور فراهم کردن فضای کافی برای اصلاح مقطع داخلی تونل در صورتی که در اثر حرکت گسل دچار تغییر شکل شود.
- تزریق مواد نرم و شکل‌پذیر در فضای پشت پوشش تونل که موجب جذب مقداری از جابه‌جایی گسل می‌شود.
- استفاده از سازه شکل‌پذیر برای تونل تا پتانسیل ناپایداری برای جداره تونل به حداقل برسد.
- در مواردیکه اندازه تغییر مکان گسل محدود بوده و یا عرض ناحیه برشی گسل به نحوی در نظر گرفته شود که تغییر مکان گسل به‌طور تدریجی در طول مشخصی کاهش یابد، طراحی صلب جداره تونل برای مقابله با تغییر مکان‌های ممکن است امکان‌پذیر است. هرچند که سازه‌ها ممکن هستند تحت نیروهای بزرگ محوری، برشی و لنگر خمشی قرار گیرند.



۴-۴- ملاحظات لرزه‌ای دیوارهای حائل

دیوارهای حائل می‌بایست الزامات پایداری داخلی، خارجی و کلی را در حین زلزله اقلان نمایند. فشار جانبی لرزه‌ای اعمالی از طرف خاک، نیروهای اینرسی و حالت حدی ناشی از ترکیب بارگذاری حالت نهایی I جدول ۳-۳ با توجه به موارد زیر می‌بایست در طراحی در نظر گرفته شود:

- طراحی لرزه‌ای دیوارها بر اساس گزارش تحلیل خطر و برای زلزله با دوره بازگشت ۹۵۰ تا ۱۰۰۰ سال انجام می‌پذیرد.
- در کلیه حالت‌های نهایی ضریب کاهش مقاومت ۱ در نظر گرفته می‌شود.
- در بررسی پایداری کلی لرزه‌ای دیوار حائل، ضریب کاهش مقاومت ۰/۹ در نظر گرفته شود.
- همچنین در کنترل ظرفیت باربری لرزه‌ای، ضریب کاهش مقاومت ۰/۸ برای دیوارهای حائل وزنی در نظر گرفته شود.
- برای ارزیابی لرزه‌ای خروج از مرکزیت دیوارها با شالوده‌های مستقر بر خاک و سنگ بستر، لازم است تا نقطه اثر برآیند نیروهای عکس‌العمل برای $\gamma_{EQ} = 0.0$ در محدوده دو سوم میانی پی و برای $\gamma_{EQ} = 1.0$ در محدوده هشت دهم میانی پی قرار گیرد. برای مقادیر γ_{EQ} بین صفر و یک، نقطه اثر عکس‌العمل باید از طریق درونیابی خطی تعیین گردد.

۴-۲-۱- دیوارهای حائل وزنی

دیوارهای حائل وزنی و نیمه وزنی صلب می‌بایست الزامات پایداری داخلی، خارجی و کلی را در حین زلزله اقلان نمایند. نیروی جانبی کل ناشی از فشار خاک و بار لرزه‌ای باید با ترکیب اثر P_{AE} و P_{IR} تعیین گردد.

$$P_{IR} = k_h (W_w + W_s) \quad (۴-۵۲)$$

P_{AE} : نیروی دینامیکی فشار جانبی خاک (kN)

P_{IR} : نیروی اینرسی جانبی ناشی از بار لرزه‌ای جرم دیوار (kN)

k_h : ضریب شتاب افقی لرزه‌ای

W_w : وزن دیوار (kN)

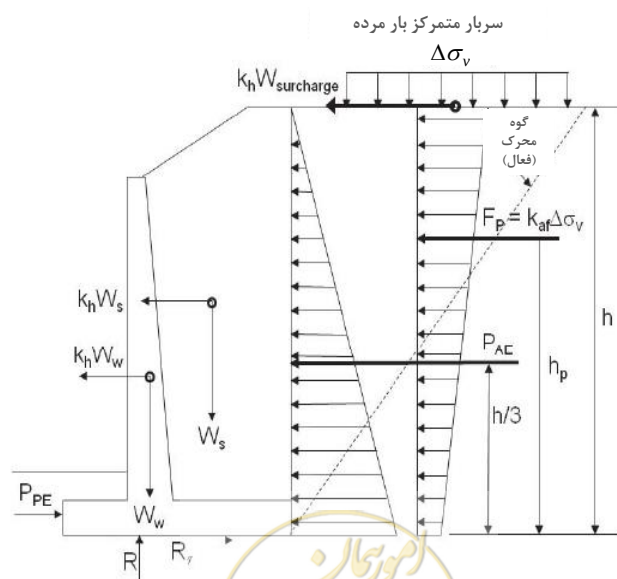
W_s : وزن خاک بالای دیوار شامل پاشنه دیوار (kN)

برای بررسی پایداری دیوار با در نظر گرفتن ترکیب اثرات P_{AE} و P_{IR} و همچنین فرض عدم همزمانی، دو حالت زیر را باید برای این منظور در نظر گرفت:

- ۱۰۰ درصد فشار لرزه‌ای خاک (P_{AE}) به علاوه ۵۰ درصد نیروی اینرسی دیوار (P_{IR})



- ۵۰ درصد P_{AE} که می‌بایست بزرگ‌تر از فشار استاتیکی محرک جانبی خاک باشد به علاوه ۱۰۰ درصد نیروی اینرسی دیوار (P_{IR})
- محافظه‌کارانه‌ترین مقادیر حاصل از دو حالت فوق می‌بایست برای طراحی دیوار بکار گرفته شود. در صورت صلاحدید کارفرما، ممکن است بتوان از روش‌های جایگزین و یا پیچیده‌تر عددی برای این منظور با فرض عدم همزمانی P_{AE} و P_{IR} استفاده کرد. همچنین توجه به نکات زیر ضروری است:
- برای خاک‌های چسبنده، پارامترهای تنش کل باید بر اساس آزمایش‌های زهکشی نشده در حین زلزله مورد استفاده قرار گیرند.
- برای خاک‌های دانه‌ای، زاویه اصطکاک تنش مؤثر می‌بایست استفاده شود.
- برای خاک‌های چسبنده حساس و یا خاک‌های دانه‌ای اشباع، احتمال کاهش مقاومت ناشی از زلزله باید در تحلیل مد نظر قرار گیرد.
- برای طراحی سازه‌ای دیوار حائل، برخلاف محاسبات مربوط به ضریب ایمنی پایداری کلی، نیروی اینرسی مرتبط با جرم خاک بر روی پاشنه دیوار به فشار فعال لرزه‌ای خاک اضافه نمی‌شود.
- P_{AE} حاصل ترکیب اثرات فشار جانبی استاتیکی و دینامیکی خاک است و فشار استاتیکی خاک که بر اساس ضریب فشار جانبی K_a محاسبه می‌شود، نباید با فشار جانبی لرزه‌ای خاک جمع شود. در حین وقوع زلزله، ضریب فشار جانبی استاتیکی خاک K_a به دلیل نیروهای ناشی از اینرسی بر روی گوه فعال متأثر از تحریک زلزله، به مقدار K_{ae} افزایش می‌یابد. P_{AE} شامل هیچ‌گونه نیروهای جانبی اضافه حاصل از سربارهای دائم روی دیوار نیست. به‌طور مثال در شکل ۴-۱۹ نیروی استاتیکی F_P و نیروی دینامیکی $k_h W_{surcharge}$ می‌بایست به‌صورت جداگانه اعمال گردد. در شکل ۴-۱۹، $W_{surcharge}$ وزن سربار است.



شکل ۴-۱۹- دیاگرام نیروی لرزه‌ای برای ارزیابی پایداری خارجی دیوار وزنی

نیروی اینرسی ناشی از مشارکت سازه، می‌تواند بر اساس ضریب رفتار سازه (ضریب اصلاح پاسخ) R_u کاهش یابد. جهت تعیین ضریب رفتار سازه می‌بایست به استاندارد ۲۸۰۰ مراجعه کرد.

ضریب شتاب لرزه‌ای بر اساس یکی از روش‌های "الف" الی "پ" تعیین می‌گردد. علاوه بر این روش‌ها می‌توان از مراجع معتبر دیگر نیز با ارائه مستندات کافی استفاده نمود.

الف- روش Kavazanjian و همکاران

در این روش ضریب افقی لرزه‌ای (k_h) بر اساس نسبت شتاب لرزه‌ای و تغییر مکان جانبی دیوار طبق رابطه ۴-۲ محاسبه می‌گردد.

$$k_h = 1.66 A_s \left(\frac{A_s}{d} \right)^{0.25} \quad (۵۳-۴)$$

$$A_s = F_{PGA} PGA \quad (۵۴-۴)$$

A_s : ضریب شتاب لرزه‌ای (PGA)

d : تغییر مکان جانبی دیوار (میلی‌متر)

F_{PGA} : ضریب اصلاح ساختگاه بر اساس نوع خاک و بیشینه شتاب (جدول ۴-۲)

PGA: حداکثر شتاب زمین (PGA)

رابطه ۴-۵۳ می‌بایست برای تغییر مکان‌های بزرگ‌تر از ۲۵ میلیمتر و کمتر از ۲۰۰ میلی‌متر استفاده شود. از آنجایی که این روش میزان پراکندگی امواج را در نظر نمی‌گیرد، لذا نسبت به دو روش دیگر که در ادامه ارائه شده، محافظه‌کارانه‌تر است.

برای تمامی ساختگاه‌ها به‌جز کلاس A و B، متوسط تغییر مکان (d) بر حسب میلی‌متر، را می‌توان بر اساس شتاب متناظر تسلیم دیوار (k_y) به‌صورت زیر محاسبه نمود.

$$\log d = 2.43 - 0.74 \log \left(\frac{k_y}{k_{h0}} \right) + 3.27 \log \left(\frac{1 - k_y}{k_{h0}} \right) - 0.8 \log k_{h0} + 1.59 \log (PGV) \quad (۵۵-۴)$$

$$k_{h0} = F_{PGA} PGA \quad (۵۶-۴)$$

به‌طور مشابه، برای کلاس‌های A و B نیز می‌توان متوسط تغییر مکان دیوار (بر حسب میلی‌متر) را محاسبه نمود.

$$\log d = 1.88 - 0.93 \log \left(\frac{k_y}{k_{h0}} \right) + 4.52 \log \left(1 - \frac{k_y}{k_{h0}} \right) - 0.46 \log k_{h0} + 1.12 \log (PGV) \quad (۵۷-۴)$$

شتاب تسلیم ضریب زلزله‌ای متناظر با حالتی است که در آن ضریب ایمنی پایداری دیوار در روش تعادل حدی برابر

۱ است.



ب- روش Anderson و همکاران

در این روش ضریب لرزه‌ای افقی برای دیوارهای حائل با ارتفاع بین ۶ تا ۱۸ متر توسط رابطه ۴-۴ محاسبه می‌گردد.

$$k_h = \alpha k_{h0} \quad (۵۸-۴)$$

α : ضریب کاهش شتاب در راستای ارتفاع دیوار

برای خاک نوع C, D و E (جدول ۴-۴) مقدار α عبارت است از:

$$\alpha = 1 + 0.03h(0.5\beta - 1) \quad (۵۹-۴)$$

$$\beta = \frac{F_v S_1}{k_{h0}} \quad (۶۰-۴)$$

$$k_{h0} = F_{PGA} PGA \quad (۶۱-۴)$$

h : ارتفاع (m)

F_v : ضریب اصلاح نوع خاک ساختگاه (جدول ۴-۳)

برای خاک‌های نوع A و B از ۱/۲ برابر مقدار α در رابطه (۵۹-۴) استفاده شود.

برای دیوارها با ارتفاع بلندتر از ۱۸ متر، می‌بایست مطالعات ویژه لرزه‌ای با در نظر گرفتن مدل‌سازی عددی دینامیکی انجام گردد.

پ- روش Bray و همکاران

ضریب افقی لرزه‌ای را می‌توان بر اساس رابطه ۴-۶۲ محاسبه نمود. این رابطه به طور مستقیم وابسته به شتاب طیفی، دوره تناوب غالب و تغییر مکان دیوار است.

$$k_h = \exp\left(\frac{-a + \sqrt{b}}{0.66}\right) \quad (۶۲-۴)$$

$$a = 2.83 - 0.566 \ln(S_a) \quad (۶۳-۴)$$

$$b = a^2 - 1.33 \left[\ln(d) - 2.1 - 3.04 \ln(S_a) + 0.244 (\ln(S_a))^2 - 1.5T_s - 0.278(M-7) - \varepsilon \right] \quad (۶۴-۴)$$

S_a : شتاب طیفی متناظر با ۵٪ میرایی در دوره تناوب $1/5T_s$

d : حداکثر تغییر مکان جانبی دیوار (mm)

M : بزرگای زلزله طرح

T_s : دوره تناوب غالب دیوار (s)

ε : متغیر توزیع تصادفی نرمال با احتساب متوسط صفر و انحراف معیار ۰/۶۶

برای تخمین k_h با فرض D_a به عنوان میانه تغییر مکان جانبی دیوار، لازم است تا ε برابر با صفر در نظر گرفته شود.

دوره تناوب غالب دیوار نیز از رابطه زیر تعیین می‌گردد.



$$T_s = 4 \frac{H'}{V_s} \quad (۴-۶۵)$$

H' : ۸۰ درصد ارتفاع دیوار از پایین پاشنه تا سطح زمین در نقطه بالای پاشنه (m)

V_s : سرعت موج برشی در خاک پشت دیوار (m/s)

۴-۲-۱-۱ محاسبه فشار محرک و مقاوم لرزه‌ای

برای تعیین فشار لرزه‌ای محرک و مقاوم وارد بر دیوار حائل، می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر و یا مفاد ارائه شده در بخش‌های ۱۴-۴-۱ و ۱۴-۴-۳ و نمودارهای بخش ۱۴-۷ بازنگری اول راهنمای طراحی دیوارهای حائل (ضابطه شماره ۳۰۸) مراجعه کرد. هرچند کلیه ملاحظات زیر می‌بایست در استفاده از آیین‌نامه‌های معتبر رعایت گردد.

- ضریب لرزه‌ای k_h می‌بایست بر اساس بخش ۴-۲-۱ تعیین گردد.
- برای فشارهای فعال لرزه‌ای، روش مونونوبه اوکابه (M-O) و یا روش (GLE^۱) باید استفاده شود. برای هندسه دیوار و یا شرایط ساختگاه که روش M-O مناسب نیست، روش GLE می‌بایست استفاده شود. فشار محرک خارجی محاسبه شده از روش تعادل محدود تعمیم یافته (GLE) در ارتفاع دیوار (h) توزیع شده و باید به‌عنوان فشار لرزه‌ای خاک مورد استفاده قرار گیرد.
- آب زیر زمینی در داخل گوه فعال و یا شرایط غرق آبی (نظیر حالتی که دیوار حائل در معرض آب باشد) می‌تواند میزان فشار محرک لرزه‌ای خاک را تحت تأثیر قرار دهد. برای ارزیابی اثرات آب زیرزمینی، میانگین متوسط لحظه‌ای تراز آب زیر زمینی می‌بایست در نظر گرفته شود. اگر خاک داخل گوه کاملاً اشباع باشد، برای ارزیابی و تعیین فشار خاک بر اساس روش M-O با فرض اینکه خاک و آب به‌صورت یکپارچه حرکت می‌کنند، باید از وزن مخصوص کل خاک (γ_t) استفاده شود. این فرض همچنین برای خاکهای زهکشی نشده هم قابل کاربرد خواهد بود.

۴-۲-۲ دیوارهای حائل طره‌ای غیر وزنی

تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حائل طره‌ای غیر وزنی باید نشان دهد که دیوار قادر به حفظ پایداری کلی بوده و همچنین قادر به تحمل فشارهای جانبی لرزه‌ای خاک بدون لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگ اعمالی بر مقطع دیوار باشد. روشهای تعادل و یا تحلیل‌های عددی تغییر مکان باید برای کنترل و تأیید عملکرد دیوار بکار گرفته شوند.

مقاومت دیوارهای طره‌ای غیر وزنی، با استفاده از مقاومت فشار مقاوم خاک پایین‌تر از تراز حفاری، در برابر بارهای اعمالی ناشی از زلزله تأمین می‌شود. سختی مقطع دیوار در بالای تراز حفاری باید برای انتقال نیروهای لرزه‌ای اعمالی از

^۱ - Generalized Limit Equilibrium



طرف خاک پشت دیوار به خاک بستر (پایین از تراز حفاری) کافی باشد. ارزیابی کفایت لرزه‌ای دیوار با توجه به نیاز فشار لرزه‌ای محرک خاک و ظرفیت خاک از طریق مقاومت فشار مقاوم لرزه‌ای خاک تعیین می‌گردد.

در دیوارهای طره‌ای انعطاف‌پذیر، می‌توان از نیروهای ناشی از اینرسی دیوار در تعیین نیروهای طراحی لرزه‌ای صرف‌نظر کرد.

برای پایداری دیوارهای طره‌ای غیروزی دو نوع کنترل وجود دارد: پایداری کلی و داخلی. بر خلاف دیوارهای وزنی و نیمه وزنی، کنترل لغزش، واژگونی و باربری برای طراحی این نوع دیوارها در نظر گرفته نمی‌شوند. با طراحی ابعاد دیوار بر اساس فشارهای اعمالی از طرف خاک، الزامات تعادل برای پایداری خارجی نیز می‌بایست اکتفا گردد.

کنترل پایداری کلی برای بارهای لرزه‌ای شامل تحلیل شیب گسیختگی بوده که حتی تا تراز پایین‌تر از پایه دیوار نیز امتداد خواهد یافت. معمولاً طول مهاری و مدفون دیوار با عملکرد دائمی، $1/5$ تا 2 برابر ارتفاع دیوار در بالای تراز حفاری است. برای چنین عمقی، پایداری کلی معمولاً در طراحی تأثیر گذار نبوده مگر در مواردیکه لایه‌های نرم خاک در زیر پنجه دیوار حضور داشته باشند.

تحلیل پایداری کلی با استفاده از برنامه‌ها و الگوریتم‌های پایداری شیب‌ها صورت می‌پذیرد. سطوح گسیختگی بکار رفته در تحلیل باید معمولاً تا پایین‌تر از عمق اعضای سازه‌ای امتداد یابند.

پایداری داخلی برای دیوارهای غیر وزنی طره‌ای در واقع به لنگرها و نیروهای برشی اشاره می‌کند که در دیوار به دلیل بارهای لرزه‌ای حاصل می‌شوند.

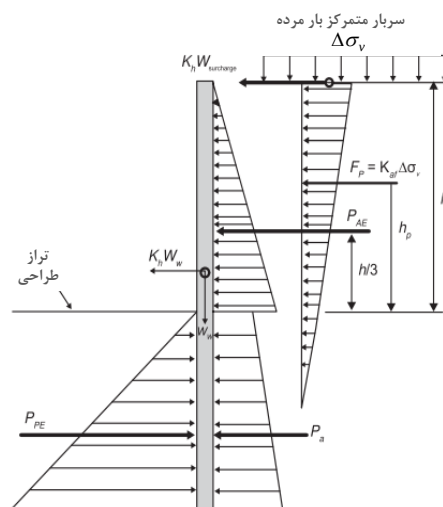
نیروهای اینرسی و فشارهای جانبی خاک مورد نیاز برای طراحی لرزه‌ای باید بر اساس بخش ۴-۲-۱ تعیین گردد. $(W_s=0)$ فشار حاصله محرک لرزه‌ای خاک باید بر اساس مطالب بخش قبل و شکل ۴-۲۰ در ارتفاع دیوار و بالای تراز حفاری توزیع گردد.

برای کاهش ضریب شتاب لرزه‌ای جانبی (k_{ho}) ، در اثر تغییر مکان جانبی دیوار، تحلیل‌ها می‌بایست نشان دهند که تغییر مکان‌های متناظر با شتاب تسلیم به هیچکدام از حالت‌های زیر منجر نمی‌شوند:

- اعضای تشکیل دهنده دیوار تسلیم شوند. این شامل دیوارهای ساخته شده با شمع نیز است.
- بارهای وارده بر سیستم‌های باربر جانبی (نظیر انکرها و دیوارهای مهار شده با انکر) از میزان مقاومت ضریب‌دار تجاوز نماید.

- تغییر مکان‌های غیرقابل پذیرش و یا خسارت به ابنیه نزدیک به دیوار وارد شود.
- اگر اثر چسبندگی در کاهش فشار لرزه‌ای مقاوم بر روی دیوار مد نظر باشد، کاهش در فشار خاک به دلیل چسبندگی نباید با کاهش در فشار خاک به دلیل تغییر مکان افقی دیوار ترکیب شود.





شکل ۴-۲- دیاگرام نیروی لرزه‌ای برای ارزیابی پایداری خارجی دیوار طره‌ای غیر وزنی

برای تعیین فشار مقاوم لرزه‌ای باید اصطکاک سطح تماسی، سطح گسیختگی غیرخطی شکل گرفته در حین بارگذاری فشار مقاوم و پاسخ اینرسی خاک داخل گوه فشار مقاوم برای عمق بیشتر از ۱/۶۷ متر در نظر گرفته شوند. چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک نیز باید در محاسبات در نظر گرفته شوند. در صورت نبود اطلاعات و نتایج برای بار لرزه‌ای، اصطکاک سطح تماسی دیوار را می‌توان به اندازه دو سوم زاویه اصطکاک خاک فرض نموده و باید برای محاسبه فشارهای مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته شود.

۴-۳- ملاحظات لرزه‌ای شفت‌های قائم

ملاحظات اولیه لرزه‌ای برای طراحی سازه‌های شفت‌های قائم، شامل در نظر گرفتن کرنش‌های انحنایی و نیروهای برشی جداره تونل بوده که ناشی از کرنش‌های برشی زمین به دلیل انتشار موج‌های برشی می‌باشند. به ویژه نیازهای نیرو و تغییر مکان در مواردی که شفت‌ها در خاک‌های نرم و عمیق مدفون باشند و یا از مرز دو لایه متفاوت خاک با سختی‌های متفاوت عبور کنند، بحرانی و حائز اهمیت خواهند بود. رویه کلی مورد استفاده برای ارزیابی اثرات کرنش‌های برشی زمین بر روی سازه‌های شفت به دلیل انتشار موج‌های برشی در روش تحلیل به‌وسیله مدل‌سازی عددی است. روش عددی به‌صورت مدل‌سازی سه‌بعدی و با فرآیندی مشابه روش ارائه شده برای سازه‌های کرنش مسطح است. به جای استفاده از روش دقیق‌تر فوق استفاده از روش‌های ساده شده بر اساس منابع معتبر نیز مجاز است. استفاده از رابطه ارائه شده در نشریه ۳۰۸ برای اضافه فشار لرزه‌ای وارد بر دیوار نیز می‌تواند در طرح لرزه‌ای شفت قائم به کار رود. این فشار به‌صورت یکنواخت بر دیوار شفت اعمال می‌شود.

$$\Delta P_{AE} = 1.25 k_a A \gamma H$$

(۴-۶۶)

k_a : ضریب فشار جانبی محرک

H : ارتفاع دیوار (m)



A: شتاب حداکثر زمین با اعمال ضریب کاهشی مربوط به عمق مورد نظر (PGA)

۴-۴- ملاحظات لرزه‌ای ایستگاه‌های روزمینی و یا سازه‌های جنبی روزمینی

عمر مفید سازه‌ایستگاه روزمینی و سازه مسیر، سازه مرکز کنترل و فرمان، سازه‌های هواکش روزمینی و یا رکتیفایر روزمینی و کلیه سازه‌های جنبی (مانند ورودی‌ها)، ۱۰۰ سال است و لذا در گزارش لرزه‌خیزی می‌بایست با توجه به عمر مفید سازه و احتمال وقوع زلزله، خطر لرزه‌ای با دوره بازگشت متناسب ارائه شود.

به منظور طرح لرزه‌ای سازه‌های روزمینی می‌توان از هر یک از روش‌های مجاز استاندارد ۲۸۰۰ اعم از استاتیکی معادل و یا دینامیکی با رعایت موارد مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ استفاده کرد. علاوه بر مفاد استاندارد ۲۸۰۰ رعایت موارد زیر نیز الزامی است.

زلزله طرح زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۱۰۰ سال ۱۰ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۹۵۰ سال است.

زلزله بهره‌برداری زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۱۰۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۲۰ سال است.

سازه ایستگاه یا مسیر روزمینی و یا اجزا سازه جنبی از نظر اهمیت جز سازه با اهمیت خیلی زیاد محسوب می‌شود. استفاده از هر نوع سیستم باربر جانبی اعم از فولادی و بتنی و... متوسط و ویژه برای طراحی سازه‌ایستگاه و مسیر با رعایت مفاد استاندارد ۲۸۰۰ مجاز است. در استفاده از سازه‌های بتنی و فولادی رعایت مفاد بخش طراحی در برابر آتش‌سوزی آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ضروری است.

ضریب رفتار سازه تحت زلزله طرح برابر ضریب رفتار تعریف شده در استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شود.

کلیه ترکیبات بارگذاری و طراحی چنین سازه‌های بر اساس آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و مبحث ششم و دهم مقررات ملی می‌بایست انجام گردد.

در مورد سازه‌هایی که بخشی از آن‌ها روزمینی و بخشی زیرزمینی است رعایت مفاد بند ۳-۳-۵-۹ استاندارد ۲۸۰۰ ضروری است.



فصل ۵

ارزیابی جابجایی زمین و آنالیز

ریسک عملیات احداث ایستگاه (تونل)

بر سازه‌ها و تاسیسات شهری





۵-۱- مقدمه

عموماً به علت خاک‌برداری که منجر به حذف یک توده از خاک می‌شود و یا به علت تغییر تنش در حین خاک‌برداری، جابه‌جایی در زمین (در عرف نشست) رخ می‌دهد. بررسی نشست و آنالیز ریسک سازه‌های شهری و تأسیسات شهری موجود در محدوده تأثیر حفاری الزامی است.

طراح موظف به برآورد نشست متناسب با روش اجرا در پروسه طراحی است. طراح باید طرح بهسازی زمین یا استفاده از سازه نگهدارنده مناسب جهت حفظ تغییرشکل مجاز را ارائه دهد.

تعیین و تعریف مقادیر قابل تحمل نشست و یا به اصطلاح "نشست‌های مجاز" برای انواع مختلف سازه‌ها، به علت پیچیدگی اندرکنش سه بخش سازه-شالوده (یا شمع)-خاک، مسئله بسیار مشکلی است که به روش‌های تجربی و یا به روش‌های نظری راه‌حل عام و کلی برای آن نمی‌توان یافت. موارد ارائه شده در این فصل در تعیین رده ریسک بر اساس مراجع داخلی و خارجی و برای سازه‌های غیر از سازه‌های خاص است.

پیمانکار موظف است روش اجرا را دقیقاً مطابق فرضیات طراحی پیش‌برد و ضامن قرائت و کنترل تغییرشکل‌ها در محدوده مجاز ارائه شده، است. اگر به هر دلیلی پیمانکار روش اجرا را تغییر دهد موظف است تغییرشکل‌ها را کنترل و طراحی را بازبینی نماید تا تغییرشکل‌ها در محدوده مجاز باقی بماند.

با توجه به اینکه اکثر سازه‌هایی که در محیط‌های شهری قرار دارند دارای پی سطحی زمین (عمق پی کمتر از سه برابر عرض پی، $\frac{D}{B} \leq 3$) هستند، لذا پارامترهای کنترل تغییرشکل عمدتاً برای سازه‌های با پی سطحی تعریف شده است.

در صورت انجام عملیات احداث ایستگاه یا تونل در مجاورت سازه خاص مانند بناهای تاریخی، پل و... نشست‌ها و رواداری‌های مجاز این سازه‌ها می‌بایست از ارگان‌های مربوطه (میراث فرهنگی، شهرداری و...) استعلام گردد. در صورتی که بر خلاف تأکید این فصل، بررسی سازه‌های خاص (بناهای تاریخی، پل و...) با ضوابط این فصل انجام گردد (یا عدم دریافت ضوابط از سازمان‌های مربوط) و نتایج بررسی ریسک سازه‌ها نشان دهد که سازه‌ی در محدوده ریسک متوسط، بالا یا بسیار بالا است، بررسی ضوابط مقاومت (شکست پی) به خصوص در سازه با پی عمیق (شمع) در قالب پروژه جداگانه و با مدل‌سازی دقیق المان‌های این سازه‌ها ضروری است.

۵-۲- پارامترهای کلیدی در ارزیابی تأثیر تغییر شکل زمین بر سازه‌های موجود

نشست به خودی خود عامل آسیب به سازه نیست، بنابراین لازم است پارامترهای دیگری تعریف شود تا بین اطلاعات مربوط به نشست و آسیب ارتباط برقرار شود. پارامترهای کلیدی که بر اساس نوع پی، سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهند، به شرح زیر می‌باشند:

- برای سازه‌های با پی منفرد، آسیب عمدتاً در اثر نشست افتراقی پی‌ها ایجاد می‌شود. پارامترهای مهم در این



- نوع سازه‌ها عبارت‌اند از اعوجاج زاویه‌ای حداکثر ($\beta_{\max}$) و نشست قائم حداکثر در زیر پی ($S_{\max}$)
- برای سازه‌های با پی گسترده، پارامتر کرنش کششی حداکثر ($\epsilon_{\max}$) که به خیر حداکثر ($\Delta_{\max}$) سازه وابسته است، پارامتر کلیدی محسوب می‌شود.
 - برای سازه‌های بنایی، دو پارامتر نسبت خیز سازه ($DR = \Delta / L$) و کرنش کششی حداکثر ($\epsilon_{\max}$)، پارامترهای مناسب برای بررسی رفتار این نوع سازه‌ها در هنگام نشست است. با استفاده از $\epsilon_{\max}$ می‌توان هر دو رفتار خمشی و کششی سازه را مشخص کرد لذا این پارامتر به‌عنوان پارامتر کلیدی برای ارزیابی خسارت وارد بر سازه محسوب می‌شود.
- پارامترهای مختلف مرتبط با تغییر شکل سازه در جدول ۵-۱ نمایش داده شده است.

جدول ۵-۱- پارامترهای مرتبط با تغییر شکل سازه در اثر نشست

	چرخش یا شیب^۱ (θ): میزان تغییر شیب خط مستقیم بین دو نقطه مشخص در سازه را نشان می‌دهد. کرنش زاویه‌ای^۲ (α): باعث ایجاد خمیدگی مقعر یا محدب در سازه می‌شود که منفی نشان دهنده تحدب و مثبت نشان دهنده تقعر است.
	خیز نسبی^۳ (Δ): نشان دهنده حداکثر جابجایی قائم بین دو نقطه مشخص نسبت به خط مستقیم متصل کننده آن دو نقطه است. نسبت خمش یا تغییر شکل^۴ (DR): عبارت است از حاصل تقسیم خمش نسبی بین دو نقطه بر فاصله افقی بین آن‌ها ($DR = \Delta / L$).
	انحراف^۵ (ω): میزان چرخش صلب کل سازه یا بخشی از آن را نشان می‌دهد. اعوجاج زاویه‌ای یا چرخش نسبی^۶ (β): میزان چرخش خط مستقیم متصل کننده بین دو نقطه مشخص نسبت به خط چرخش صلب سازه را نشان می‌دهد.

^۱ . Rotation or slope^۲ . Angular strain^۳ . Relative deflection^۴ . Deflection ratio^۵ . Tilt^۶ . Relative rotation or angular distortion

۵-۳- تعیین میزان نشست در محل سازه‌های اطراف

میزان نشست یا تغییر شکل زمین به‌وسیله روش‌های مدل‌سازی عددی (اجزا محدود یا تفاضل محدود) و یا روش‌های تجربی (و یا تحلیلی) قابل تعیین است.

۵-۳-۱- روش‌های عددی

روش‌های عددی شامل استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود یا تفاضل محدود جهت مدل‌سازی پاسخ زمین به حفاری ایستگاه یا تونل است. در اکثر مراجع عنوان شده است که تکنیک‌های مدل‌سازی عددی هنگامی باید مورد استفاده قرار گیرند که نتایج دیگر روش‌ها (تجربی یا تحلیلی) بیانگر تجاوز تغییر شکل از حد مجاز و یا اعوجاج زاویه‌ای در مستحقات اطراف تونل باشد. اما در این دستورالعمل تأکید می‌شود مقادیر تغییر شکل‌ها (و سایر پارامترهای کلیدی) و نشست‌های ناشی از اجرای ایستگاه یا تونل بر محیط اطراف، با به‌کارگیری روش‌های عددی (اجزا محدود و یا تفاضل محدود) تعیین گردد.

لازم است در مدل‌سازی‌های عددی (دو یا سه‌بعدی) کلیه مراحل ساخت سازه هسته مرکزی و سازه‌های اطراف ایستگاه (یا تونل) اعم از موقت و دائم در نظر گرفته شود. همچنین گزارش خروجی می‌بایست شامل اعلام نتایج تغییر شکل زمین در هر مرحله ساخت باشد.

۵-۳-۲- روش‌های تجربی و یا تحلیلی

در صورتی که بر خلاف توصیه دستورالعمل حاضر در تعیین نشست (و سایر پارامترهای مرتبط مانند کرنش، چرخش و...) از روش‌های عددی استفاده نشود، نشست‌ها با هر روش تجربی و یا تحلیلی تجربی از منابع معتبر قابل محاسبه است.

الف- روش تجربی

نشست سطحی زمین می‌تواند با استفاده از روابط زیر در نقطه مشخصی از طول تونل تعیین شود. حداکثر نشست (تغییر شکل قائم) در مرکز تونل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S_{\max} = 0.4 \frac{V_1 A_t}{KZ_0} \quad (۵-۱)$$

$S_{\max}$: حداکثر نشست در خط مرکزی تونل (m)

V_1 : افت حجم زمین (به عملکرد و کیفیت کنترل زمین حین ساخت بستگی داشته و از ۰/۲۵ درصد برای بهترین حالت

تا ۱ درصد برای بدترین حالت بیان می‌شود)

A_t : سطح مقطع تونل (m^2)



K: پارامتر نشست عرضی (به نوع زمین بستگی دارد و از ۰/۵ برای خاک خیلی چسبنده تا ۰/۲۵ برای خاک خیلی دانه‌ای متغیر است)

Z_0 : عمق تونل از سطح زمین (m)

نشست در فاصله y از محور مرکزی تونل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S_y = S_{\max} \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2(KZ_0)^2}\right) \quad (۲-۵)$$

$S_{\max}$: حداکثر نشست در محور مرکزی تونل مطابق رابطه ۵-۱ (m)

y : فاصله از محور مرکزی تونل (m)

جابجایی افقی زمین نسبت به محور مرکزی تونل در فاصله y از محور مرکزی تونل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S_h = \frac{y}{Z_0} S_y \quad (۳-۵)$$

ب- روش تحلیلی

راه حل تحلیلی بسته (ارائه شده در مراجع معتبر) می‌تواند جهت تخمین نشست و تغییرشکل جانبی زیر سطح زمین به کار گرفته شود. نشست زیر سطح زمین در فاصله x از محور مرکزی تونل و فاصله z از سطح زمین به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$U_z = \varepsilon_0 R^2 \left(-\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right) \cdot \exp \left\{ -\left[\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (۴-۵)$$

R : شعاع تونل حفاری شده (m)

ε_0 : متوسط نسبت افت حجم زمین

z : عمق از سطح زمین (m)

x : فاصله افقی از محور مرکزی تونل (m)

ν : نسبت پواسون زمین

β : زاویه حدی برابر با $45 + \phi/2$

H : عمق خطوط تونل (m)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

در نتیجه نشست سطحی زمین در فاصله x از محور مرکزی تونل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$U_{z=0} = \varepsilon_0 R^2 \cdot \frac{4H(1-\nu)}{H^2 + x^2} \cdot \exp \left\{ -\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} \right\} \quad (۵-۵)$$

تغییرشکل جانبی زمین در فاصله x از محور مرکزی تونل و عمق z از سطح زمین به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$U_x = \varepsilon_0 R^2 x \left[\frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \cdot \exp \left\{ -\left[\frac{1.38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (۶-۵)$$



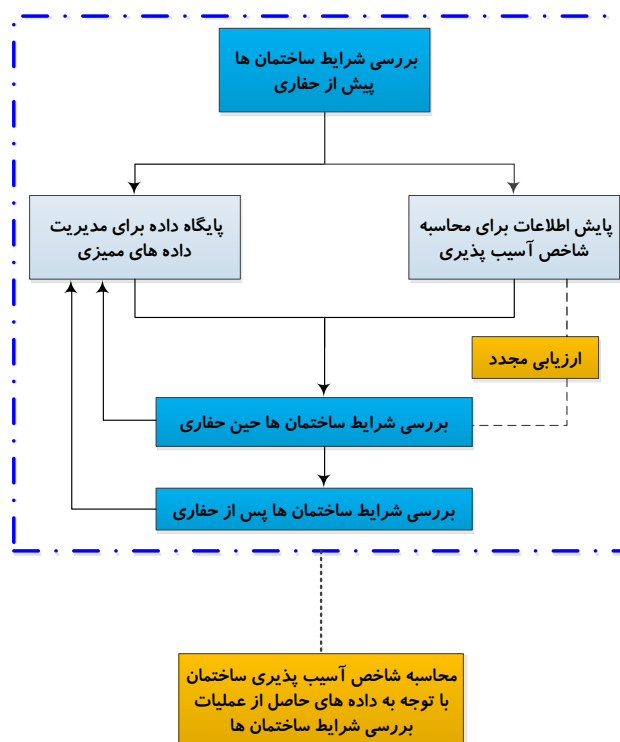
۵-۴- تعیین شاخص آسیب‌پذیری (IV^۱) و کلاس سازه

به‌طور کلی آسیب‌های ناشی از تغییر شکل زمین بر سازه‌های اطراف را می‌توان به چهار گروه تقسیم کرد:

- آسیب به نما و زیبایی عمومی بنا.
- اختلال در بهره‌برداری از سازه یا تأسیسات مستقر در آن.
- آسیب به اجرا سازه.
- ایجاد تغییر در پایداری سازه.

به منظور پیش‌بینی پتانسیل آسیب سازه‌ها در اثر تغییر شکل زمین، روش‌های تجربی و کیفی مختلفی در مراجع ارائه شده است.

خسارات وارد بر سازه‌ها و سازه‌های سطحی به نوع و وضعیت سازه، مشخصات سازه و همچنین میزان نشست ناشی از حفاری بستگی دارد. بنابراین اولین گام در برآورد ریسک سازه‌ها، بررسی شرایط سازه‌ها و ثبت مشخصات آن‌ها است. خروجی بررسی شرایط سازه‌ها، محاسبه شاخص آسیب‌پذیری بنا و همچنین تعیین کلاس سازه است. در نمودار شکل ۵-۱ روند انجام عملیات بررسی و ثبت شرایط سازه‌ها نشان داده شده است.



شکل ۵-۱- نمودار روند انجام عملیات بررسی و ثبت شرایط سازه‌ها

^۱ Vulnerability Index

شاخص آسیب‌پذیری یک مشخصه ذاتی بنا است که بیانگر فاصله بنا با وضعیت ایده‌آل است. در واقع هر چه شاخص آسیب‌پذیری بیشتر باشد، بدین معنی است که وضعیت بنا مناسب نیست و رواداری‌های آن در برابر تغییر شکل‌های اضافی کوچک‌تر خواهد بود. شاخص آسیب‌پذیری سازه که مشخص کننده درجه آسیب‌پذیری (کلاس سازه) آن است به ۵ رده کیفی مطابق با جدول ۲-۵ تفکیک شده است.

جدول ۲-۵- رده‌بندی توصیفی سازه بر اساس شاخص آسیب‌پذیری (تعیین کلاس سازه)

امتیاز شاخص	۰ - ۲۰	۲۰ - ۴۰	۴۰ - ۶۰	۶۰ - ۸۰	۸۰ - ۱۰۰
شاخص آسیب‌پذیری بنا	قابل صرف نظر	خفیف	کم	متوسط	زیاد
درجه آسیب‌پذیری بنا (کلاس سازه)	A	B	C	D	E

جهت تعیین شاخص آسیب‌پذیری مراحل زیر می‌بایست انجام شود:

- ۱) تخمین حداکثر نشست در مقاطع مختلف محدوده مورد مطالعه و تعیین محدوده متأثر از نشست ایستگاه یا تونل
 - ۲) شماره‌گذاری، تعیین و تدقیق محدوده سازه‌های واقع در زون تحت تأثیر نشست ایستگاه یا تونل
 - ۳) تهیه نقشه‌های اولیه بر اساس فایل پلان و پروفیل، کاداستر و تدقیق‌های انجام شده بر اساس نقشه‌برداری محل و تهیه کروکی برای هر کدام از سازه‌ها
 - ۴) بازدید میدانی به منظور ثبت مشخصات سازه‌های واقع در زون تأثیر ایستگاه یا تونل، تهیه عکس‌های مشخصه و تکمیل فرم‌های BCS^۱ (جدول ۳-۵)
 - ۵) تکمیل جداول شاخص آسیب‌پذیری سازه‌ها بر اساس اطلاعات ثبت شده در مراحل ۳ و ۴ و محاسبه شاخص آسیب‌پذیری (جدول ۳-۵)
 - ۶) طبقه‌بندی کلاس سازه‌ها بر اساس شاخص آسیب‌پذیری (جدول ۲-۵)
- شاخص آسیب‌پذیری سازه می‌بایست بر اساس جمع معیارهای جدول ۳-۵ تعیین گردد. شاخص آسیب‌پذیری شامل رفتار سازه‌ای سازه، وضعیت قرارگیری و جهت‌گیری سازه نسبت به خط حفاری، عملکرد سازه‌ای (درجه اهمیت) بنا، وضعیت معماری بنا و شرایط فعلی بنا است.

^۱ Building Condition Survey



جدول ۵-۳- محاسبه شاخص آسیب‌پذیری سازه

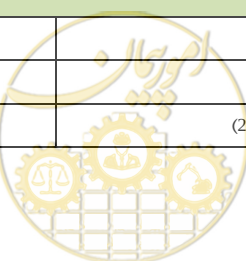
رفتار سازه‌های ساختمان				
مقدار مفروض		مشخصه		
المان‌های سازه‌ای افقی				
	۶	چوبی		
	۰	بتن مسلح		
	۵	طاق ضربی (آجر و فلز)		
	۲	تیرچه و بلوک		
المان‌های سازه‌ای قائم				
	۷	بنایی		
	۲	فلزی		
	۲	بتن مسلح		
	۴	ترکیبی		
منبع اطلاعات ساخت				
	۰	مستقیم (از نقشه‌ها، پیمانکار)		
	۳	غیر مستقیم (مالک ساختمان، ساکنین، مشابهت با ساختمان‌های شناخته شده)		
نوع کارهای تعمیراتی (در صورت انجام)				
	۲	نامشخص		
	۴	افزایش بازشوها در نمای خارجی یا دیوارهای باربر		
	۰	اصلاحات با حفظ ساختار قبلی		
	-۳	اصلاحات با بهبود ساختار قبلی		
	-۵	تقویت (سازه باربر یا پی)		
	۵	اضافه کردن طبقه		
	۰	کارهای داخلی جزئی		
وجود طبقه زیرزمین				
	۰	خیر		
	۳	بله		
تعداد طبقات				
	۱	یک طبقه		
	۲	دو تا سه طبقه		
	۴	چهار تا شش طبقه		
	۶	بیشتر از شش طبقه		
موقعیت و جهت گیری بنا				
مقدار مفروض		شاخص		مشخصه
LT	ST	LT	ST	الف-جهت گیری
		۱۰	۵	$L1/L2 < 0.5$
		۶		$0.5 < L1/L2 < 2$
		۵	۱۰	$L1/L2 > 2$
ب-اثر گروه ساختمان‌ها				
		۱۵		ساختمان‌های منفرد نوع A ($2D > L1, L2$)
		۵		ساختمان‌های منفرد نوع B ($2D < L1, L2$)
		۱۰		ساختمان‌های منفرد نوع C ($2D < L2, L1 < 2D$)

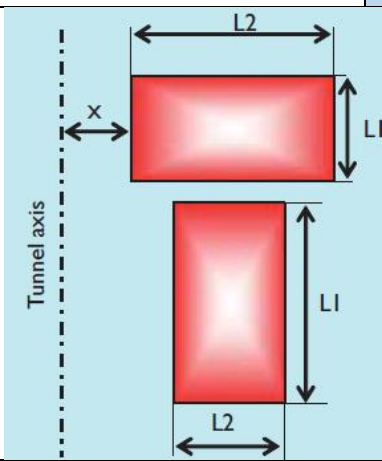
حداکثر امتیاز: ۲۹

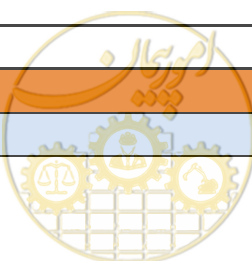
حداکثر مقدار : ۲۵

حداکثر امتیاز: ۲۹

حداکثر مقدار: ۲۵



		۱۰		ساختمان‌های منفرد نوع D ($L_2>2D$, $L_1>D$)			
		۷		گروه ساختمان‌های موازی محور تونل			
		۰		گروه ساختمان‌های عمود بر محور تونل			
موقعیت نسبت به تونل (مقادیر آن در دو آیتم الف و ب ضرب می‌شود)							
		۱		$X/D<1$			
		۰/۵		$1<X/D<3$			
		۰		$3<X/D$			
توضیحات							
L_1 : طول میانگین سازه در جهت موازی با محور حفاری تونل							
L_2 : طول میانگین سازه در جهت عمود بر محور حفاری تونل							
ST : کوتاه مدت							
LT : بلند مدت							
X : فاصله سازه تا محور آکس تونل یا ایستگاه							
D : قطر تونل							
عملکرد سازه‌ای بنا							حداکثر مقدار : ۱۰
مقدار مفروض		شاخص		مشخصه			
کاربری ساختمان							
		۱۰		اهمیت خیلی زیاد(بیمارستان، تأسیسات، بناهای حاوی تجهیزات بسیار حساس، بناهای یادبود و تاریخی)			
		۷		اهمیت زیاد(مدارس، مساجد ، استادیوم سینما، فروشگاه)			
		۵		اهمیت متوسط (همه ساختمان ها به‌غیر از دو گروه دیگر از جمله ساختمان های مسکونی)			
		۰		اهمیت کم(پارکینگ ها، ساختمان های متروکه)			
مشخصات معماری بنا							حداکثر مقدار : ۱۹
مقدار مفروض		شاخص		مشخصه			
تاریخی/میراث فرهنگی							
		۰		خیر			
		۱۰		بله			
دیوارهای غیرباربر داخلی							
		۱		چوبی			
		۴		آجری			
		۳		پنل‌های پیش ساخته			
		۲		آلومینیوم و شیشه			
نمای خارجی							
		۵		کاشی کاری هنری یا ترکیبی (آلومینیوم شیشه)			
		۳		معمولی (سنگی، آجری)			
		۲		پلاستر (سیمانی)			
		۱		غیره			
شرایط فعلی ساختمان							حداکثر مقدار: ۱۷
مقدار مفروض		شاخص		مشخصه			

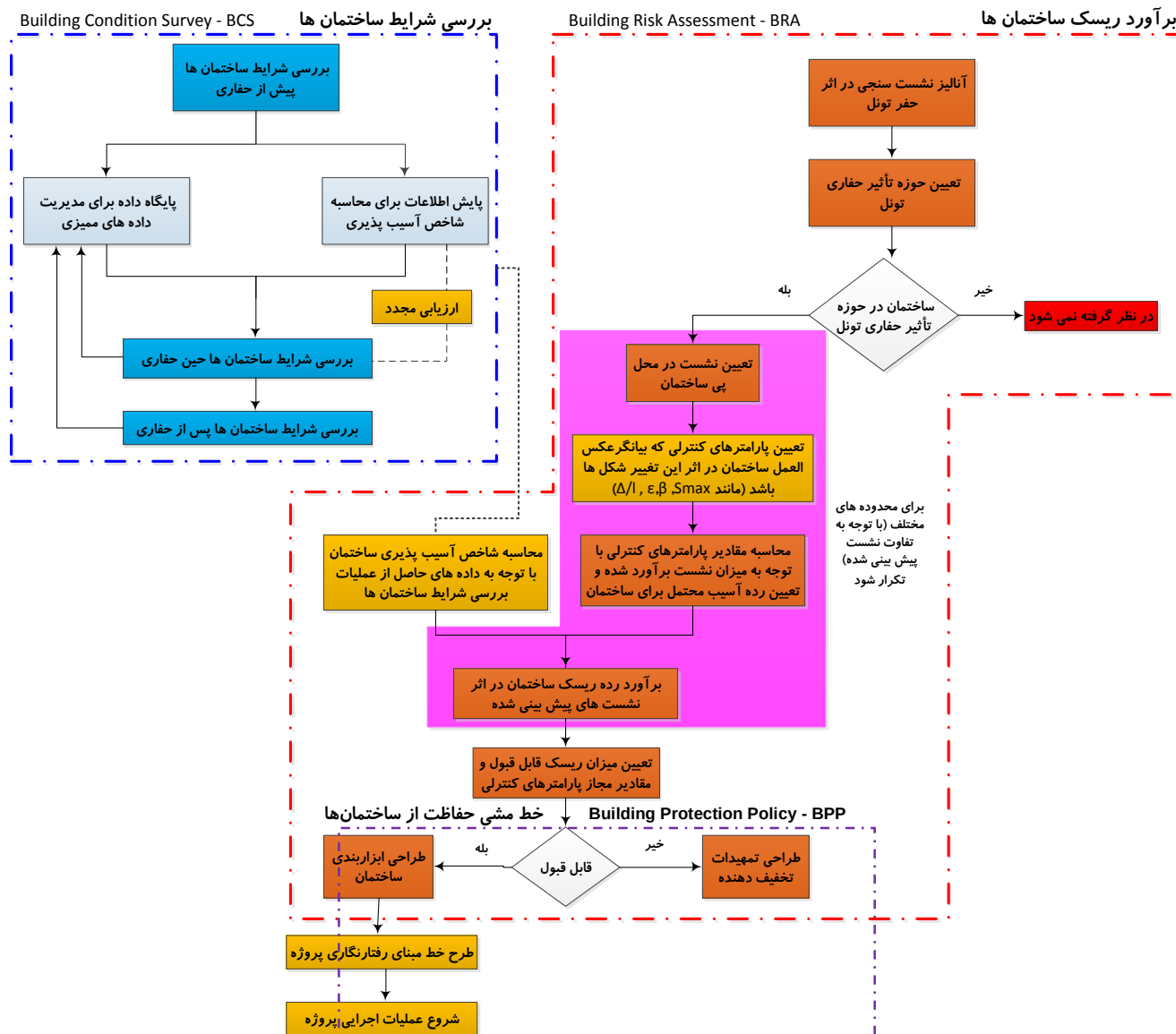


عمر ساختمان		
نوساز	۰	
کمتر از ۱۰ سال	۲	
بین ۱۰ تا ۲۰ سال	۳	
بین ۲۰ تا ۳۰ سال	۴	
بین ۳۰ تا ۴۰ سال	۶	
بیشتر از ۴۰ سال	۷	
نشانه‌های نشست در محیط اطراف		
بله	۴	
خیر	۰	
ترک‌ها		
ترک‌های اصلی با شبکه وسیع	۶	
ترک با شبکه محدود	۵	
ترک‌های مجزا و فرعی	۳	
ترک بر روی پلاستر	۱	
عدم مشاهده ترک	۰	

۵-۵- برآورد ریسک سازه‌ها

شکل زیر فلوجارت انجام عملیات بازرسی و ثبت مشخصات و مطالعات برآورد ریسک سازه‌ها نشان داده شده است. بعد از آنالیزهای نشست‌سنجی و مشخص شدن سازه‌های واقع در حوزه تأثیر، میزان نشست در محل پی هر سازه محاسبه شده و پارامترهایی که بیانگر عکس‌العمل سازه در برابر تغییرشکل‌های پیش‌بینی شده است، تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از این پارامترها، رده آسیب محتمل برای هر سازه مشخص می‌شود. برای تعیین رده آسیب محتمل از معیار برلند یا رانکین استفاده می‌شود. با تلفیق نتایج بدست آمده با مقدار شاخص آسیب‌پذیری سازه (منتج از عملیات بررسی شرایط سازه‌ها)، رده ریسک سازه‌ها با استفاده از ماتریس برآورد ریسک آن‌ها تعیین می‌شود.





شکل ۵-۲- نمودار روند انجام عملیات بررسی و ثبت شرایط سازه‌ها و مطالعه برآورد ریسک آن‌ها

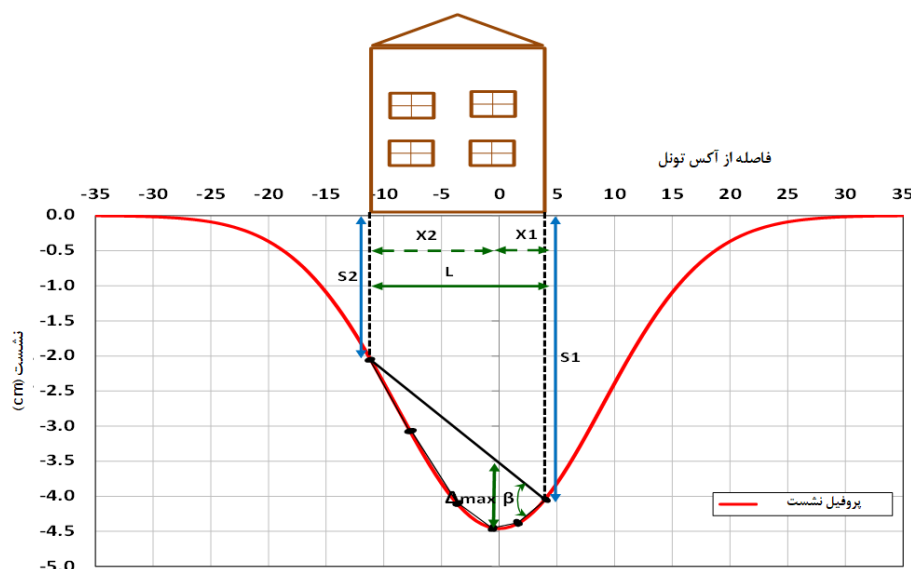
به منظور تعیین رده ریسک، در این دستورالعمل از طبقه‌بندی برلند و رانکین استفاده می‌شود. طبقه‌بندی برلند که برای سازه‌های بنایی (با پی و کلاف) مناسب است، بر مبنای نسبت انحراف (Δ_{max}/L) (شکل ۵-۳) و حداکثر کرنش کششی (ϵ_{max}) ارائه شده است. این طبقه‌بندی در جدول ۴-۵ شرح داده شده است. مقدار کرنش افقی (ϵ_h) با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\epsilon_h = \left(\frac{dS_H}{dy} \right) \quad (5-7)$$

S_H : تغییر مکان سطحی افقی (m)

y : فاصله افقی نقطه مورد نظر از محور تونل (m)





شکل ۳-۵- پارامترهای کنترلی در ارزیابی سازه به روش برلند

جدول ۴-۵- طبقه‌بندی آسیب‌ها طبق روش برلند

رده آسیب	شدت آسیب	توصیف نمونه‌های بارز آسیب
(۰) نمای سازه	قابل صرف نظر کردن	ترک‌های مویی در نمای سازه
(۱) نمای سازه	بسیار کم (بدون اهمیت)	ترک‌های ریز که با نازک کاری (نوآرایی) قابل اصلاحند. آسیب عموماً محدود به پرداخت کاری دیوارهای داخلی است. با بررسی‌های دقیق‌تر احتمال آشکار شدن برخی ترک‌ها در دیوارهای خارجی آجری یا بنایی وجود دارد.
(۲) نمای سازه	کم	ترک‌های ریز که به سادگی پر می‌شود. شاید نیاز به نوآرایی باشد. ترک‌های عودکننده را می‌توان با یک آستر مناسب پوشاند. ترک‌های خارجی قابل رؤیت بوده و به منظور اطمینان از آب‌بندی نیاز به بندکشی مجدد وجود دارد. درها و پنجره‌ها اندکی گیر می‌کند.
(۳) نمای سازه / کارکردی	متوسط	ترک‌ها نیاز به بازکردن و تعمیر با عملیات بنایی دارد. بندکشی در دیوارهای خارجی و اندکی کارهای بنایی برای جایگزینی بخش‌هایی از دیوار نیاز است. درها و پنجره‌ها گیر می‌کند. لوله‌های سرویس ترک خورده یا شکاف برمی‌دارد. اغلب اوقات آب‌بندی معیوب می‌شود.
(۴) کارکردی / قابلیت استفاده	شدید	کارهای تعمیراتی وسیع مانند تخریب و جایگزینی بخش‌هایی از دیوارها، مخصوصاً بالای درها و پنجره‌ها ضروری است. قاب در و پنجره‌ها تاب بر داشته و کف به‌طور قابل ملاحظه‌ای شیب برمی‌دارد. دیوارها به‌طور قابل ملاحظه‌ای مایل شده یا شکم می‌دهد. لوله‌های سرویس شکسته یا می‌ترکد.
(۵) سازه‌ای	بسیار شدید	کارهای تعمیراتی عمده شامل بازسازی بخشی یا کامل در بعضی قسمت‌ها. تیرهای سقفی قابلیت تحمل بار نداشته، دیوارهای به شدت مایل شده و نیاز به شمع‌زنی دارد. پنجره‌ها تاب برداشته و می‌شکند. خطر ناپایداری وجود دارد.

طبقه‌بندی رانکین برای سازه‌های قابی با پی منفرد و یا عمیق (جایی که فاصله بین شمع‌ها به اندازه‌ای است که می‌توان

از اثر گروهی آن‌ها صرف‌نظر نمود)، استفاده می‌شود. این طبقه‌بندی بر اساس مقادیر حدی نشست (S_{max}) و تغییرشکل

زاویه‌ای (β_{max}) است.



جدول ۵-۵- طبقه‌بندی ارزیابی خسارت وارد بر سازه قابی با پی منفرد طبق روش رانکین

رده آسیب	شدت خسارت	توصیف خسارت
۱ (ظاهری)	ناچیز، قابل مشاهده نیست	بدون آسیب سطحی (نمای سازه)
۲ (ظاهری)	سبک	احتمال پایین خسارت سطحی بدون آسیب سازه‌ای
۳ (عملکردی)	متوسط	خسارت سطحی قابل انتظار و آسیب به تأسیسات صلب
۴ (سرویس‌دهی و سازه‌ای)	زیاد	خسارت سازه‌ای قابل انتظار و آسیب‌دیدگی کلیه تأسیسات

ارتباط بین رده آسیب و شاخص آسیب‌پذیری سازه با کرنش کششی حدی (ε_{lim}) در طبقه‌بندی رانکین و با نشست حداکثر (S_{max}) و اعوجاج زاویه‌ای حداکثر (β_{max}) در طبقه‌بندی برلند، در جدول ۵-۶ ارائه شده است. نکته قابل توجه در خصوص جدول ۵-۶ استفاده از ضریب کاهش F_R در تعیین حدود مجاز پارامترهای کنترل کننده است. این ضریب برای در نظرگیری حدود سخت‌گیرانه‌تر برای سازه‌هایی که از شاخص آسیب‌پذیری بالاتری برخوردارند در نظر گرفته شده است.

جدول ۵-۶- ارتباط بین اندیس آسیب‌پذیری و رده خرابی

رده آسیب سازه	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	$F_R = 1/0$		$F_R = 1/25$		$F_R = 1/5$		$F_R = 1/75$		$F_R = 2/0$	
	$\varepsilon_{lim}(\%)$									
	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
۰	۰/۰۰۰	۰/۰۵۰	۰/۰۰۰	۰/۰۴۰	۰/۰۰۰	۰/۰۳۳	۰/۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۰۰۰	۰/۰۲۵
۱	۰/۰۵۰	۰/۰۷۵	۰/۰۴۰	۰/۰۶۰	۰/۰۳۳	۰/۰۵۰	۰/۰۲۹	۰/۰۴۳	۰/۰۲۵	۰/۰۳۸
۲	۰/۰۷۵	۰/۱۵۰	۰/۰۶۰	۰/۱۲۰	۰/۰۵۰	۰/۱۰۰	۰/۰۴۳	۰/۰۸۶	۰/۰۳۸	۰/۰۷۵
۳	۰/۱۵۰	۰/۳۰۰	۰/۱۲۰	۰/۲۴۰	۰/۱۰۰	۰/۲۰۰	۰/۰۸۶	۰/۱۷۱	۰/۰۷۵	۰/۱۵۰
۴ الی ۵	$> 0/300$		$> 0/240$		$> 0/200$		$> 0/171$		$> 0/150$	

رده آسیب سازه	$0 < I_v < 20$		$20 < I_v < 40$		$40 < I_v < 60$		$60 < I_v < 80$		$80 < I_v < 100$	
	$F_R = 1/0$		$F_R = 1/25$		$F_R = 1/5$		$F_R = 1/75$		$F_R = 2/0$	
	S_{max} (mm)	β_{max}	S_{max} (mm)	β_{max}	S_{max} (mm)	β_{max}	S_{max} (mm)	β_{max}	S_{max} (mm)	β_{max}
۱	< 10	$< 0/002$	< 8	$< 0/0016$	$< 6/7$	$< 0/0013$	$< 5/7$	$< 0/0011$	< 5	$< 0/001$
۲	۱۰-۵۰	۰/۰۰۲-۰/۰۰۵	۸-۴۰	۰/۰۰۴-۰/۰۰۱۶	۶/۷-۳۳	۰/۰۰۳-۰/۰۰۱۳	۲۸/۵-۵/۷	۰/۰۰۱۱-۰/۰۰۲۸	۵-۲۵	۰/۰۰۰۱-۰/۰۰۰۲۵
۳	۵۰-۷۵	۰/۰۰۵-۰/۰۲۰	۴۰-۶۰	۰/۰۰۴-۰/۰۱۶	۳۳-۵۰	۰/۰۰۳-۰/۰۱۳	۲۸/۵-۴۳	۰/۰۱۱-۰/۰۲۸	۳۷/۵-۲۵	۰/۰۰۲۵-۰/۰۱۰
۴	> 75	$> 0/020$	> 60	$> 0/016$	> 50	$> 0/013$	> 43	$> 0/011$	$> 37/5$	$> 0/010$

ترکیب این دو طبقه‌بندی، ماتریس ریسک نشست سازه‌ها را تشکیل می‌دهد که منتج به تعیین رده ریسک سازه و پیشنهاد اولیه راهکار حفاظتی مطابق با جدول ۵-۷ می‌گردد. در این ماتریس رده آسیب احتمالی بیانگر احتمال وقوع حادثه (با توجه به نشست پیش‌بینی شده) و کلاس سازه معرف شدت اثر آن است.



راه کارهای حفاظت از سازه‌ها بسته به شرایط محلی سازه بوده و تابع تصمیم‌گیری بر اساس یک سری از پارامترها مانند رده ریسک پیش‌بینی شده، کاربری سازه، وضعیت سکونت آن و... است که می‌بایست بر اساس قضاوت مهندسی، یک طرح مناسب برای حفاظت آن ارائه گردد. جدول زیر به صورت پیشنهاد اولیه است و طرح خط‌مشی می‌بایست بر اساس نظر طراح تدقیق گردد.

جدول ۵-۷- ماتریس تعیین رده ریسک سازه با توجه به کلاس سازه و رده آسیب محتمل

کلاس سازه	رده آسیب					
	۰	۱	۲	۳	۴	۵
A	I	I	I	II	III	IV
B	I	I	II	III	IV	V
C	I	II	II	III	IV	V
D	I	II	III	IV	V	V
E	II	III	IV	V	V	V

جدول ۵-۸- توصیف رده‌های مختلف ریسک و عملیات حفاظتی

رده ریسک	توصیف	پیشنهاد اولیه عملیات حفاظتی
I	قابل چشم‌پوشی، رفتارنگاری حداقلی سازه	-
II	ریسک پایین، رفتارنگاری تکمیلی سازه	- افزایش توانر قرائت ابزار و نصب ابزارهای بیشتر
III	ریسک متوسط، پیش‌بینی تمهیدات حفاظتی	- افزایش توانر قرائت ابزار و نصب ابزارهای بیشتر - بازدید حضوری و اصلاح احتمالی شاخص آسیب‌پذیری سازه - پیش‌بینی راهکارهای حفاظتی (مانند اسکافولبدی) و آمادگی برای نصب آن‌ها در صورت لزوم - نصب ابزار حفاظتی در صورت وجود سازه‌های ریزشی
IV	ریسک بالا، اعمال تمهیدات حفاظتی و پیش‌گیرانه	- افزایش توانر قرائت ابزار و نصب ابزارهای بیشتر - انجام اقدامات پیش‌گیرانه برای کاهش آسیب وارد بر سازه - (تقویت سازه، ایجاد مانع بین سازه و محل حفاری، تقویت خاک محل سازه) - نصب راهکارهای حفاظتی (مانند اسکافولبدی)
V	ریسک بسیار بالا، آسیب غیرقابل اجتناب	- افزایش توانر قرائت ابزار و نصب ابزارهای بیشتر - انجام اقدامات پیش‌گیرانه برای کاهش آسیب وارد بر سازه - (تقویت سازه، ایجاد مانع بین سازه و محل حفاری، تقویت خاک محل سازه) - نصب راهکارهای حفاظتی (مانند اسکافولبدی) - آمادگی برای تخلیه سازه



۵-۶- تأثیر جابه‌جایی زمین بر تأسیسات شهری

اگر چه معمولاً در ایستگاه‌های زیرزمینی و یا تونل‌ها برخورد با تأسیسات شهری به نسبت ایستگاه‌های ترانشه باز به مراتب کمتر است اما موقعیت تأسیسات شهری می‌تواند در تعیین تراز ریل و به خصوص موقعیت ورودی‌های ایستگاه تاثیرگذار باشد. اساساً به منظور مقایسه نشست حادث شده در اثر احداث ایستگاه یا تونل با مقادیر مجاز، مقادیر مجاز نشست تأسیسات شهری می‌بایست از طرف سازمان‌های مربوط ارائه گردد. جهت تعیین میزان نشست و آسیب وارد بر تأسیسات شهری گام‌های زیر می‌بایست برداشته شود:

الف- تعیین مقادیر مجاز تغییرشکلی در هر یک از تأسیسات شهری با استعلام از سازمان‌های مربوط

ب- استفاده از مدل‌های دقیق عددی به منظور تعیین نشست افقی و قائم و مقایسه آن با مقادیر مجاز

ج- در صورت عدم تأمین شرایط مجاز، در نظر گرفتن تأسیسات شهری در مدل‌های عددی با رعایت شرایط مرزی بر اساس نقشه‌های چون ساخت

در صورتی که پس از طی مراحل فوق باز هم تأسیسات شهری عملکرد قابل قبولی نداشتند، تشخیص اقدامات بهسازی و یا انحرافی برای تأسیسات بر عهده سازمان‌های مربوط و تعبیه تمهیدات اجرای ساخت ایستگاه جهت کاهش مقادیر نشست بر عهده طراح است. به عبارتی دیگر عملیات انحراف و یا نگهداری تأسیسات شهری می‌بایست با هماهنگی کامل سازمان‌های مربوط به هر کدام از تأسیسات شهری انجام شود.



فصل ۶

ملاحظات طراحی سازه نگهبان





۶-۱- مقدمه

سازه‌های نگهبان سازه‌هایی هستند که ایستایی زمین حفر شده و اطراف را با تحمل بارهای ترافیک، خاک و آب و سایر بارهای سطحی در دوره حفاری فراهم می‌کنند به نحوی که محیطی ایمن برای ساخت سازه اصلی فراهم آید. ملاحظات طراحی مربوط به اجزای مختلف سیستم‌های سازه نگهبان شامل شمع، استرات، ویل، نیل، انکر، شاتکریت تونل، فورپولینگ، عرشه موقت و ریب در این فصل تشریح می‌گردد. ملاحظات مربوط به طراحی سیستم سازه نگهبان با روش اجرای NATM در دستورالعمل طراحی مسیر قطار شهری ارائه شده است.

طراحی هر نوع سیستم سازه نگهبان که در این نشریه مبانی آن ارائه نشده است، بر اساس مراجع معتبر مجاز است. همچنین ضوابط تکمیلی مربوط به هر روش ارائه شده در نشریه نیز می‌تواند از مراجع معتبر برداشت گردد. در طراحی سازه نگهبان استفاده از روش طراحی حالت نهایی و تنش مجاز بلامانع است. رعایت ملاحظات مقاومت که در فصل اول ارائه شده است، ضروری است.

عمر مفید انواع سازه نگهبان حداقل ۱۸ و حداکثر ۳۶ ماه است که با توجه به نوع سازه نگهبان در صورت عدم اشاره در این دستورالعمل می‌بایست از مراجع معتبر تعیین گردد.

اتمام اجرای سازه اصلی باید قبل از اتمام عمر مفید سازه نگهبان انجام شود. اگر اجرای سازه اصلی پس از دوره عمر مفید سازه نگهبان آغاز گردد، ارائه روش پایش سیستم سازه نگهبان در حین اجرای سازه اصلی الزامی و بر عهده پیمانکار و کارفرما است.

پیشنهاد می‌شود از ترکیب سیستم‌های سازه نگهبان با فلسفه عملکرد متفاوت پرهیز گردد. در صورت استفاده از سیستم سازه نگهبان ترکیبی عمر مفید آن می‌بایست توسط طراح به صورت شفاف در مدارک طراحی ذکر گردد. پیشنهاد می‌شود حداکثر عمر مفید سیستم ترکیبی، برابر حداقل عمر مفید هر یک از اجزا باشد.

با توجه به عمر مفید سازه نگهبان نیازی به در نظر گرفتن ملاحظات لرزه‌ای در طراحی سازه نگهبان نیست. در صورتی که عمر مفید سازه نگهبان بیش از ۳۶ باشد، نیاز است تمهیدات متناسب با عمر مفید آن مانند ملاحظات لرزه‌ای در نظر گرفته شود. در هر صورت استفاده از سازه نگهبان در باربری دائمی سازه پوشش نهایی مجاز نیست.

در طراحی سازه نگهبان اطمینان از موارد زیر ضروری است:

- ۱) اطمینان از پایداری سیستم در برابر بالازدگی، جوشش، بالازدگی لوله‌ای (پایداری بخش زیرین حفاری)
- ۲) اطمینان از پایداری مقاومتی و سختی سیستم در برابر بارهای وارد
- ۳) اطمینان از مجاز بودن تغییر شکل‌های سیستم سازه نگهبان و مستحذات اطراف سازه



۲-۶- کنترل پایداری کلی

طراحی سازه نگهبان می‌بایست به گونه‌ای انجام شود که شرایط ایمن را برای دیواره‌های گود و سازه‌های مستقر در اطراف آن‌ها مانند تأسیسات شهری و سازه‌ها فراهم نماید. برای تأمین شرایط ایمن، دو مؤلفه پایداری و تغییر شکل دیواره‌های پایدارسازی شده می‌بایست به صورت هم‌زمان مورد توجه قرار گیرند. به منظور کنترل پایداری استفاده از هر دو روش تحلیل تعادل حدی^۱ و یا کاهش مقاومت برشی^۲ مجاز است. در مدل‌سازی‌های ژئوتکنیکی برای کنترل گسیختگی کلی، ابعاد مدل باید به اندازه کافی بزرگ در نظر گرفته شود تا سطح لغزش بحرانی به طور کامل در داخل مدل واقع شده و مرزها مانعی و یا محدودیتی برای تشکیل بحرانی‌ترین سطح لغزش ایجاد ننماید. در شرایطی که احتمال وقوع لغزش‌های عمیق وجود دارد (مانند وجود خاک ریزدانه نرم و اشباع)، کافی بودن ابعاد مدل اهمیت بیشتری دارد. کنترل ضریب اطمینان بحرانی در انتهای هر مرحله از گودبرداری، با در نظر گرفتن روش و مراحل اجرای سازه نگهبان، ضروری است.

در محاسبه ضریب اطمینان کلی، تحلیل پایداری بر اساس فاکتورهای سرعت گودبرداری و شرایط زهکشی خاک محل پروژه، مطابق با جدول ۶-۱ در دو حالت تحلیل تنش کل و تنش مؤثر انجام می‌شود.

جدول ۶-۱- نوع تحلیل پایداری با توجه به سرعت گودبرداری و شرایط زهکشی خاک

نوع تحلیل	شرایط زهکشی خاک	سرعت گودبرداری
تنش کل (CU)	خاک با قابلیت زهکشی پایین	سریع
تنش مؤثر (CD)	خاک با قابلیت زهکشی بالا	
تنش مؤثر (CD)	خاک با قابلیت زهکشی پایین	آرام
تنش مؤثر (CD)	خاک با قابلیت زهکشی بالا	

در تحلیل تنش کل، از پارامترهای CU خاک استفاده شده و دیگر نیازی به در نظر گرفتن فشار آب حفره‌ای در تحلیل‌های پایداری نیست. اما در تحلیل تنش مؤثر از پارامترهای CD خاک استفاده شده و فشار آب حفره‌ای برای حالت تراوش پایدار نیز در محاسبات لحاظ می‌شود.

۴-۴-۱- روش تحلیل تعادل حدی

پیشنهاد می‌شود که برای کنترل گسیختگی کلی از روش‌هایی که دارای صورت‌بندی عمومی تعادل نیروها و لنگرها بوده و قادر هستند سطوح لغزش دایره‌ای و غیر دایره‌ای را به نحو صحیح در بررسی تعادل حدی در نظر بگیرند، استفاده شود.

جهت مدل‌سازی مهارها نیروی ظرفیت سازه‌ای مقطع می‌تواند به صورت نیروی متمرکز به دیواره گود وارد شود. در

^۱ Limit Equilibrium

^۲ Strength Reduction Method (SRM)



مدل‌سازی مهارها مورب، نیز از مؤلفه عمود بر دیوار نیرو مهار می‌شود. برای تعریف محدوده سطوح لغزش لازم است دقت کافی لحاظ گردد تا در یافتن سطح لغزش بحرانی، تمامی سطوح لغزش محتمل در نظر گرفته شده باشد؛ ترجیحاً سطح لغزش بحرانی در میانه محدوده تعریف شده قرار گیرد.

۴-۴-۲- روش کاهش مقاومت برشی

در این روش پارامترهای مقاومتی خاک به حدی کاهش می‌یابند تا مدل در آستانه ناپایداری قرار گیرد، ضریب اطمینان پایداری از نسبت بین پارامتر مقاومتی اولیه و پارامتر مقاومتی شرایط گسیختگی حاصل می‌شود. در این روش لازم است از مدل رفتاری مناسب دارای سطح تسلیم (الاستوپلاستیک) برای مصالح خاک و سازه استفاده شود و ظرفیت اجزای سازه‌ای متناسب با حد تسلیم یا کمانش آن‌ها معرفی گردد. حداقل ضریب اطمینان در این روش برای سازه نگهبان‌هایی که کاربری موقت دارند (مانند سیستم شمع درجاریز و مهارمقابل) برابر $1/3$ است. ضرایب اطمینان سیستم‌های میخ‌کوبی و مهار می‌شده در قسمت ۶-۵ ارائه شده است.

۶-۳- کنترل پایداری کف حفاری

طراحی سازه نگهبان باید با اطمینان از پایداری سیستم در برابر بالازدگی، جوشش، بالازدگی لوله‌ای (پایداری بخش زیرین حفاری) انجام پذیرد. لازم به ذکر است کنترل‌های پایداری ارائه شده در این بخش بر اساس فلسفه طراحی به روش تنش مجاز ارائه شده است.

موارد مورد بررسی در پایداری کف حفاری شامل موارد زیر است:

- مطالعات مربوط به بالازدگی کف گود^۱ برای حفاری در زمین‌های رسی نرم
 - مطالعات مربوط به جوشش کف^۲ و حفره‌ای شده کف^۳ برای حفاری در زمین‌های ماسه‌ای با سطح آب زیرزمینی بالا و یا برای حفاری با وجود آب آرتزین
 - مطالعات موارد مربوط به بالازدگی کل کف برای حفاری در حالتی که خاک با فشار آب (سفره آب و یا آبخوان تحت فشار) در زیر خاک با نفوذپذیری کم قرار گرفته باشد (مانند خاک رسی)
- موارد مطرح شده در جدول ۶-۲ نمایش داده شده است.

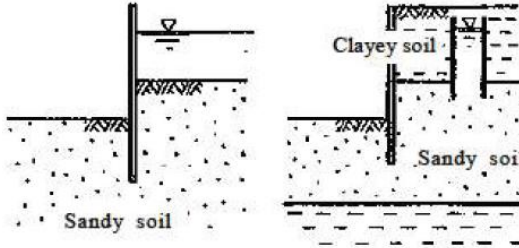
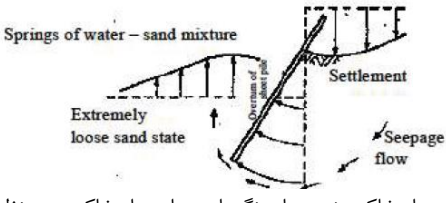
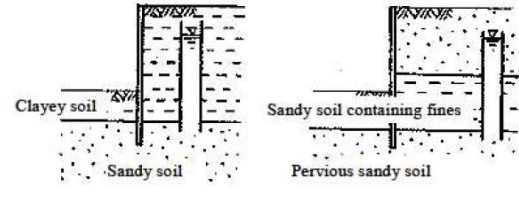
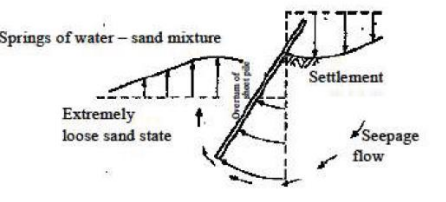
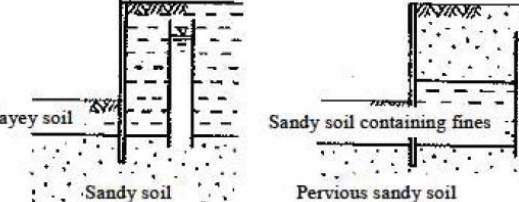
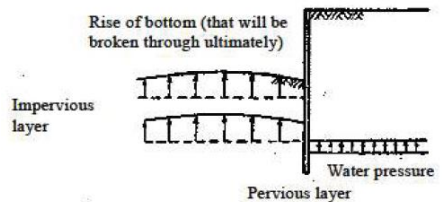
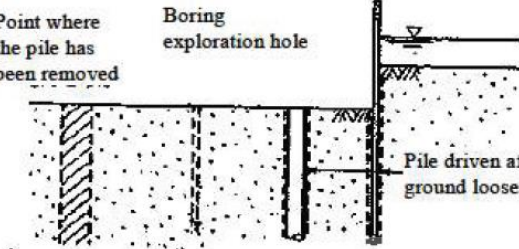
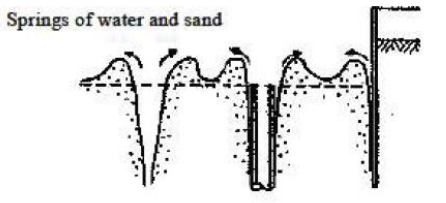
^۱ Heaving

^۲ Boiling

^۳ Piping



جدول ۶-۲- گسیختگی‌های کف حفاری

نوع مخاطره	شرایط خاک و سایت	پدیده
بالازدگی	 خاک رسی نرم در محدوده کف و یا آبرفت رسی شامل خاک رس پلاستیک و حاوی آب باشد.	 تحت بار خاک پشت سازه نگهبان و یا سربار خاک مورد نظر یک صفحه لغزش تشکیل می‌شود که منجر به بالازدگی کف گود، تغییر شکل سازه نگهبان و نشست خاک اطراف می‌شود و ممکن است منجر به گسیختگی کل سیستم شود.
جوش	 خاک ماسه‌ای با تراز آب زیرزمینی بالا یا در مواردی که یک منبع آب مانند رودخانه یا دریا در نزدیکی سازه نگهبان باشد.	 زمانی که سازه نگهبان آب‌بند استفاده می‌شود، تفاوت در سطح آب پشت سازه نگهبان و جلوی آن منجر به ایجاد نشست و جریان آب می‌شود. اگر فشار پشت (خاک و سازه) از وزن خاک کف بیشتر باشد پدیده جوش اتفاق می‌افتد. در چنین حالتی خاک کف مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و ممکن است منجر به گسیختگی کل سیستم شود.
بالازدگی کل کف	 خاک کف گود شامل خاک رسی غیرقابل نفوذ (یا خاک ماسه‌ای شامل ریزدانه زیاد) و یک خاک با نفوذپذیری بالا زیر آن باشد.	 خاک غیرقابل نفوذ اجازه نشست رو به بالا را نمی‌دهد. اگر وزن خاک غیرقابل نفوذ کمتر از فشار آب باشد کف سیستم بالا می‌آید. در چنین حالتی ممکن است خاک غیرقابل نفوذ گسیخته شود و منجر به گسیختگی کل سیستم گردد.
حفراهی شدن کف	 در زمین‌هایی که شرایط حالت جوش دارند حفرات مصنوعی ممکن است مخاطراتی مانند شکل فوق به وجود آورند.	 ذرات کوچک خاک در نقاط شکننده ممکن است با فشار آب شسته شوند و حفراتی در خاک به وجود آورند. جریان آب می‌تواند ذرات بزرگ‌تر را نیز بشوید و حفرات را بزرگ‌تر کند. این موضوع ممکن است منجر به گسیختگی کامل سیستم گردد.

۱-۲-۶- بالازدگی^۱

به منظور کنترل بالازدگی یکی از سه روش زیر ممکن است توسط طراح انتخاب گردد. انتخاب روش درست بر اساس شناخت مناسب از خاک تا عمق مورد نظر و بر عهده طراح است.

• روش اول

در روش تئوری پک با فرض طول حفاری بی‌نهایت، ضخامت کافی رس در عمق زمین و حذف مقاومت برشی خاک پشت سازه نگهبان، عدد پایداری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$N_b = \frac{\gamma_t H}{S_u} \quad (۱-۶)$$

N_b : عدد پایداری

γ_t : وزن مخصوص مرطوب خاک (kN/m^3)

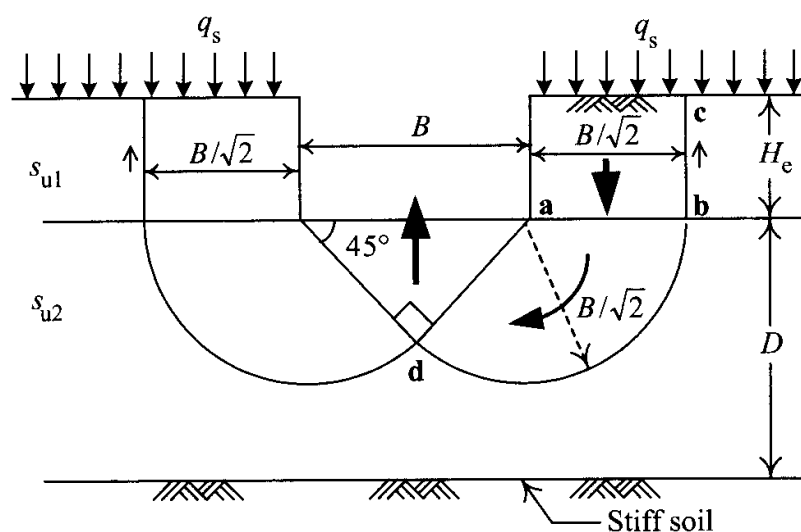
H : عمق حفاری (m)

S_u : مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های پایین‌تر از کف حفاری (kPa)

برای ایمنی حفاری مقدار N_b به حداکثر ۳ محدود می‌گردد. در صورتی که مقدار N_b بزرگ‌تر از ۵ باشد، خطر بالازدگی بالا است.

• روش دوم

شکل و رابطه زیر نحوه کنترل بالازدگی در این روش را نشان می‌دهند.



شکل ۱-۶- پارامترهای مربوط به کنترل بالازدگی در روش دوم

^۱ heaving



$$F.S = \frac{Q_u}{W - s_{u1} H_e} = \frac{5.7 s_{u2} B / \sqrt{2}}{(\gamma H_e + q_s) B / \sqrt{2} - s_{u1} H_e} \geq 1.5 \quad (۲-۶)$$

برای افزایش ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی راهکارهای زیر پیشنهاد می‌شود:

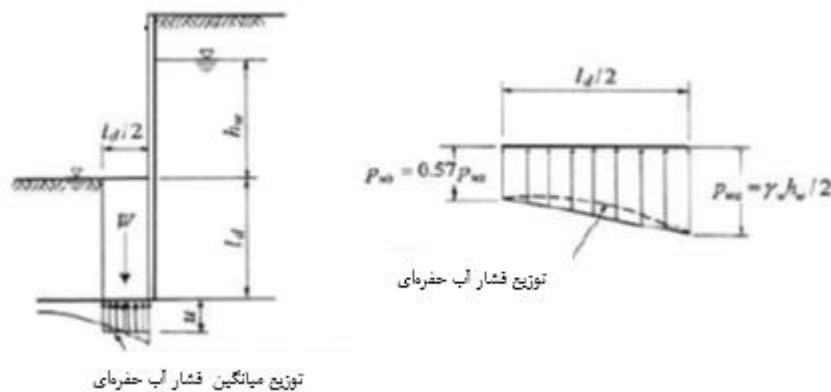
- افزایش ریشه شمع یا دیوار سازه نگهبان
- افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده خاک زیر کف گودبرداری با انجام عملیات اصلاحی
- کاهش نیروی محرک با کاهش سرباره خاک

۶-۲-۲- جوشش

تراوش رو به بالای آب از کف گودها در خاک‌های غیرچسبنده می‌تواند باعث ناپایداری خاک شود که به آن جوشش یا رگاب می‌گویند. به منظور کنترل جوشش یکی از دو روش زیر می‌بایست توسط طراح انتخاب گردد.

• روش اول

برای کنترل جوشش ضریب اطمینان زیر باید بالاتر از ۱/۲ باشد



شکل ۶-۲- کنترل جوشش

$$F.S = \frac{W}{U} = \frac{\gamma' l_d}{0.4 \lambda \gamma_w h_w} \quad (۳-۶)$$

l_d : عمق ریشه (m)

γ' : وزن مخصوص غوطه‌وری (kN/m^3)

u : متوسط فشار منفذی اضافی در پایین ریشه سازه نگهبان (kPa)

$$u = 0.4 \lambda \gamma_w h_w \leq \gamma_w h_w \quad (۴-۶)$$

λ : ضریب تصحیح شکل سیستم سازه نگهبان

- برای سیستم سازه نگهبان با فرم کلی مستطیلی:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \quad (۵-۶)$$



λ_1 : ضریب تصحیح بخاطر عمق سازه نگهبان

$$\lambda_1 = 1.3 + 0.7 \left(\frac{l_d}{B} \right)^{0.45} \geq 1.5 \quad (6-6)$$

λ_2 : ضریب تصحیح شکل پلان سازه نگهبان

$$\lambda_2 = 0.95 + \frac{0.09}{\left(\frac{L}{B} + 0.37 \right)^2} \quad (7-6)$$

- برای سیستم سازه نگهبان با فرم کلی دایره‌ای:

$$\lambda = -0.2 + 2.2 \left(\frac{l_d}{D} \right)^{0.2} \geq 1.6 \quad (8-6)$$

D: قطر دایره سیستم نگهبان (m)

(L/B): نسبت پلان سازه نگهبان نسبت طول به عرض

• روش دوم

ضریب اطمینان پایداری در برابر جوشش به صورت زیر بیان می‌شود. حداقل ضریب اطمینان این روش برابر با ۱/۵ است.

$$F.S = \frac{i_{cr}}{i_{max,ext}} \quad (9-6)$$

i_{cr} : گرادیان هیدرولیکی بحرانی

$i_{max,ext}$: گرادیان هیدرولیکی حداکثر موجود در خاک

مقدار گرادیان هیدرولیکی بحرانی خاک‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌شود. برای اغلب خاک‌ها مقدار i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی حدود ۱ متغیر است.

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1} \quad (10-6)$$

G_s : چگالی ویژه خاک

e: نسبت تخلخل خاک

همچنین راه‌های مقابله با جوشش به شرح زیر هستند:

- افزایش ریشه سازه نگهبان
- کاهش سطح آب زیرزمینی با حفر چاه و جلوگیری از نفوذ آب به داخل مقطع حفاری با تقویت خاک

۶-۲-۳- حفره شدگی کف

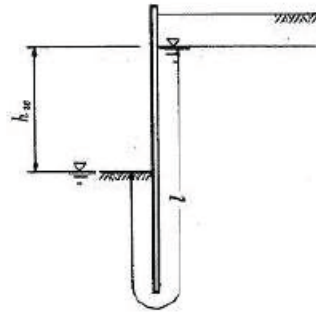
گسیختگی بخاطر پدیده حفره شدگی در اطراف حفاری‌های رها شده شمع‌ها، گمانه‌ها و چاه‌های قدیمی ممکن است اتفاق بیافتد. به منظور کنترل این پدیده می‌بایست رابطه زیر کنترل گردد:



$$\frac{l}{h_w} \geq 2$$

(۱۱-۶)

l: طول خط جریان آب (m)

 h_w : اختلاف تراز آب پشت و جلوی سازه نگهبان (m)

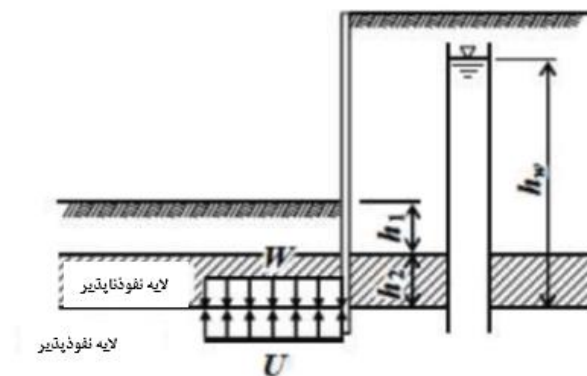
شکل ۶-۳- کنترل حفره شدگی

۶-۲-۴- کنترل بالازدگی کلی کف

در کنترل این پدیده تعیین ضخامت لایه نفوذناپذیر (لایه با نفوذپذیری پایین) و تراز فشار آب آرتزین الزامی است. دو روش زیر در کنترل بالازدگی کلی کف قابل کاربرد است:

• روش اول

زمانی که عرض مقطع حفاری شده بزرگ باشد و یا مقاومت برشی بین ریشه سازه نگهبان و زمین قابل اغماض باشد و یا مقاومت برشی لایه با نفوذپذیری کم، پایین باشد، کنترل بالازدگی کلی کف می‌بایست با تحلیل تعادل بین نیروی فشار آب زیر لایه با نفوذپذیری کم و وزن خاک صورت گیرد، حداقل ضریب اطمینان این مقایسه برابر ۱/۱ است.



شکل ۶-۴- روش تعادل نیرویی در کنترل بالازدگی کلی کف



$$F.S = \frac{W}{U} = \frac{\gamma_{t1} h_1 + \gamma_{t2} h_2}{\gamma_w h_w} \quad (۱۲-۶)$$

W: فشار ناشی از وزن خاک از کف مقطع حفاری تا زیر لایه نفوذناپذیر (kPa)

γ_{t1}, γ_{t2} : وزن مخصوص مرطوب لایه‌های خاک (kN/m^3)

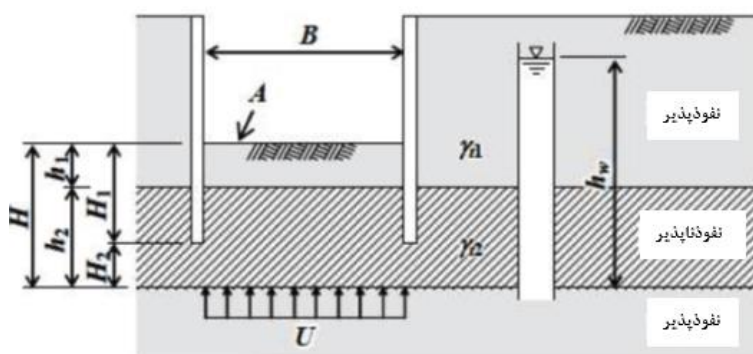
U: فشار بالا برنده آب (kPa)

h_w : تراز آرتزین و یا تراز واقعی آب (m)

γ_w : وزن مخصوص آب (kN/m^3)

• روش دوم

اگر عرض مقطع در مقایسه با عمق ریشه کوچک باشد و یا بتوان مقاومت برشی بین ریشه سازه نگهدارنده و خاک اطراف و یا مقاومت برشی لایه نفوذناپذیر را در نظر گرفت، کنترل بالازدگی کلی را می‌توان از رابطه زیر انجام داد.



شکل ۵-۶- کنترل بالازدگی کلی کف

$$\gamma_w h_w A \leq \frac{(\gamma_{t1} h_1 + \gamma_{t2} h_2)}{1.1} + \frac{f_1 H_1 + f_2 H_2}{3} \quad (۱۳-۶)$$

h_w : تراز آرتزین و یا واقعی آب (m)

A: مساحت کف مقطع حفاری (m^2)

f_1 : مقاومت برشی جداری خاک محدوده ضخامت h_1 (kPa)

(فقط لایه رسی محدوده H_1 در نظر گرفته می‌شود و لایه شنی چشم‌پوشی می‌شود).

$$f_1 = c \quad (۱۴-۶)$$

c: چسبندگی خاک رسی (kPa)

f_2 : مقاومت برشی جداری خاک محدوده ضخامت H_2 (از کف ریشه سازه نگهدارنده تا کف لایه نفوذناپذیر) (kPa)

$$f_2 = \sigma'_h \tan \phi' + c' \quad (۱۵-۶)$$

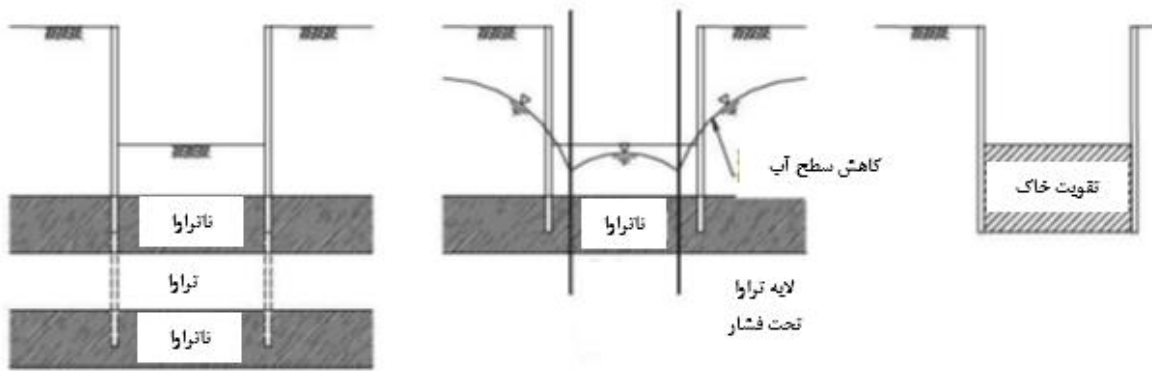
σ'_h : فشار افقی زمین در محدوده h_2 ($\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$) (kPa)



k_0 : ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

۱: محیط داخلی سازه نگهبان (m)

همچنین راه‌های مقابله با بالازدگی کلی کف در شکل‌های زیر مشخص شده است:



ج-افزایش ریشه سازه نگهبان

ب- کاهش سطح آب

الف- تقویت خاک

شکل ۶-۶- راهکارهای مقابله با بالازدگی کلی کف

۶-۳- ملاحظات طراحی شمع‌های درجاریز

این بخش برای شمع‌های درجاریز (با یا بدون کیسینگ) قابل کاربرد است. مباحث این بخش بر اساس روش طرح مقاومت ارائه می‌شود. استفاده از فلسفه طراحی تنش مجاز بر اساس آیین‌نامه معتبر نیز مجاز است. مباحث این بخش برای شمع‌های کوبشی کاربرد ندارد.

استفاده از شمع سازه نگهبان در طراحی اصلی مجاز نیست. منظور از شمع با عملکرد دائم، شمع‌های زیر فونداسیون و یا شمع‌های میانی استفاده شده در ایستگاه‌های جزیره‌ای با روش اجرای پوش و کند است. هرچند در این ایستگاه‌ها نیز پیشنهاد می‌شود شمع‌های میانی سازه نگهبان بریده شوند و دیوار سازه اصلی ساخته شود. در صورت استفاده از شمع میانی با عملکرد دائم رعایت الزامات مربوط به پایایی بتن الزامی است.

موارد این بخش در خصوص طراحی شمع‌های حفاری شده قابل تعمیم است. اصطلاح "شمع حفاری شده" عبارت از شمع ساخته شده با استفاده از حفاری (چاه باز^۲ یا با استفاده از دوغاب حفاری^۳) یا لوله‌گذاری^۴ به همراه فن‌آوری و تجهیزات حفاری است.

این ضوابط در خصوص شمع‌هایی که با استفاده از لوله‌گذاری به صورت دورانی در زمین به همراه حفاری اجرایی شوند نیز صادق است.

۱ Drilled Shaft

۲ Open hole

۳ Drilling slurry

۴ Casing



در شمع‌های کنسولی توجه ویژه به عمق ریشه شمع ضروری است. پیشنهاد می‌شود کلیه شمع‌ها در همه روش‌های اجرای شمع با سرشمع به یکدیگر متصل گردند. گیرداری شمع‌ها بایستی به میزان کافی در سرشمع تأمین گردد تا مقاومت سازه‌ای مورد نیاز ایجاد گردد. در صورت تعبیه ۱/۳۳ برابر آرماتور مورد نیاز طراحی در تیر سرشمع، نیازی به تأمین حداقل آرماتور نیست. در تیر سرشمع استفاده از آرماتورهای گونه ضروری است.

۶-۳-۱- ملاحظات عمومی

اجرای شمع‌ها در سازه نگهبان سازه زیرزمینی بر حسب شرایط خاک و سطح آب زیرزمینی به دو صورت شمع‌های فاصله‌دار و شمع‌های مماسی و یا متقاطع (سکانت) است.

در طراحی شمع‌های فاصله‌دار، شمع می‌بایست برای بار بسیج شده بین دو شمع (بر اساس سطح بارگیر هر شمع) طراحی گردد. از طرفی با توجه به پدیده قوس زدگی خاک بین شمع‌ها ممکن است حد فاصل دو شمع نیاز به تمهیداتی چون اجرای شاتکریت داشته باشد.

موارد زیر در طراحی شمع‌های فاصله‌دار باید مدنظر باشد:

- شمع‌ها می‌بایست قادر به تحمل کلیه بارهای حین اجرا، بارهای ایجاد شده در دوره عمر مفید سازه نگهبان و بارهای ناشی از ساخت سازه اصلی (به‌طور مثال برچیدن استرات‌ها و یا اجرای سقف روی شمع‌ها) باشند. لذا کلیه مراحل اجرا می‌بایست در طراحی شمع‌ها لحاظ گردد.
- حداقل پوشش بتن در وجه در تماس با خاک برابر ۷۵ میلی‌متر است.
- محاسبات تغییرشکل متناسب با هر مرحله از اجرا باید توسط طراح انجام گیرد و مقایسه نشست ایجاد شده با نشست مجاز زمین اطراف و ملاحظات مربوط به ایمنی سازه‌های مجاور می‌بایست در نظر گرفته شود.
- طراح باید رواداری مناسب و مجاز در اجرای قفسه آرماتور و بدنه شمع را در نظر گیرد. رواداری مجاز در خاک‌برداری قائم بدنه دیواره ۱ درصد در جهت قائم است. رواداری مجاز جایگذاری قفسه آرماتور ۲۵ میلی‌متر در جهت افقی (که شامل رواداری مجاز اجرای بدنه دیواره قائم نیست) و ۳۰۰ میلی‌متر در جهت قائم است.
- چنانچه فاصله شمع‌های حفاری شده نسبت به هم کمتر از ۶ برابر قطر باشد، توالی اجرا بایستی در مدارک طراحی ذکر گردد. در صورت حفاری غیرمکانیزه شمع‌ها، پیشنهاد می‌شود قطر شمع کمتر از ۸۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته نشود.

دیوار شمع مماسی و شمع متقاطع با استفاده از شمع‌های حفاری شده قائم ایجاد می‌شوند. شمع‌های حفاری شده باید توسط آرماتور آجدار و یا هسته فولادی شامل پروفیل نورد شده یا تیورق، مسلح و سپس بتن‌ریزی شوند. آرماتورها در شمع متقاطع به صورت متناوب و در شمع مماسی در تمام شمع‌ها به کار گرفته می‌شود. دیوار شمع حفاری شده بر اساس شرایط پروژه می‌تواند به صورت مماس باشد یا مقداری همپوشانی داشته باشد (دیوار شمعی متقاطع).



در صورت وجود فشار آب و نیاز به کنترل آب حین حفاری، استفاده از دیوار شمع متقاطع ضروری است. در شمع‌های متقاطع مقدار همپوشانی شمع‌های سازه‌ای و پلاستیک می‌بایست با توجه به دقت دستگاه‌های مورد استفاده توسط پیمانکار اعلام و در نقشه‌ها و محاسبات در نظر گرفته شود. شمع‌های مسلح باید توانایی تحمل نیروی انتقالی توسط شمع‌های غیرمسلح میانی (شمع پلاستیک) را هم دارا باشند. به عبارتی استفاده از ظرفیت سازه‌ای شمع‌های پلاستیک مجاز نیست.

موارد زیر الزامات طراحی هر دو نوع دیوار شمع می‌ماسی و متقاطع است:

- بتن مسلح به میلگرد یا بتن مسلح به هسته فولادی باید توانایی تحمل تمامی بارهای موقتی حین ساخت و بارگذاری نهایی را دارا باشد.
- تمامی مراحل ساخت از جمله تمامی مفروضات مهاربندی (نصب استرات، نیل و...) باید صریحاً و واضح در مدارک اجرا نمایش داده شود. (ترتیب مراحل حفاری شمع‌ها)
- تأثیر حذف مهار میانی در مرحله نهایی ساخت باید در طراحی لحاظ شده باشد.
- حداقل پوشش محافظ برای هسته فولادی و آرماتور مجاور خاک باید ۷۵ میلی‌متر باشد.
- آنالیزهای دقیق برای برآورد تغییرشکل دیوار در هر مرحله از اجرا و نیز جابه‌جایی متناظر محیط خاک و اثر آن بر سازه‌های مجاور باید بررسی شود.
- طراحی باید روداری مجاز حفاری شمع‌ها و جایگذاری هسته فولادی یا قفسه آرماتور را در نظر گیرد. روداری مجاز حفاری شمع قائم در هر دو شمع می‌ماسی و متقاطع برابر ۲ درصد در جهت قائم است. روداری مجاز افقی جایگذاری قفسه آرماتور برابر ۲۵ میلی‌متر افقی و ۳۰۰ میلی‌متر قائم است. روداری جایگذاری عضو فلزی قائم برابر ۱۵۰ میلی‌متر در جهت قائم است.
- در اجرای شمع‌های متقاطع الزامی به اجرای شمع‌ها با بتن سازه‌ای و بتن پلاستیک به صورت یک در میان نیست. (هر چند پیشنهاد می‌شود اجرا به صورت یک در میان باشد). در صورت وجود شرایط محیطی مناسب و در نظر گرفتن ملاحظات اجرایی مانند شرایط مناسب حفاری، تضمین آب‌بندی مناسب حین ساخت، می‌توان تعداد شمع‌های غیرسازه‌ای بین شمع‌های سازه‌ای را بیشتر در نظر گرفت. در چنین حالتی استفاده از آرماتور با مقاومت بالاتر ممکن است به توجیه اقتصادی طرح منجر شود.

۶-۳-۲ - مقاومت شمع در جاریز

شمع در جاریز بایستی به نحوی طراحی گردد که مقاومت سازه‌ای و محوری کافی داشته و تحت نشست‌ها و جابجایی‌های جانبی از مقاومت مطلوبی برخوردار باشد. ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برای محاسبه مقاومت شمع (R_n) در حالت‌های مختلف در جدول ۶-۳ ارائه شده است.

مقاومت محوری شمع‌های حفاری شده بایستی در چارچوب مجموعه‌ای از بررسی‌های زیرسطحی و آزمون‌های



آزمایشگاهی و یا برجا، روش‌های تحلیلی و آزمایش‌های بارگذاری با رجوع به تاریخچه عملکرد گذشته تعیین گردد. ضرایب مقاومت بر اساس روش‌های مورد استفاده برای تعیین مقاومت اسمی شمع درجاریز انتخاب می‌گردند. هنگام انتخاب ضریب مقاومت برای شمع‌های واقع بر خاک‌های رسی یا دیگر ساختارهای دست خورده، تجربیات محلی در خصوص ساختارهای زمین‌شناسی و دیگر عملیات اجرایی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

با توجه به اینکه جهت بسیج شدن مقاومت نوک شمع، تغییر شکل بیشتری مورد نیاز است و بسیج شدن مقاومت پایه شمع نسبت به مقاومت جانبی آن کمتر است، ضریب مقاومت کمتری نسبت به مقاومت جانبی برای مقاومت پایه در جدول ۳-۶ ارائه شده است.

جدول ۳-۶- ضرایب مقاومت برای مقاومت ژئوتکنیکی شمع‌های حفر شده

ضریب مقاومت	روش / خاک / شرایط	
۰/۴۵	روش α (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	مقاومت جانبی در رس
۰/۴	تنش کل (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	مقاومت نوک در رس
۰/۵۵	روش β (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	مقاومت جانبی در ماسه
۰/۵۰	براون و همکاران، ۲۰۱۰	مقاومت نوک در ماسه
۰/۶۰	براون و همکاران، ۲۰۱۰	مقاومت جانبی در مصالح چسبنده IGM
۰/۵۵	براون و همکاران، ۲۰۱۰	مقاومت نوک در مصالح چسبنده IGM
۰/۵۵	کول هاوی و همکاران (۲۰۰۵) براون و همکاران، ۲۰۱۰	مقاومت جانبی در سنگ
۰/۵۰	کارتر و کول هاوی (۱۹۸۸)	مقاومت جانبی در سنگ
۰/۵۰	انجمن ژئوتکنیک کانادا ^۱ (۱۹۸۵) روش فشارسنج ^۲ (انجمن ژئوتکنیک کانادا، ۱۹۸۵) براون و همکاران، ۲۰۱۰	مقاومت نوک در سنگ
۰/۵۵	رس	گسیختگی بلوک ^۳ ، Φ_{b1}
۰/۳۵	روش α (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	رس
۰/۴۵	روش β (براون و همکاران، ۲۰۱۰)	ماسه
۰/۴	کول هاوی و همکاران (۲۰۰۵) براون و همکاران، ۲۰۱۰	سنگ
۰/۴۵	ماسه و رس	مقاومت بالازدگی گروه شمع، Φ_{ug}
۱/۰	تمام مصالح	مقاومت افقی خاک در شمع منفرد یا گروه شمع
۰/۷۰	تمام مصالح	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری)، Φ_{load}
۰/۶۰	تمام مصالح	آزمایش بارگذاری استاتیکی (بالازدگی)، Φ_{uplift}

۱ Canadian geotechnical society

۲ Pressuremeter method

۳ Block failure



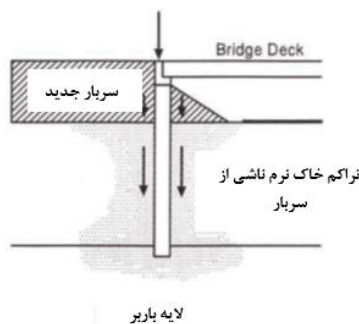
۳-۳-۶ - بارهای وارد بر شمع‌های درجاریز

در طراحی شمع‌ها ملاحظات مربوط به بارگذاری و ترکیبات بار می‌بایست مطابق فصل سوم دستورالعمل حاضر در نظر گرفته شود. پیشنهاد می‌شود بارهای عمومی وارد بر شمع از طریق مدل‌سازی عددی اجزا محدود و یا تفاضل محدود تعیین گردد.

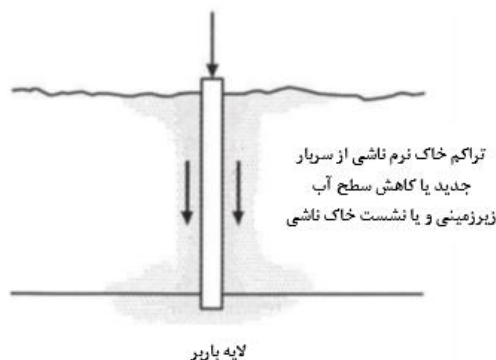
علاوه بر بارهای عمومی که به شمع وارد می‌شود توجه به بارهای فروکش و برکنش نیز ضروری است

۳-۳-۶-۱ - فروکش^۱ (اصطکاک جداری منفی)

فروکش که اصطکاک جداره منفی نیز نامیده می‌شود می‌تواند به دلیل نشست خاک ناشی از بارهای اعمالی پس از اجرای شمع‌ها نظیر اثر خاک‌ریز که در شکل ۶-۷ نشان داده شده است، باشد. فروکش می‌تواند به وسیله عوامل دیگری به جز بارگذاری مانند پایین آوردن سطح آب‌های زیرزمینی، وقوع پدیده تحکیم نیز اتفاق بیافتد که در شکل ۶-۸ نشان داده شده است.



شکل ۶-۷ - شرایط معمول فروکش ناشی از وزن خاک‌ریز (هانینگان و همکاران، ۲۰۰۵)



شکل ۶-۸ - شرایط معمول فروکش ناشی از سایر عوامل به جز خاک‌ریز

در هر حال احتمال وجود فروکش در شمع‌ها در شرایط زیر باید مورد بررسی قرار گیرد.



- در صورتی که سایت شامل مصالح تراکم‌پذیر نظیر رس، سیلت یا خاک‌های آلی باشد.
- چنانچه در مجاورت شمع‌ها خاک‌ریز وجود داشته باشد یا اینکه در آینده ریخته شود.
- در صورتی که تراز آب‌های زیرزمینی اساساً پایین آورده شده باشد.
- چنانچه در خاک شن دار غیرمتراکم روانگرایی اتفاق بیافتد.

در صورت وجود پتانسیل فروکش در شمع به دلیل جابه‌جایی خاک به سمت پایین نسبت به شمع، بایستی شمع در مقابل نیروی فروکش طراحی گردد. مگر در حالتی که پتانسیل فروکش با تمهیدات لازم رفع گردد. به منظور مرتفع نمودن پتانسیل وقوع فروکش، ملاحظات نظیر اعمال بارهای سربار خاک‌ریز، روش‌های بهبود خاک و یا زهکشی قائم و تمهیدات مانیتورینگ نشست می‌تواند در نظر گرفته شود. روند طراحی پیش بارگذاری در مطالعات چنی و چیس^۱ (۲۰۰۰) ارائه شده است.

نشست پس از روانگرایی نیز می‌تواند باعث پدیده فروکش گردد. روش‌های کاهش اثرات فروکش ناشی از روانگرایی در مطالعات کاوازانجیان و همکاران^۲ (۱۹۹۷) ارائه شده است. در این حالت اصطکاک جداره مورد استفاده برای تعیین نیروی فروکش ناشی از نشست روانگرایی به صورت محافظه‌کارانه برابر مقاومت پسماند خاک در ناحیه روانگرا و اصطکاک جداره روانگرانشده در لایه‌های غیرروانگرایی بالای ناحیه روانگرایی فرض می‌گردد.

برای ترکیب بار شامل بار زلزله، فروکش ناشی از نشست روانگرایی بایستی در ترکیب با سایر بارهای ایجاد شده در گروه بارها به شمع اعمال گردد (استفاده از شمع با عملکرد دائم مانند شمع زیر فونداسیون و یا شمع میانی در ایستگاه‌های جزیره‌ای در روش پوش و کند صرفاً مجاز است). فروکش ناشی از روانگرایی نبایستی با فروکش ناشی از نشست‌های تحکیم ترکیب گردد.

در خصوص بار فروکش اعمالی به گروه‌های شمع بایستی اثرات گروه مورد ارزیابی قرار گیرد.

بارهای گذرا (تمامی بارها به‌غیر از بار مرده و بار خاک) می‌توانند باعث کاهش نیروهای فروکش گردند زیرا این بارها باعث جابه‌جایی شمع‌ها به سمت پایین می‌گردند که موجب حذف یا کاهش موقت بار فروکش می‌گردد. لحاظ بارهای گذرا و بار فروکش به صورت توأم محافظه‌کارانه است.

اثرات بار ناشی از فروکش بر روی شمع‌ها به صورت زیر تعیین می‌گردد (روند گام به گام تعیین نیروی فروکش به صورت تفصیلی در مطالعات هانیگان و همکاران^۳ (۲۰۰۵) ارائه شده است). لازم به ذکر است در خصوص ضرایب بار فروکش که در جدول ۳-۴ ارائه شده است، در زمان بررسی حداکثر بارهای به سمت پایین در شمع‌ها، از حداکثر ضریب بار استفاده گردد. حداقل ضریب بار صرفاً در زمان بررسی بارهای احتمالی بالازدگی استفاده می‌گردد.

گام ۱- پروفیل و مشخصات خاک برای محاسبه نشست تهیه گردد.

۱ Cheney and Chassie

۲ Kavazanjian, et al.

۳ Hannigan, et al.



گام ۲- محاسبات نشست برای لایه‌های خاک در امتداد طول شمع با استفاده از روش‌های تجربی و یا عددی انجام پذیرد. پیشنهاد می‌شود جهت تعیین نشست از نرم‌افزارهای اجزا و یا تفاضل محدود استفاده گردد (چنانچه نشست به دلیل روانگرایی باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های توکیماتسو و سید^۱ (۱۹۸۷) یا ایشیهارا و یوشیمینه^۲ (۱۹۹۲)، مقادیر نشست را تعیین نمود).

گام ۳- طول شمع که در معرض فروکش قرار خواهد گرفت، تعیین گردد. اگر نشست لایه خاک برابر ۱ سانتیمتر یا بیشتر باشد، فرض می‌گردد که فروکش به صورت کامل ایجاد شده است.

گام ۴- مقدار بار فروکش، DD، با محاسبه مقاومت جداره منفی با استفاده از هر روش تحلیل استاتیکی موجود در بند ۳-۵-۶ تعیین گردد. مجموع مقاومت جداره منفی برای تمامی لایه‌هایی که در فروکش مشارکت دارند از پایین‌ترین لایه تا زیر سرشمع یا سطح زمین در نظر گرفته شود.

بارهای فروکش در شمع‌ها می‌تواند با استفاده از روش α برای خاک‌های چسبنده و روش β برای خاک‌های دانه‌ای در نظر گرفته شود. در مقاومت مقاوم شمع، ۱/۵ متر ابتدایی و طول انتهایی به میزان یک برابر قطر شمع در بارهای فروکش مشارکت نمی‌نمایند. در صورت استفاده از روش α ، افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده ناشی از تحکیم مجاز است.

برای تعیین بار فروکش می‌توان از روش صفحه خنثی^۳ نیز استفاده نمود. روش صفحه خنثی در نشریه NCHRP 393 تشریح و مورد بررسی قرار گرفته است.

در صورتی که نوک شمع در لایه متراکم یا سنگ باشد و طراحی شمع از نظر سازه‌ای کنترل شده باشد، نیروی فروکش در حالت‌های حدی نهایی و مقاومت لحاظ می‌گردد.

در صورتی که نوک شمع در لایه خاکی باشد، چنانچه نشست شمع کمتر از معیار گسیختگی باشد، نیازی به لحاظ فروکش در حالات حدی مقاومت و نهایی نمی‌باشد و صرفاً کنترل حالت بهره‌برداری کافی است. در واقع در شمع‌های اصطکاکی با مقاومت نوک محدود، بار فروکش می‌تواند از مقاومت ژئوتکنیکی شمع بیشتر گردد که این امر باعث می‌شود شمع به سمت پایین حرکت کرده و منجر به عدم کنترل معیارهای حالت حدی بهره‌برداری در سازه گردد. در این حالت در صورتی که نشست شمع با مقاومت باربری اسمی به زیر ناحیه فروکش محدود نگردد، رواداری‌های حالت حدی بهره‌برداری در طراحی ژئوتکنیکی حاکم خواهد بود.

۳-۳-۳-۶- برکنش^۴

شمع‌های حفر شده در خاک منبسط شوند، بایستی به قدر کافی در عمق خاک‌های پایدار در برابر رطوبت، گسترش یابند تا گیرداری مناسبی جهت مقاومت در برابر بالازدگی تأمین گردد. حدفاصل بین سطح زمین و سرشمع بایستی به

^۱ Tokimatsu and Seed

^۲ Ishihara and Yoshimine

^۳ Neutral plane method

^۴ Uplift



قدری کافی باشد تا از اعمال بارهای بالازدگی جلوگیری شود. پتانسیل تورم خاک که باعث ایجاد بالازدگی در پی‌های عمیق یا بالازدگی پی‌های سطحی می‌گردد بر اساس جدول ۴-۶ تعیین می‌گردد. همچنین به منظور بررسی پتانسیل تورم می‌توان از ASTM D4829 استفاده نمود.

جدول ۴-۶- طبقه‌بندی خاک‌ها با پتانسیل منبسط شوندگی (ریز و انیل، ۱۹۸۸)

حد مایع LL (%)	حد پلاستیک PL (%)	مکش خاک (kPa)	پتانسیل تورم (%)	طبقه‌بندی پتانسیل تورم
>۶۰	>۳۵	>۳۸۰	>۱/۵	زیاد
۵۰-۶۰	۲۵-۳۵	۱۴۰-۳۸۰	۰/۵-۱/۵	حدی
<۵۰	<۲۵	<۱۴۰	<۰/۵	کم

۴-۳-۶- طراحی برای حالت حدی بهره‌برداری - کنترل نشست

کنترل نشست برای طراحی حالت بهره‌برداری انجام می‌شود. پیشنهاد می‌شود نشست شمع (منفرد و یا گروهی) بر اساس مدل‌سازی عددی اجزا محدود و یا تفاضل محدود تعیین گردد. در ادامه روش‌هایی تجربی تحلیلی برای تعیین نشست در شمع‌های درجاریز منفرد ارائه شده است.

نشست در شمع‌های درجاریز منفرد به صورت مجموع موارد زیر تعیین می‌گردد:

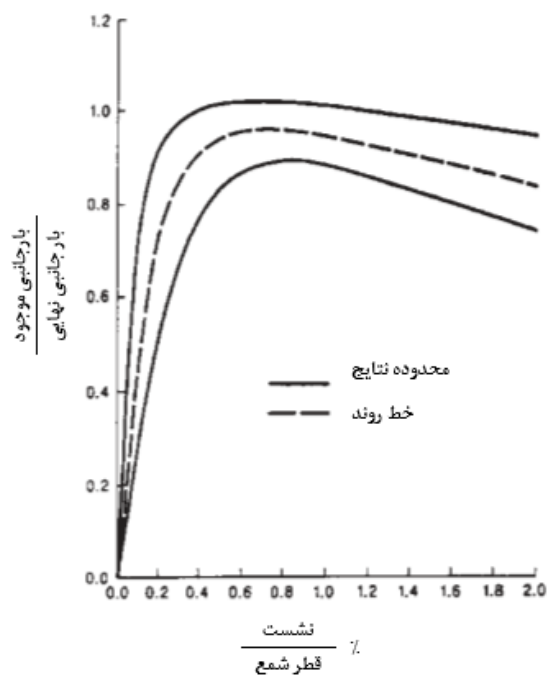
- نشست کوتاه مدت ناشی از انتقال بار
- نشست تحکیمی در صورت وجود خاک چسبنده در زیر نوک شمع
- فشردگی محوری شمع

منحنی‌های نرمال شده بار- نشست که در شکل‌های ۹-۶ الی ۱۲-۶ نشان داده شده است بایستی به منظور محدود کردن مقاومت محوری اسمی شمع برای جابجایی‌های حالت حدی بهره‌برداری که در تعیین حالت حدی مقاومت محاسبه شده است، مورد استفاده قرار گیرد.

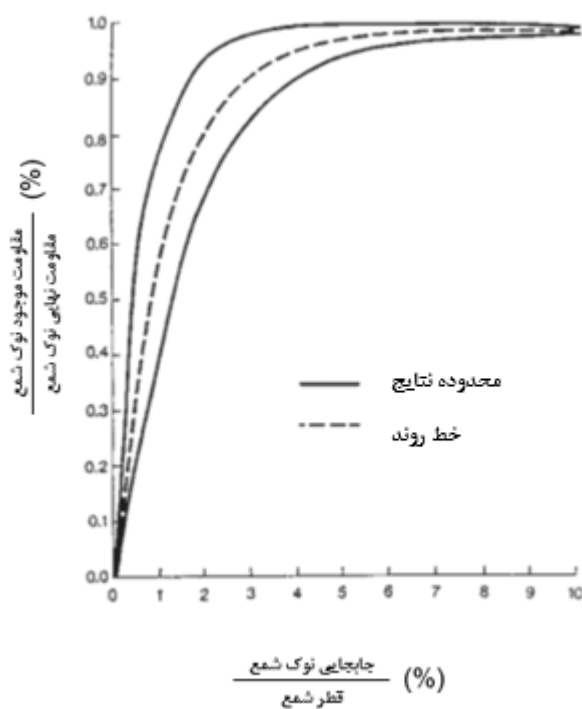
در صورت استفاده از این شکل‌ها جهت محدود کردن مقاومت نوک و جداره، بایستی از مقادیر ثابت نشست نرمال استفاده گردد. نشست بلند مدت بر اساس مراجع معتبر و با استفاده از روش پی معادل^۱ محاسبه می‌گردد و به نشست‌های کوتاه مدت تعیین شده از شکل‌های ۹-۶ الی ۱۳-۶ اضافه می‌گردد. باید توجه داشت در سازه‌های نگهدارنده با توجه به عمر مفید سازه، تعیین نشست بلند مدت معمولاً چندان کاربردی نخواهد داشت.

^۱ Equivalent footing method



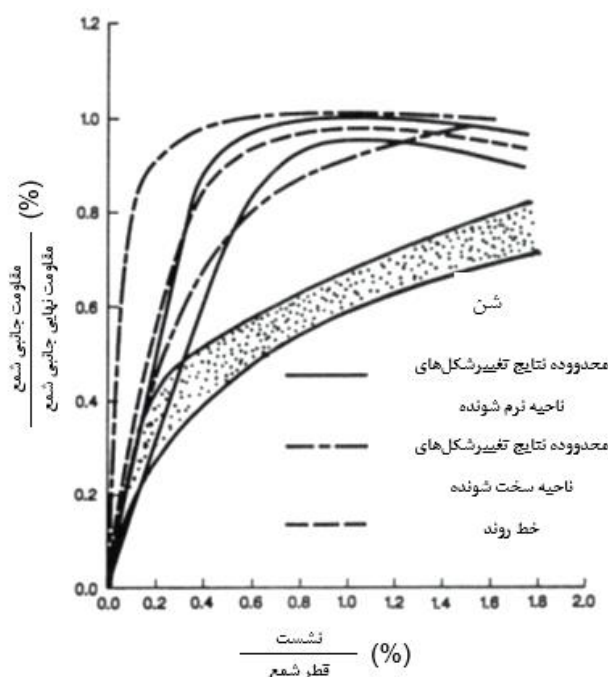


شکل ۶-۹- انتقال بار جداری نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های چسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)

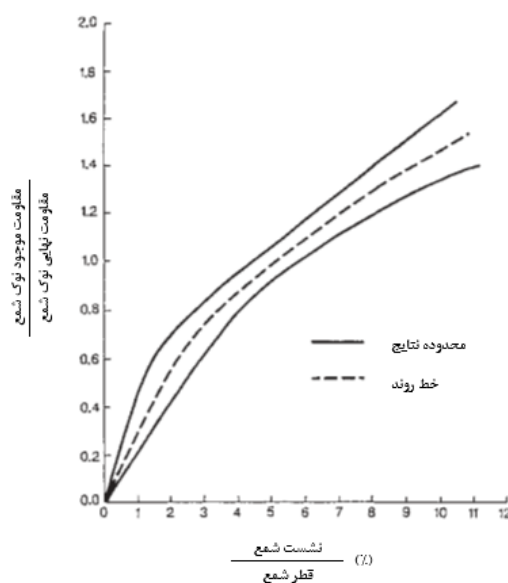


شکل ۶-۱۰- مقاومت انتهایی (نوک) نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های چسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)





شکل ۱۱-۶- انتقال بار جداری نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های غیرچسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)



شکل ۱۲-۶- مقاومت انتهایی (نوک) نرمال شده با مقدار نهایی در مقابل نشست در خاک‌های غیرچسبنده (مطابق با انیل و ریز، ۱۹۹۹)

منحنی‌های شکل‌های ۹-۶ الی ۱۲-۶ نشست‌هایی را نشان می‌دهد که در آن مقاومت جداره بسیج شده است. اصطکاک جداره شمع، R_s ، عموماً در جابجایی‌های ۰/۲ درصد تا ۰/۸ درصد قطر شمع در شمع‌های واقع بر خاک‌های چسبنده به صورت کامل بسیج شده است. این مقدار در شمع‌های واقع بر خاک‌های غیرچسبنده برابر ۰/۱ درصد تا ۱ درصد است.



۶-۳-۵ - طراحی برای حالت حدی مقاومت

• مفاهیم کلی

مقاومت‌های اسمی شمع که بایستی در حالت حدی مقاومت در نظر گرفته شود شامل موارد زیر است:

- مقاومت فشاری محوری
- مقاومت بالازدگی محوری
- پانچ شدگی نوک شمع در خاک
- مقاومت ژئوتکنیکی جانبی خاک و لایه سنگی
- مقاومت در زمان وقوع آب شستگی
- مقاومت محوری در زمان رخداد فروکش
- مقاومت سازه‌ای شمع

مقاومت محوری اسمی بایستی با استفاده از سطح آب‌های زیرزمینی که در محاسبه تنش مؤثر در نوک و جداره‌های شمع اعمال می‌گردد، تعیین گردد. تأثیر فشار هیدرواستاتیک بایستی در طراحی لحاظ گردد. در صورتی که شمع بر روی سنگ واقع شده باشد، مقاومت باربری اساساً به سربار مؤثر وابسته است که مستقیماً از تراز آب‌های زیرزمینی تأثیر می‌پذیرد. در شرایط بارگذاری زهکشی شده، تنش مؤثر قائم به سطح آب‌های زیرزمینی مربوط می‌گردد و از این رو، در مقاومت محوری و مقاومت جانبی شمع مؤثر است.

۶-۳-۵-۱ - آب شستگی

تأثیر آب شستگی می‌بایست در تعیین حداقل عمق ریشه شمع در نظر گرفته شود. به عبارتی عمق ریشه شمع باید طوری تعیین گردد که پس از وقوع آبشستگی مقاومت جداره و نوک شمع به اندازه کافی باشد.

۶-۳-۵-۲ - مقاومت فشاری محوری اسمی شمع‌های درجاریز منفرد

مقاومت اسمی شمع‌های درجاریز، ϕR_R ، به صورت زیر است:

$$\phi R_R = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s = \phi_{qp} (A_p q_p) + \phi_{qs} (A_s q_s) \quad (۱۶-۶)$$

R_p : مقاومت اسمی نوک شمع (kN) و R_s مقاومت اسمی جداره شمع (kN)

ϕ_{qp} : ضریب مقاومت برای مقاومت نوک شمع و ϕ_{qs} ضریب مقاومت برای مقاومت جداره شمع که از جدول ۶-۲ تعیین می‌گردد.

q_p : مقاومت واحد نوک شمع (kPa) و q_s مقاومت واحد جداره شمع (kPa)

A_p : مساحت نوک شمع (m^2) و A_s مساحت جداره شمع (m^2)

علاوه بر روش‌های تعیین مقاومت شمع‌های درجاریز که در این بند ارائه شده است، می‌توان از روش‌های دیگر مشروط



بر اینکه اطلاعات و سوابق کافی جهت توسعه ضرایب مقاومت مناسب در اختیار باشد نیز استفاده نمود.

الف- تعیین مقاومت شمع حفاری شده در خاک‌های چسبنده

شمع‌های حفاری شده در خاک‌های چسبنده بایستی بر اساس روش‌های تنش کل و تنش مؤثر به ترتیب برای شرایط بارگذاری زهکشی نشده و زهکشی شده طراحی شوند.

• مقاومت جانبی (جداره)

مقاومت جانبی واحد اسمی، q_s ، برای شمع‌های واقع بر خاک‌های چسبنده که در شرایط زهکشی نشده بارگذاری شده است، بر اساس روش α به صورت زیر است.

$$q_s = \alpha S_u \quad (۱۷-۶)$$

که در آن:

$$\text{اگر } S_u \leq 1.5P_a$$

$$\alpha = 0.55 \quad (۱۸-۶)$$

$$\text{اگر } S_u > 1.5P_a$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1(S_u / P_a - 1.5) \quad (۱۹-۶)$$

S_u مقاومت برشی زهکشی نشده (kPa)

α ضریب چسبندگی

P_a فشار جو (100 kPa)

بخش‌هایی از شمع حفاری شده که در زیر به آن اشاره شده است و در شکل ۶-۱۳ نشان داده شده است بایستی در مقاومت جانبی جداره در نظر گرفته شود.

- حداقل ۱/۵ متر ابتدایی هر شمع

- محیط بخش زنگوله‌ای انتهایی (در صورت وجود)

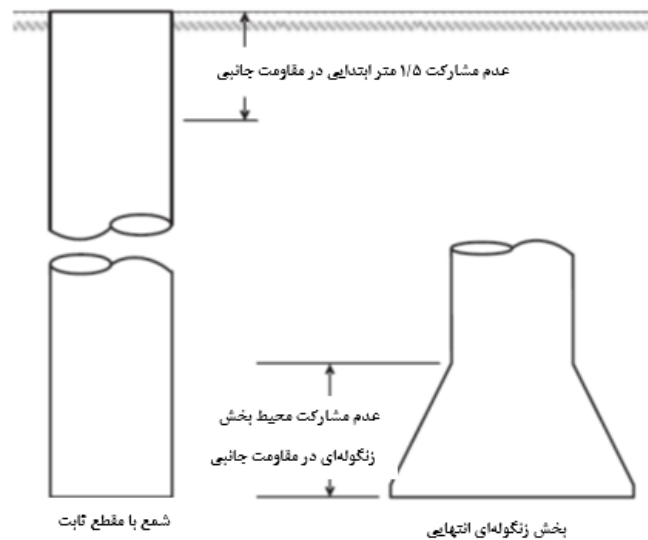
مقادیر α برای بخش‌هایی از شمع که در حفاری خشک به صورت باز یا حفاری با لوله‌گذاری مشارکت دارند بر اساس معادلات ۶-۱۷ و ۶-۱۸ تعیین می‌گردند.

در صورتی که از لوله‌گذاری (کیسینگ) دائم استفاده شود، مقاومت جداره بایستی با ملاحظه نوع و طول لوله‌گذاری مورد استفاده و نیز نحوه نصب آن، تنظیم گردد.

لوله‌گذاری فولادی عموماً مقاومت جداره شمع را کاهش می‌دهد. هیچ‌گونه اطلاعات دقیقی در خصوص کاهش اصطکاک جداره ناشی از استفاده از لوله‌گذاری دائم نسبت به بتن‌ریزی به صورت تماس مستقیم با خاک وجود ندارد. ضرایب کاهش مقاومت جداره در شمع‌های با لوله‌گذاری فولادی نسبت به شمع‌های بتنی در جاریز بین ۵۰ درصد تا ۷۵ درصد به ترتیب



با توجه به اینکه فولاد تمیز یا زنگ‌زده باشد، متغیر است (پوتیوندی، ۱۹۶۱). در صورت استفاده از حلقه‌های وصله^۱ یا کفشک‌های برشی^۲ بزرگ‌تر، کاهش بیشتری در مقاومت جداره مورد نیاز است. مقادیر α به دست آمده از معادلات ۶-۱۷ و ۶-۱۸ برای بارگذاری فشاری و بالازدگی قابل تعمیم می‌باشند.



شکل ۶-۱۳- توضیح بخش‌های غیرموثر شمع‌های حفاری شده که در محاسبه مقاومت جداره لحاظ نمی‌گردند (براون و همکاران، ۲۰۱۰)

• مقاومت نوک

برای شمع‌های با بارگذاری محوری در خاک‌های چسبنده، مقاومت واحد اسمی نوک، با استفاده از روش تنش کل بر اساس روابط براون و همکاران (۲۰۱۰)، به صورت زیر است.

$$q_p = N_c S_u \leq 3800 \text{ kPa} \quad (۲۰-۶)$$

که در آن:

$$N_c = 6 \left(1 + 0.2 \frac{Z}{D} \right) \leq 9 \quad (۲۱-۶)$$

D: قطر شمع حفاری شده (m)

Z: عمق نفوذ شمع (m)

مقدار S_u از نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و یا بر جای نمونه‌های دست نخورده به دست آمده در عمق ۲ برابر قطر زیر نوک شمع تعیین می‌گردد. اگر خاک در عمق ۲ برابر قطر از نوک شمع دارای $S_u < 25 \text{ kPa}$ باشد، مقدار N_c در ۰/۶۷ ضرب می‌گردد.

لازم به ذکر است در خاک‌های چسبنده سخت، می‌توان به منظور افزایش مساحت باربری نوک جهت کاهش فشار

۱ Splicing rings

۲ Cutting shoes



باربری واحد انتهایی شمع یا تأمین مقاومت اضافی جهت مقابله با نیروهای بالازدگی از پایه‌های تعریض شده (زنگوله‌ای^۱ یا پافیلی^۲) در نوک شمع استفاده نمود.

چنانچه انتهایی شمع حفاری شده خشک، تمیز و قبل از بتن‌ریزی کنترل شده باشد، می‌توان تمام سطح پایه را به صورت مؤثر در انتقال بار در نظر گرفت.

ب- تعیین مقاومت شمع حفاری شده در خاک‌های غیرچسبنده

شمع‌های واقع بر خاک‌های غیرچسبنده بر اساس روش‌های تنش مؤثر برای شرایط بارگذاری زهکشی شده یا روش‌های تجربی بر پایه نتایج آزمون برجا طراحی می‌گردند.

• مقاومت جداره

مقاومت جداره برای شمع‌های واقع بر خاک‌های غیرچسبنده با استفاده از روش β تعیین می‌گردد که به صورت زیر است.

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (۲۲-۶)$$

$$\beta = (1 - \sin \phi'_f) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin \phi'_f} \tan \phi'_f \quad (۲۳-۶)$$

β : ضریب انتقال بار (بدون واحد)

ϕ'_f : زاویه اصطکاک مؤثر خاک (°)

σ'_p : تنش پیش تحکیم قائم مؤثر (kPa)

σ'_v : تنش قائم مؤثر در وسط عمق لایه خاک (kPa)

رابطه زاویه اصطکاک مؤثر خاک برای استفاده در معادلات فوق عبارت است از:

$$\phi'_f = 27.5 + 9.2 \log \left[(N_1)_{60} \right] \quad (۲۴-۶)$$

$(N_1)_{60}$: مقدار SPT اصلاح شده برای تنش مؤثر سربار

تنش پیش تحکیم در معادله ۶-۳۱ با رابطه مقادیر SPT به صورت تقریبی طبق روابط زیر تعیین می‌گردد.

برای ماسه:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.47 (N_{60})^m \quad (۲۵-۶)$$

m: برابر با ۰/۶ برای ماسه‌های تمیز کوارتزی و برابر با ۰/۸ برای ماسه سیلتی و سیلت‌های ماسه‌ای

P_a : فشار جو (100 kPa)

۱ Bell

۲ Underream



N_{60} : مقدار SPT اصلاح شده برای کارایی چکش

برای خاک‌های شنی:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.15(N_{60}) \quad (۲۶-۶)$$

در صورتی که از لوله‌گذاری دائم استفاده شود، مقاومت جداره بایستی با ملاحظه نوع و طول لوله‌گذاری مورد استفاده و نیز نحوه نصب آن، تنظیم گردد. لوله‌گذاری فولادی عموماً مقاومت جداره شمع را کاهش می‌دهد. هیچ‌گونه اطلاعات دقیقی در خصوص کاهش اصطکاک جداره ناشی از استفاده از لوله‌گذاری دائم نسبت به بتن‌ریزی به صورت تماس مستقیم با خاک وجود ندارد. ضرایب کاهش مقاومت جداره در شمع‌های فولادی کوبیده شده نسبت به شمع‌های بتنی بین ۵۰ درصد تا ۷۵ درصد به ترتیب با توجه به اینکه فولاد تمیز یا زنگ زده باشد متغیر است (پوتیوندی، ۱۹۶۱). عملاً ضرایب کاهش به دلیل لوله‌گذاری معمولاً بین ۰/۶ تا ۰/۷۵ اعمال می‌گردد. در صورت استفاده از حلقه‌های وصله یا کفشک‌های برشی بزرگ‌تر، کاهش بیشتری در مقاومت جداره مورد نیاز است.

• مقاومت نوک

مقاومت اسمی نوک شمع، برای شمع‌های حفاری شده در خاک‌های غیرچسبنده بر اساس روش براون و همکاران (۲۰۱۰) به صورت زیر است.

$$q_p = 57N_{60} \leq 2800 \text{ kPa} \quad (۲۷-۶)$$

N_{60} : مقدار تعداد ضربات SPT (اصلاح شده صرفاً به دلیل راندمان چکش) در ناحیه طراحی تحت بررسی

پ- شمع‌های واقع بر خاک قوی بر روی خاک تراکم‌پذیر ضعیف‌تر

در صورتی که شمع در یک لایه خاک قوی که خود بر روی یک لایه ضعیف‌تر است، قرار گرفته و نوک شمع در فاصله کمتر از ۱/۵ برابر قطر شمع بالای لایه ضعیف‌تر باشد، مقاومت نوک کاهش می‌یابد. به منظور کاهش مقاومت نوک شمع می‌بایستی از یک درون‌یابی خطی استفاده شود. در این حالت مقاومت نوک به صورت خطی از مقاومت کامل نوک در لایه فوقانی قوی در فاصله ۱/۵ برابر قطر از بالای لایه ضعیف‌تر تا مقاومت متناظر با لایه ضعیف‌تر در بالای آن لایه تغییر می‌کند.

ت- آزمایش بارگذاری شمع

در صورت نیاز، آزمایش‌های بارگذاری بایستی بر روی شرایط خاک معرف با رفتار، ابعاد و مصالح مشابه آنچه برای احداث شمع برنامه ریزی شده است، مورد استفاده قرار گیرد. آزمایش بارگذاری بایستی مطابق با رویه تعیین شده در ASTM D1143 انجام شود. روند بارگذاری بایستی بر اساس روش آزمایش بارگذاری سریع صورت پذیرد مگر اینکه داده‌های تفصیلی بار-نشست بلند مدت مورد نیاز باشد که در این حالت نیز بایستی روش بارگذاری استاندارد استفاده گردد.

مقاومت اسمی مطابق با تعریف گسیختگی یکی از موارد زیر تعیین می‌گردد:



- غوطه‌ور شدن^۱ شمع حفاری شده
 - نشست کلی یا بالازدگی معادل پنج درصد قطر شمع چنانچه غوطه‌وری اتفاق نیافتد
- ضرایب مقاومت برای مقاومت فشاری محوری یا مقاومت بالازدگی محوری مطابق با جدول ۶-۲ تعیین می‌گردد.
- با توجه به استفاده از داده‌های آزمایش بارگذاری شمع جهت تعیین مقاومت شمع، نتایج آزمایش بارگذاری شمع بایستی به شمع‌هایی که آزمایش بارگذاری با تطابق مقادیر مقاومت استاتیکی به نتایج بارگذاری آزمایش انجام نشده است، اعمال گردد. سپس روش تحلیل استاتیکی کالیبره شده به نواحی مجاور در سایت با ملاحظه تنوع چینه‌شناسی زمین و مشخصات طراحی در موقعیت شمع، به منظور تعیین ارتفاع نوک شمع اعمال می‌گردد.
- تعریف سایت و تعداد آزمایش‌های بارگذاری مورد نیاز برای ملاحظه تغییرپذیری سایت مطابق با مراجع معتبر مشخص می‌گردد.

۶-۳-۵-۳- مقاومت گروه شمع‌ها در حالت فشاری

کاهش مقاومت ناشی از اثر گروه شمع‌ها، می‌بایست در محاسبات در نظر گرفته شود. علاوه بر روش‌های ارائه شده در این بخش هر روشی که بر پایه سوابق داخلی موفق متداول شده است نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

الف- خاک‌های چسبنده

در گروه شمع‌های واقع بر خاک‌های رسی، مقاومت باربری اسمی گروه شمع بایستی کمترین مقدار زیر در نظر گرفته شود.

- مجموع مقاومت اسمی هر یک از شمع‌ها در گروه شمع‌ها
 - مقاومت اسمی پایه معادل شامل شمع‌ها و بلوک خاک در ناحیه محصور شده با شمع‌ها
- چنانچه استحکام (صلبیت) تماس سرشمع با زمین مطلوب نباشد و یا خاک زمین نرم باشد، مقاومت اسمی هر یک از شمع‌ها بایستی در ضریب راندمان، η ، ضرب گردد که به صورت زیر است:
- $\eta = 0.65$ ، برای فاصله مرکز به مرکز معادل $2/5$ برابر قطر
 - $\eta = 0.1$ ، برای فاصله مرکز به مرکز معادل 6 برابر قطر
- برای فواصل میانی، مقدار η به صورت درونیابی تعیین می‌گردد.
- چنانچه استحکام تماس سرشمع با زمین مطلوب باشد، هیچ‌گونه کاهش راندمان نیاز نمی‌باشد. اگر استحکام تماس سرشمع با زمین مطلوب نباشد اما خاک سخت باشد، لزومی به کاهش راندمان نمی‌باشد.
- در یک گروه شمع با عرض X ، طول Y و عمق Z ، که در شکل ۶-۱۴ نشان داده شده است، ظرفیت باربری برای گسیختگی بلوک، عبارت است از:

(۶-۲۸)



$$Q_g = (2X + 2Y)Z\bar{S}_u + XYN_c S_u$$

که در آن:

$$\text{اگر } \frac{Z}{X} \leq 2.5:$$

$$N_c = 5\left(1 + 0.2\frac{X}{Y}\right)\left(1 + 0.2\frac{Z}{X}\right)$$

(۲۹-۶)

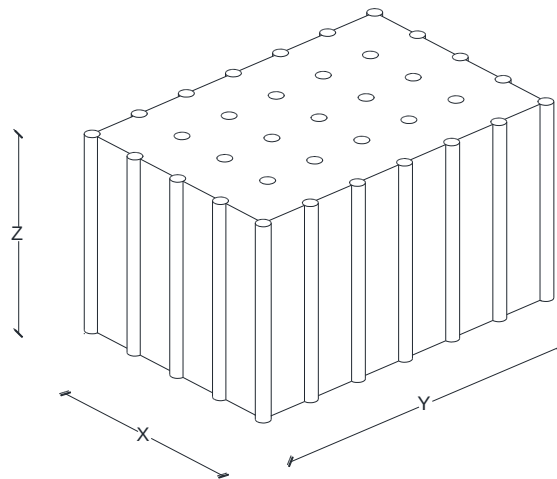
$$\text{اگر } \frac{Z}{X} > 2.5:$$

$$N_c = 7.5\left(1 + 0.2\frac{X}{Y}\right)$$

(۳۰-۶)

$\bar{S}_u$: متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده در امتداد عمق نفوذ شمع‌ها (kPa)

S_u : مقاومت برشی زهکشی نشده در پای گروه شمع (kPa)



شکل ۱۴-۶ - عملکرد گروه شمع به صورت پی بلوکی

ضرایب مقاومت برای مقاومت گروه شمع که از مجموع مقاومت شمع‌های حفاری شده منفرد محاسبه شده است مشابه مقاومت‌های شمع حفاری شده منفرد است.

ب- خاک غیرچسبنده

مقاومت اسمی هر یک از شمع‌ها در گروه شمع بایستی با اعمال یک ضریب اصلاحی η که در جدول ۵-۶ نشان داده شده است، کاهش یابد. برای فواصل میانی، مقدار η با درون‌یابی خطی تعیین می‌گردد.



جدول ۵-۶- ضرایب کاهش گروه شمع برای مقاومت باربری شمع‌های واقع بر ماسه (D قطر شمع)

ضریب کاهش	شرایط خاص	فاصله مرکز به مرکز شمع	پیکربندی گروه شمع
۰/۹		۲D	تک ردیف
۱/۰		۳D یا بیشتر	
۰/۶۷		۲/۵D	چند ردیف
۰/۸۰		۳D	
۱/۰		۴D یا بیشتر	
۱/۰	سرشمع گروه شمع در تماس مستقیم با زمین شامل خاک نیمه متراکم یا متراکم‌تر بوده و هیچ‌گونه آب شستگی در زیر سرشمع شمع پیش‌بینی نمی‌گردد.	۲D یا بیشتر	تک و چند ردیف
۱/۰	گروت‌ریزی فشاری در امتداد جداره شمع ایجاد شده است تا افت تنش جانبی ناشی از اجرای شمع جبران گردد و نوک شمع به صورت فشاری گروت‌ریزی شده است.	۲D یا بیشتر	تک و چند ردیف

۶-۳-۵-۴- مقاومت بالازدگی

شمع‌هایی که در معرض بار بالازدگی قرار می‌گیرند می‌بایست مقاومت سازه‌ای و ژئوتکنیکی کافی داشته باشند.

الف- مقاومت بالازدگی شمع در جاریز منفرد

مقاومت بالازدگی یک شمع حفاری شده منفرد با جداره مستقیم مشابه تعیین مقاومت جداره برای شمع‌های حفاری شده تحت فشار مطابق با بند ۶-۳-۵-۲ مشخص می‌گردد.

در تعیین مقاومت بالازدگی یک شمع زنگوله‌ای، از مقاومت جداره بالای بخش زنگوله‌ای به صورت محافظه‌کارانه چشم‌پوشی می‌گردد و چنین فرض می‌گردد که بخش زنگوله‌ای به صورت مهار عمل می‌نماید.

مقاومت بالازدگی اسمی ضریب دار یک شمع در جاریز زنگوله‌ای در خاک چسبنده، ϕR_n ، به صورت زیر تعیین می‌گردد.

$$\phi R_n = \phi_{up} R_{sBell} = \phi_{up} (q_{sBell} A_u) \quad (۳۱-۶)$$

$$q_{sBell} = N_u S_u \quad (۳۲-۶)$$

$$A_u = \pi(D_p^2 - D_b^2) / 4 \quad (۳۳-۶)$$

N_u : ضریب چسبندگی بالازدگی (بدون واحد)

D_p : قطر بخش زنگوله‌ای (m)

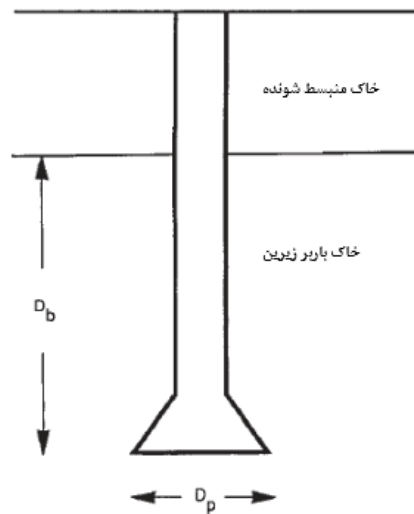
D_b : عمق مدفون در لایه زیرین (m)

D: قطر شمع (m)

S_u : توسط مقاومت برشی زهکشی نشده در فاصله ۲ برابر قطر بخش زنگوله‌ای بالای نوک (kPa)

ϕ_{up} : ضریب مقاومت که از جدول ۶-۳ تعیین می‌گردد.





شکل ۶-۱۵ - بالازدگی شمع با نوک زنگوله‌ای

چنانچه خاک بالای لایه پی به صورت منبسط شونده باشد، S_u باید در عمقی برابر با کمینه دو مقدار $2 D_p$ بالای نوک شمع و عمق نفوذ شمع در لایه زیرین خاک منبسط شونده، میانگین‌گیری شود. مقدار N_u است از صفر در $D_b/D_p = 0/75$ تا مقدار ۸ در $D_b/D_p = 2/5$ به صورت خطی متغیر است.

ب- مقاومت بالازدگی گروه شمع

مقاومت بالازدگی ضریب دار گروه شمع به صورت زیر است.

$$\phi R_n = \phi_{ug} R_{ug} \quad (34-6)$$

ϕ_{ug} : ضریب مقاومت که از جدول ۳-۶ تعیین می‌گردد.

R_{ug} : مقاومت بالازدگی اسمی گروه شمع (kN)

مقاومت بالازدگی اسمی R_{ug} ، یک گروه شمع بایستی کمترین مقدار زیر در نظر گرفته شود.

مجموع مقاومت بالازدگی هر یک از شمع‌ها

مقاومت بالازدگی گروه شمع به صورت یک بلوک

برای گروه‌های شمع در خاک‌های غیرچسبنده، وزن بلوک که بالازدگی به آن اعمال می‌شود با استفاده از تصویر بار

گسترده با شیب ۱ به ۴ که از شکل ۶-۱۶ به دست می‌آید، تعیین می‌گردد. برای خاک‌های زیر تراز آب‌های زیرزمینی، وزن خصوص شناور اعمال می‌گردد.

در خاک‌های چسبنده، بلوکی که در برش زهکشی نشده در برابر بالازدگی مقاومت می‌کند، از شکل ۶-۱۷ به دست

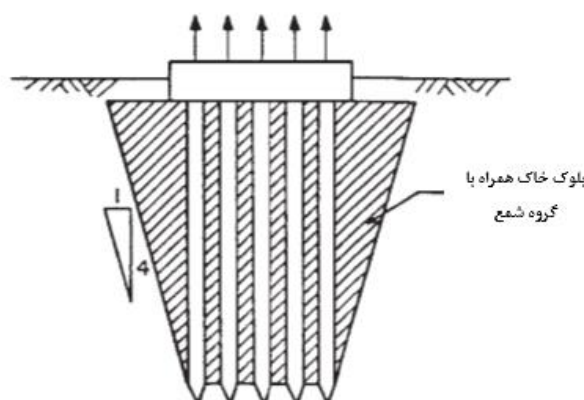
می‌آید.

مقاومت بالازدگی اسمی گروه شمع به صورت زیر به دست می‌آید.

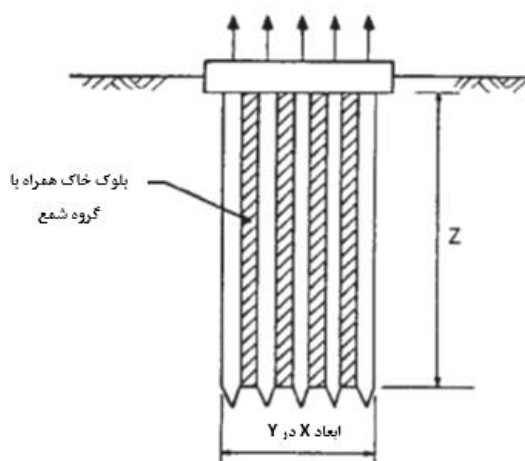
$$R_{ug} = (2XZ + 2YZ)S_u + W_g \quad (35-6)$$



- X : عرض گروه شمع (m)، که در شکل ۱۸-۶ نشان داده شده است
- Y : طول گروه شمع (m)، که در شکل ۱۸-۶ نشان داده شده است
- Z : عمق بلوک خاک زیر (m) سرشمع، که از شکل ۱۸-۶ به دست می‌آید
- S_u : متوسط مقاومت برشی زهکشی نشده در امتداد جداره‌های گروه شمع (kPa)
- W_g : وزن بلوک خاک، شمع‌ها و سرشمع (kN)



شکل ۱۶-۶- بالازدگی گروه در شمع‌های با فواصل کم در خاک‌های غیرچسبنده مطابق با روابط تاملینسون (۱۹۸۷)



شکل ۱۷-۶- بالازدگی گروه شمع‌ها در خاک‌های چسبنده مطابق با روابط تاملینسون (۱۹۸۷)

۶-۳-۵- مقاومت سازه‌ای شمع

طراحی سازه شمع‌های درجاریز شده بایستی مطابق با ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در خصوص طراحی سازه بتن مسلح انجام گردد.



۶-۳-۶- تعیین حداقل نفوذ شمع (عمق ریشه شمع)

عمق ریشه سازه نگهبان باید به قدری باشد تا اطمینان از شرایط زیر حاصل شود:

- اطمینان از ظرفیت باربری ژئوتکنیکی سیستم سازه نگهبان (نوک و جداره)
- اطمینان از پایداری حفاری شده
- اطمینان از کنترل نشست شمع منفرد و گروه شمع (حالت حدی بهره‌برداری)
- اطمینان از مجاز بودن نشست‌های سطحی
- اطمینان از کنترل نیروهای وارد بر شمع شامل نیروهای عمومی، فروکش و بالازدگی
- اطمینان از کنترل آب شستگی
- اطمینان از پایداری سیستم سازه نگهبان در برابر بارهای جانبی
- اطمینان از تأمین حداقل عمق تعادلی ریشه شمع

لازم به توضیح است در سیستم‌های سازه نگهبان آب‌بند (مانند شمع سکانت) کنترل میزان آب ورودی از کف نیز باید انجام گردد. به عبارتی طول ریشه سیستم سازه نگهبان به قدری باشد که آب ورودی از کف ایستگاه قابل کنترل باشد. در عین حال توجه به ملاحظات زیست محیطی نیز الزامی است. لازم است میزان دبی آب ورودی و نحوه استخراج آن از کف به سازمان‌های مربوطه اطلاع داده شود و مجوزهای لازم اخذ گردد.

پیشنهاد می‌شود حداقل عمق ریشه در هر حال ۱/۵ متر برای شمع فاصله‌دار و سکانت و ۳ متر برای شیت پایل فولادی در نظر گرفته شود.

به منظور تعیین حداقل عمق نفوذ ایمن شمع‌های طره‌ای و مهارشده می‌توان از روابط مربوط به سپرها که در فصل دهم نشریه ۳۰۸ به صورت مبسوط شرح داده شده است استفاده نمود. تعیین عمق ریشه شمع از طریق مدل‌سازی عددی (اجزا و یا تفاضل محدود) با لحاظ حداقل ضریب پایداری کلی برابر با ۱/۳ و یا روش‌های p-y نیز قابل قبول است.

۶-۳-۷- طراحی لایه پوشش بین شمع‌های فاصله‌دار

طراحی لایه پوشش (مانند شاتکریت) بین شمع‌های فاصله‌دار می‌تواند با مدل‌سازی عددی انجام گردد. در صورت عدم استفاده از مدل‌سازی عددی، بیشینه لنگرهای خمشی (وارد بر عرض واحد) پوشش بین المان‌های مقاوم قائم مجزا می‌تواند از روابط زیر تعیین شود:

برای دهانه‌های ساده بدون عملکرد قوسی^۱ خاک:

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{8} \quad (۳۶-۶)$$

^۱ Arching



برای دهانه‌های ساده با عملکرد قوسی خاک:

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{12} \quad (۳۷-۶)$$

برای دهانه‌های پیوسته بدون عملکرد قوسی خاک:

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{10} \quad (۳۸-۶)$$

برای دهانه‌های پیوسته با عملکرد قوسی خاک:

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{12} \quad (۳۹-۶)$$

P: فشار جانبی ضریب‌دار متوسط، شامل فشار خاک، سربار و همچنین فشار آب اعمالی بر روی مقطع مورد نظر پوشش بین المان‌های مقاوم (kPa/m)

L: فاصله بین المان‌های قائم و یا تکیه‌گاه‌های پوشش‌های قائم (m)

اگر تغییرات در فشار جانبی با عمق قابل ملاحظه باشد، دیاگرام‌های لنگر باید با دقت بالاتری تعیین گردند. رابطه ۶-۶۵ برای پوشش‌های قائم با دهانه ساده قابل استفاده بوده و فرض می‌شود که خاک بین تکیه‌گاه‌های قائم، فرم قوسی ندارند. به بیان دیگر، عمل قوسی می‌تواند در خاک‌های نرم چسبنده شکل گرفته و یا در مواردی که پوشش‌های بتنی صلب به صورت فشرده و نزدیک به خاک‌های درجا قرار داشته باشند. رابطه ۶-۶۶ نیز برای پوشش‌ها با دهانه ساده ارائه شده و فرض می‌شود که عمل قوسی خاک در پشت پوشش‌ها شکل می‌گیرد. این وضعیت در خاک‌های دانهای و یا چسبنده متراکم با پوشش‌های قائم انعطاف‌پذیر و صلب با فاصله کافی برای فرم قوسی شکل می‌گیرد. رابطه ۶-۳۷ و ۶-۳۸ برای پوشش‌های قائم پیوسته چند دهانه نظیر شاتکریت‌های مسلح و یا پوشش‌های بتنی قابل استفاده است. به منظور تعیین فشار جانبی متوسط، P، می‌توان از فرضیات فشار خاک در حالت محرک و یا سکون و یا نتایج مدل‌سازی عددی در عمق مدنظر استفاده کرد. ضریب فشار جانبی به منظور طراحی پوشش قائم بر اساس ملاحظات فصل سوم تعیین می‌گردد. روش ساده شده دیگر جهت تعیین فشار جانبی متوسط، استفاده بیشینه فشار افقی حاصل از روابط جانسن و ریمبالت است. توجه به مجاز بودن استفاده از روابط زیر با توجه به عملکرد قوسی خاک ضروری است.

الف- روش جانسن

$$P = \frac{\gamma \cdot R}{\tan(\delta)} \cdot \left(1 - \exp \left(-K_a \cdot \frac{Z}{R} \cdot \tan(\delta) \right) \right) \quad (۴۰-۶)$$

ب- روش ریمبالت

$$P = \frac{\gamma \cdot R}{\tan(\delta)} \cdot \left[1 - \left(\frac{Z}{c} + 1 \right)^{-2} \right] \quad (۴۱-۶)$$



$$c = \frac{R}{K_a \cdot \tan(\delta)} - \frac{D}{6} \tan(\phi) \quad (۴۲-۶)$$

γ : وزن مخصوص خاک (kN/m^3)

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی

δ : زاویه اصطکاک بین سازه نگهبان و زمین

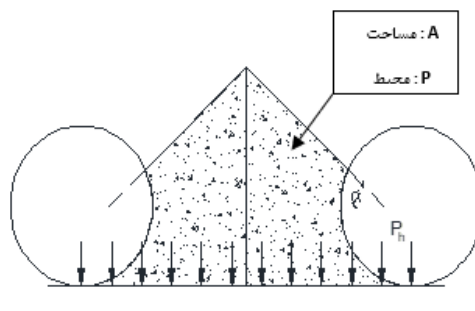
K_a : ضریب فشار محرک خاک

z : عمق مورد نظر طراحی (m)

A, P : محیط و مساحت ناحیه مشخص شده در شکل ۱۸-۶

$$R = \frac{A}{P} \text{ شعاع معادل (m) و } D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \text{ قطر معادل (m)}$$

$$\alpha = 45 - \frac{\phi}{2} \text{ زاویه فرضی عملکرد قوسی خاک}$$



شکل ۱۸-۶ - ناحیه مؤثر در تعیین فشار جانبی متوسط در روش جانسن یا ریمبلت

۴-۶ - ملاحظات طراحی استرات (مهار متقابل) و ویل

در روش مهار متقابل، فشار خاک وارد بر دیواره گود از طریق المان‌های افقی به دیوار مقابل منتقل می‌گردد. برای محافظت گود نیز از شمع‌های فلزی یا بتنی، سپر فلزی و یا دیوار دیافراگمی استفاده می‌شود. مهارهای فشاری به صورت فلزی یا بتنی ساخته می‌شوند، که گاهی قابلیت عملکرد به صورت هیدرولیکی را نیز دارند و طول آن‌ها قابل تغییر است. طراحی استرات با طول متغیر بر اساس مراجع معتبر با شرط پیش‌بینی نکات اجرایی مجاز است.

در طراحی کلیات و چیدمان المان‌های سیستم مهار متقابل، به منظور پیشگیری از بروز پدیده خرابی پیش‌رونده^۱ توصیه می‌شود که درجه نامعینی سازه تا حد امکان افزایش داده شود.



^۱ Progressive failure

۶-۴-۱- ملاحظات عمومی

فاصله استرات‌ها (افقی و عمودی) باید طوری تنظیم گردد که علاوه بر تأمین ایمنی سیستم سازه نگهبان (با توجه به تأمین مقاومت و سختی لازم) مباحث اجرایی را در نظر گرفته باشد. مباحث اجرایی شامل رواداری لازم مربوط به عبور و مرور ماشین‌آلات، خاک‌برداری، تطابق چینش استرات‌ها با محل رمپ یا شفت، رواداری‌های مربوط به دستگاه TBM در شفت ورود و خروج، فاصله کافی از سقف سازه اصلی به منظور سهولت در بتن‌ریزی و... است.

در ایستگاه یا تونل‌هایی که برای مهار جانبی از استرات استفاده می‌شود استفاده از ویل به جای اتصال مستقیم استرات به سازه نگهبان پیشنهاد می‌گردد.

اتصال استرات به ویل می‌بایست طوری باشد که از کلیه حرکات انتقالی در ۳ راستای اصلی جلوگیری کند. پیشنهاد می‌شود از قراردادن استرات‌ها در تراز سقف و ترکیب آن‌ها با سقف سازه اصلی خودداری گردد.

زمانی که استرات‌ها به شمع‌های میانی وصل شده‌اند با توجه به احتمال تغییر موقعیت محل اتصال استرات به شمع بر اثر نیروی برکنش، کنترل مداوم موقعیت شمع‌ها ضروری است. در صورت نیاز تمهیدات لازم می‌بایست در استرات‌ها در نظر گرفته شود.

زمانی که از بتن‌ریزی کف به عنوان مهار جانبی استفاده می‌شود محاسبات لازم جهت تأمین سختی و مقاومت کافی در برابر بارهای جانبی سازه نگهبان و بارهای عمودی (مانند ماشین‌آلات ساخت) باید انجام گردد. پیشنهاد می‌شود در طراحی این دال‌ها از حداقل ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر بهره گرفته شود.

پیشنهاد می‌شود استرات‌های مایل انتهایی ایستگاه با زاویه ۴۵ درجه نصب گردند. همچنین تعداد استرات‌های انتهایی مایل به قدری باشد که دهانه‌های ویل انتهایی ایستگاه، به قدر کافی کوچک باشد. هر چند موارد اجرایی و تنظیم فاصله استرات‌های ایستگاه معمولاً مانع چینش ایده‌آل استرات‌های دو انتها می‌گردد.

هرگونه فاصله در محل اتصال استرات و ویل، در تأمین تکیه‌گاه مناسب ویل از جانب استرات خلل ایجاد می‌کند. این موضوع موجب افزایش دهانه مؤثر ویل و افزایش تغییر شکل سازه نگهبان پشت ویل و نشست زمین می‌شود. لذا پیشنهاد می‌شود حتی‌المقدور استرات و ویل در نزدیک‌ترین فاصله به یکدیگر قرار داده شوند و ادوات اتصال کافی برای به حداقل رساندن تغییر شکل ویل استفاده گردد.

ابعاد ویل می‌بایست طوری انتخاب گردد که ملاحظات اتصال استرات به ویل را در برگیرد. پیشنهاد می‌شود در سطح تماس اتصال ویل و استرات ویل بزرگ‌تر باشد.

پیشنهاد می‌گردد نیروی داخلی اعضا از تحلیل‌های عددی اجزا و یا تفاضل محدود تعیین گردد. همچنین توصیه می‌گردد کلیه استرات‌های و ویل‌ها به صورت یک شبکه به هم پیوست در نرم‌افزار عددی تحلیل و طراحی گردند.



۶-۴-۲- بارگذاری و طراحی استرات و ویل

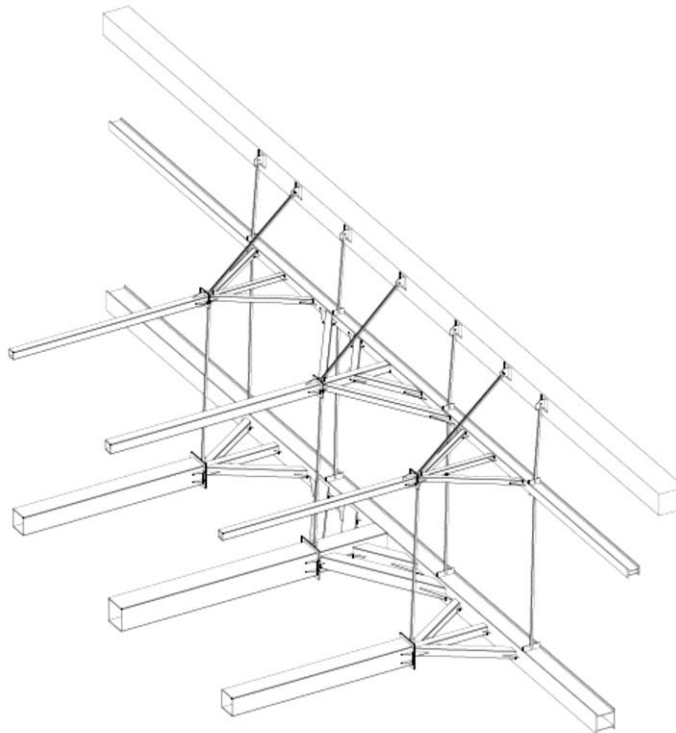
به منظور دستیابی به ملاحظات مربوط به بارگذاری و ترکیب بار مورد نیاز جهت طراحی استرات و ویل، به فصل ۳ مراجعه گردد.

بار طراحی استرات و ویل باید حداکثر باری باشد که در کلیه مراحل حفاری در آن ایجاد می‌شود به عبارت دیگر توجه به ساخت مرحله‌ای در طراحی استرات ضروری است. جهت کنترل کفایت اعضای سازه نگهبان و همچنین کنترل نشست، توجه به مرحله برچیدن استرات ضروری است.

در صورت اعمال بارهای عمودی به استرات (بار قالب‌بندی و یا اتصال نوار نقاله به آن و...) بارهای وارده می‌بایست در طراحی استرات در نظر گرفته شوند. حتی‌المقدور در استرات‌ها از بکارگیری وصله خودداری گردد.

استرات‌ها می‌بایست برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از وزن خود (یا بار عمودی وارد به آن) طراحی گردند. طراحی استرات فولادی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (عضو نیروی محوری و خمشی) و یا استاندارد AISC و طراحی استرات بتنی بر اساس آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و یا ACI می‌بایست انجام گردد.

در صورت استفاده از سرشمع، پیشنهاد می‌شود به منظور کنترل نیروی وزن استرات و ویل، از اتصال آن‌ها به سرشمع مطابق شکل ۶-۱۹ استفاده گردد.



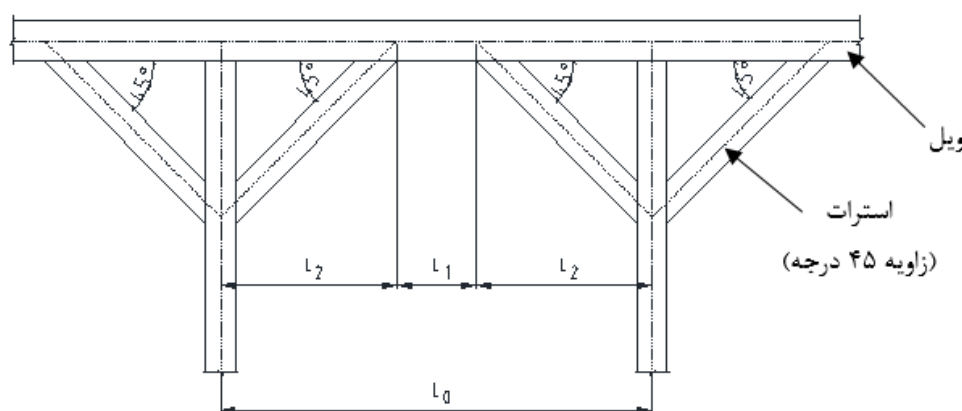
شکل ۶-۱۹- اتصال استرات و ویل به تیر سرشمع



در شفت‌های دایره‌ای استفاده از استرات حلقه‌ای مجاز است. در طراحی استرات‌های حلقه‌ای، تحت بار جانبی علاوه بر بار محوری فشاری در استرات‌ها اثر لنگر خمشی ناشی از وزن در راستای قائم و لنگر خمشی ناشی از رواداری مجاز ساخت سازه نگهبان (شمع یا استرات‌ها) و عدم تقارن بارهای جانبی ناشی از عدم بسیج متقارن فشار خاک می‌بایست در نظر گرفته شود. پیشنهاد اولیه برای در نظر گرفتن لنگر خمشی افقی، کاهش و افزایش ۲ تا ۵ درصدی شعاع دایره در دو جهت عمود برهم و تحلیل یک بیضی است. همچنین نیروی جانبی ۲۰ درصد در یک طرف افزایش داده شود تا اثر بار غیرمتقارن نیز در نظر گرفته شود. در بکارگیری استرات حلقوی فولادی به منظور جلوگیری از کمزش استفاده از براکت‌های فوقانی و تحتانی پیشنهاد می‌گردد. در حفاری‌های بزرگ مقیاس، پیشنهاد می‌شود از استرات بتنی حلقوی استفاده گردد.

مهارهای مایل (دستک‌های جانبی) می‌بایست به صورت متقارن به استرات وصل شوند در غیر اینصورت اثر لنگر خمشی ناشی از بار جانبی در طراحی می‌بایست در نظر گرفته شود. اساساً پیشنهاد می‌شود نیروی داخلی اعضا از تحلیل‌های عددی اجزا و یا تفاضل محدود تعیین گردد. در صورت نبود تحلیل‌های عددی، می‌توان با ساده‌سازی طراحی ویل را بر اساس روابط تحلیل سازه با توجه به موارد زیر در تعیین طول دهانه بدست آورد:

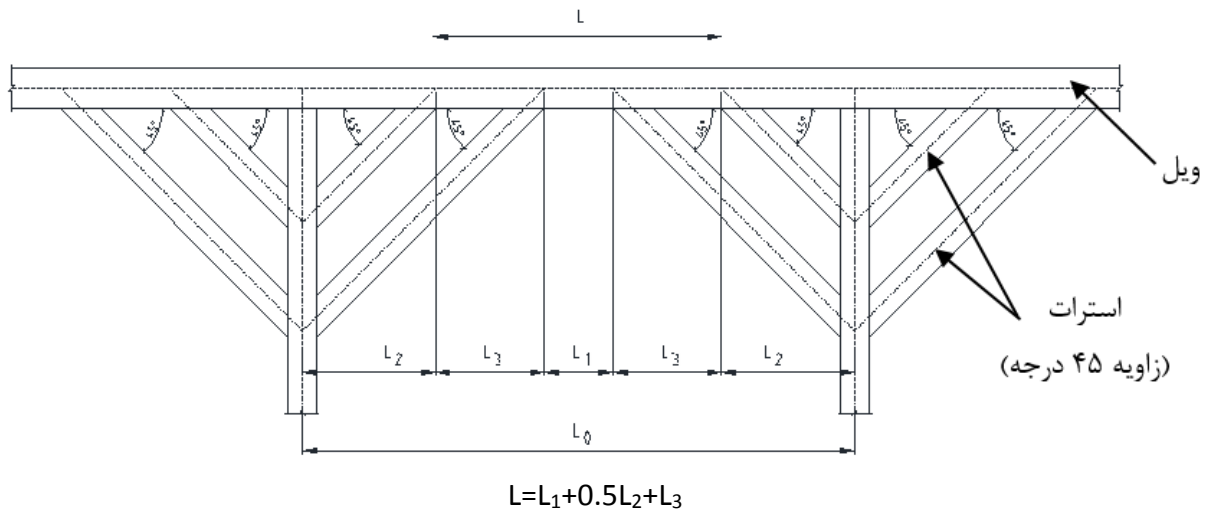
- زمانی که در اتصال استرات‌ها به ویل از مهارهای مستقیم استفاده گردد می‌توان طراحی ویل را بر اساس تیر سراسری در نظر گرفت.
 - زمانی که در اتصال استرات‌ها به ویل از مهارهای مایل نیز استفاده گردد می‌توان طراحی ویل را بر اساس تیر دو سر ساده با دهانه L ناشی از اثر مثبت مهارهای مایل در نظر گرفت (شکل ۶-۲۰).
 - حالتی که بیش از یک مهار مایل استفاده شود طول دهانه به صورت شکل ۶-۲۱ تعیین می‌گردد. باید توجه داشت زمانی که زاویه اتصال ۶۰ درجه یا بیشتر باشد از شکل ۶-۲۲ می‌بایست استفاده گردد.
- نکته حائز اهمیت در طراحی ویل‌های انتهایی این است که آن‌ها علاوه بر عملکرد خمشی مانند ویل‌های دیگر، ممکن است عملکرد محوری مانند یک استرات نیز داشته باشند.



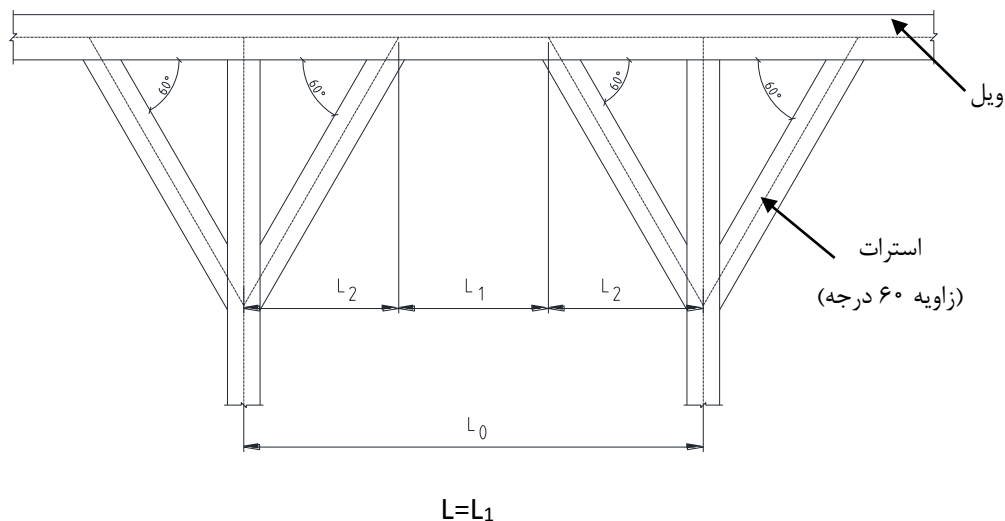
$$L = L_1 + L_2$$

شکل ۶-۲۰- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل - استرات با یک مهار مایل ۴۵ درجه





شکل ۶-۲۱- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل- استرات با دو مهار مایل ۴۵ درجه



شکل ۶-۲۲- تعیین دهانه مؤثر به منظور طراحی ویل- استرات با یک مهار مایل ۶۰ درجه

علاوه بر طراحی استرات برای نیروهای ناشی از بار خاک، آب زنده و مرده و... ممکن است در مواقعی (زمانی که استرات در معرض نور مستقیم خورشید باشد) به تشخیص طراح نیاز به در نظر گرفتن اثر حرارت در طراحی استرات نیز باشد. با توجه به اینکه اثرات قید تکیه‌گاهی در مقابل تغییر طول، با تغییر شکل خاک پشت سازه کاهش می‌یابد، نیروی محوری ایجاد شده در استرات ناشی از تغییرات دما از مقادیر محاسبه شده با ضریب انبساط حرارتی کمتر است. تجربیات موجود نشان می‌دهد مقدار نیروی واقعی حدود ۲۰ درصد مقدار نیروی تئوری با دو انتهای ثابت است. یک رابطه تجربی دیگر نشان از افزایش حدود ۱۱ تا ۱۲/۵ کیلونیوتن نیرو در استرات به ازای تغییر یک درجه سانتی‌گراد دما است. پیشنهاد می‌شود در استرات‌ها که در معرض تغییر دما هستند حداقل افزایش نیرو ۱۲۰ کیلونیوتن (حدوداً معادل تقریباً ۱۰ درجه سانتی‌گراد تغییر دما در یک روز) در نظر گرفته شود. زمانی که با پیش بارگذاری لقی تکیه‌گاه حذف شده باشد تغییر

نیروی استرات ناشی از تغییر دما زیاد خواهد بود. در چنین حالتی نیروی داخلی بدون توجه به نیروهای تجربی، از رابطه زیر می‌بایست استفاده کرد.

$$\Delta P = \beta_t A E \alpha \Delta T_s \quad (۴۳-۶)$$

$0 < \beta_t \leq 1$ درجه گیرداری تکیه‌گاه (شامل میزان صلبیت سازه نگهبان و خاک پشت سازه نگهبان)

A: سطح مقطع استرات (m^2) E: مدول الاستیسیته مصالح استرات (kPa)

α : ضریب انبساط حرارتی مصالح استرات ($^{\circ}C^{-1}$) ΔT : حداکثر تغییر دما در یک روز ($^{\circ}C$)

۶-۵- ملاحظات تحلیل و طراحی دیوار میخکوبی^۱

در این بخش، ضمن تشریح عملکرد کلی سیستم میخکوبی و مکانیزم‌های محتمل گسیختگی آن، ملاحظات مربوط به طراحی اجزا سیستم (رویه، هد نیل^۲ و ...) و حدود توصیه شده در طراحی سیستم میخکوبی پرداخته شده است. در روند طراحی ابتدا طراحی تجربی و مقدماتی بر اساس حدود توصیه شده صورت گرفته و پایداری کلی سیستم با استفاده از نرم‌افزارهای تعادل حدی کنترل می‌گردد. سپس به منظور کنترل و بهسازی طراحی اولیه و محاسبه میزان تغییر شکل‌های دیواره، طراحی نهایی به کمک نرم‌افزارهای اجزا محدود انجام می‌شود. در ادامه این بخش، ملاحظات مربوط به جزئیات سیستم میخکوبی که باید در طرح لحاظ گردد و همچنین حداقل ضرایب اطمینان پیشنهادی در شرایط مختلف بارگذاری جهت طراحی سیستم میخکوبی خاک ارائه شده است.

لازم به توضیح است سازه نگهبان موقت به روش میخکوبی و مهارگذاری^۳ به سازه‌ای اطلاق می‌گردد که زمان شروع ساخت آن تا پایان اجرای دیوار حائل دائمی سازه اصلی، با حفظ شرایط طرح و رعایت اصول نگهداری، حداکثر به ترتیب ۱۸ و ۲۴ ماه به طول انجامد. در غیر این صورت باید ضوابط طراحی دائم لحاظ گردد. در صورت عدم اجرای سازه اصلی در زمان مقرر، ارائه روش پایش سیستم سازه نگهبان در حین اجرای سازه اصلی الزامی و بر عهده پیمانکار و کارفرما است. خاک‌های مناسب و نامناسب برای اجرای سیستم میخکوبی در جدول زیر آورده شده است. این بررسی به تفکیک انواع خاک‌ها و با توجه به انواع شرایط پرتکرار در پروژه‌های مختلف انجام شده است.

^۱ Nailing

^۲ Head nail

^۳ Anchorage



جدول ۶-۶- خاک‌های مناسب و نامناسب جهت سیستم میخ‌کوبی

نوع خاک یا شرایط محیطی	عملکرد سیستم میخ‌کوبی	ملاحظات
خاک‌های ریزدانه سخت تا مقاوم (رس، سیلت، لای همراه با ماسه)	نسبتاً مناسب	برای عملکرد بهتر باید خاصیت خمیری نسبتاً کمی داشته باشند.
خاک‌های دانه‌ای متراکم تا خیلی متراکم (شامل ماسه و شن با SPT بزرگ‌تر از ۳۰)	مناسب	چسبندگی ظاهری برای این خاک‌ها باید بزرگ‌تر از ۵ کیلوپاسکال باشد برای جلوگیری از قطع شدید نیروهای موئینگی لازم است جریان آب به سمت سطح گودبرداری به حداقل برسد
سنگ هوازده بدون هیچ‌گونه سطوح شکست	نسبتاً مناسب	سنگ هوازده به شرطی می‌تواند یک تکیه‌گاه مناسب برای میخ‌ها و مهارها تأمین نماید که سطوح شکست در جهت‌های نامطلوب غالب نباشد
رسوبات یخچالی (معمولاً متراکم، خوب دانه‌بندی شده یا با مقدار محدودی ریزدانه)	مناسب	
خاک‌های غیرچسبنده بد دانه‌بندی شده خشک (خاک‌های ریزشی)	نامناسب	
خاک‌های ریزدانه نرم تا خیلی نرم (معمولاً SPT کمتر از ۴)	نامناسب	مقاومت چسبندگی ضعیف دوغاب تزریق شده با خاک و نیاز به طول بلند میخ
خاک‌های آلی (گل‌های آلی، رس‌های آلی و ذغال سنگ‌ها)	نامناسب معمولاً چسبندگی آن‌ها نیز ضعیف است.	اجرای غیراقتصادی به دلیل لزوم استفاده از آرماتورهای بلند مقاومت پیوند پایین
خاک‌های خورنده (خاکستر، سربار) یا آب زیرزمینی اسیدی	نامناسب	احتمال نیاز به سیستم حفاظتی گران قیمت مورد
سنگ‌های هوازده و دارای صفحات ضعیف	نامناسب	ناپایداری احتمالی چاله تزریق پتانسیلی تشکیل بلوک‌های ناپایدار
گل و لای رسی	نامناسب	احتمال فروپاشی در شرایط مرطوب نیاز به میخ‌های بلند جهت تأمین چسبندگی مورد نیاز
وجود آب زیرزمینی زیاد	نامناسب	ضرورت استفاده از سیستم زهکشی مشکلات اساسی در استفاده از شاتکریت
خاک‌های دارای تخته سنگ و قلوه سنگ	نامناسب	افزایش مشکلات حفاری و در نتیجه افزایش هزینه‌های ساخت و زمان اجرا

علاوه بر مطالب فوق، به هنگام مطالعات فنی و اقتصادی، جنبه‌های دیگری از خاک نیز باید مدنظر قرار گیرد که شامل موارد زیر است:

- سرمای طولانی مدت و دمای زیر صفر که ممکن است موجب تشکیل بلور یخ در خاک‌های دانه‌ای و گل‌های اشباع شود و در نتیجه فشار مضاعف بر دیوارهای حائل موقت و دائمی وارد شود.



- تکرار دوره‌های یخبندان که موجب کاهش مقاومت چسبندگی سطح اشتراک خاک، دوغاب و همچنین بین خاک و شاتکریت می‌شود. برای کم کردن تأثیرات مخرب، حفاظت مناسبی جهت جلوگیری از تشکیل بلورهای یخ باید صورت گیرد و ترکیب مناسبی از شاتکریت استفاده شود.
- خاک‌های دانه‌ای شل و خیلی شل در مناطق لرزه‌خیز ممکن است دچار روانگرایی شوند. تکنیک‌های بهسازی مختلفی برای متراکم نمودن خاک‌های دانه‌ای وجود دارد که می‌تواند از این اثرات جلوگیری نماید.

۶-۵-۱- تحلیل دیوار میخکوبی

هدف اصلی از این بخش، تشریح عملکرد سیستم میخکوبی در گودبرداری‌ها و بیان اصول حاکم بر تحلیل دیواره‌های میخکوبی خاک است. حالت‌های محتمل وقوع گسیختگی دیواره میخکوبی و ملاحظات طراحی مربوط به آن‌ها در دو روش شرایط حدی مقاومتی و بهره‌برداری، به شرح ذیل می‌باشند:

- شرایط حدی مقاومتی: این شرایط حدی مربوط به حالت‌های گسیختگی و ناپایداری تحت بارهای بیش از مقاومت کلی سیستم یا اجزای سیستم است. در طراحی سیستم میخکوبی خاک باید حالت‌های محتمل گسیختگی که در ادامه معرفی می‌گردند، در نظر گرفته شود. حالت‌های محتمل گسیختگی را می‌توان به سه دسته گسیختگی کلی یا خارجی، گسیختگی موضعی یا داخلی و گسیختگی رویه تقسیم کرد.
 - شرایط حدی بهره‌برداری: این شرایط مربوط به حالت‌هایی می‌شود که گسیختگی کلی روی نمی‌دهد اما سیستم عملکرد مناسب و ایمنی ندارد. مهم‌ترین شرایط حدی عملکرد سیستم میخکوبی، تغییرشکل‌های آن است. نشست‌های همگن و غیرهمگن، ترک‌خوردگی رویه بتنی، خستگی ناشی از بارگذاری و باربرداری‌های مکرر و ملاحظات ناماسازی، دیگر شرایط حدی عملکرد می‌باشند که لازم است در نظر گرفته شوند.
- موارد دیگری وجود دارند که در صورت لحاظ نشدن در طراحی‌ها می‌توانند منجر به مشکلات اجرایی شوند. ملاحظات زهکشی دیوار، همچنین حفاظت اجزاء فلزی سیستم در مقابل خوردگی از جمله این موارد می‌باشند. حفاظت در برابر خوردگی از ملاحظات بلندمدت است که در صورت عدم رعایت می‌تواند منجر به افزایش تغییرشکل‌ها و حتی گسیختگی احتمالی در سیستم گردد.

۶-۵-۱-۱- گسیختگی کلی دیوار میخکوبی

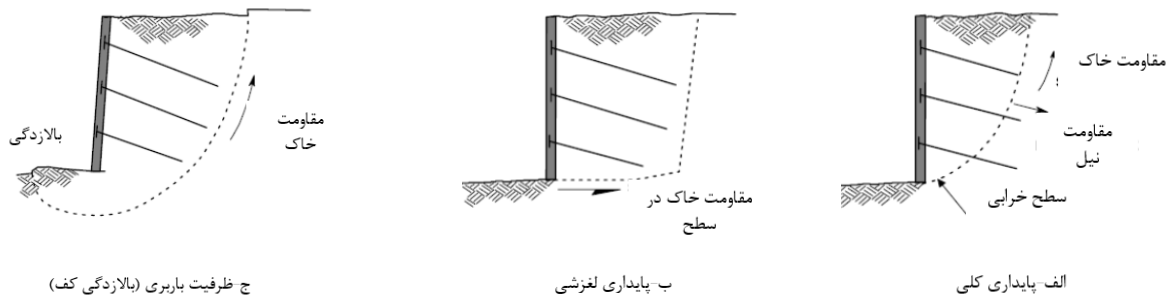
گسیختگی کلی یا خارجی به سه دسته کلی از حالت‌های محتمل گسیختگی اطلاق می‌گردد که می‌توانند کل توده میخکوبی شده را تحت تأثیر قرار دهند و شامل موارد زیر می‌باشند:

- پایداری کلی
- پایداری لغزشی



- ظرفیت باربری (بالازدگی کف)^۱

شکل ۶-۲۳، مکانیزم‌های حالت‌های مختلف گسیختگی کلی را نشان می‌دهد. در ادامه به تشریح هر یک از این حالت‌های گسیختگی پرداخته شده است.



شکل ۶-۲۳- مکانیزم‌های گسیختگی کلی

- پایداری کلی

پایداری کلی به پایداری عمومی مجموعه دیواره میخکوبی و خاک مسلح شده اطلاق می‌گردد. ضرایب اطمینان پایداری کلی بر اساس نوع سازه (موقتی یا دائمی)، شرایط کاربری (حین ساخت و دوران بهره‌برداری)، نوع بارگذاری (بارهای استاتیکی و لرزه‌ای) انتخاب می‌شود. پایداری کلی دیواره با استفاده از روش تعادل حدی شبه استاتیک مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. آنالیز شبه استاتیکی موقعیت سطح یا سطوح بحرانی لغزش را تعیین می‌کند. موقعیت سطح بحرانی لغزش ممکن است برای تأیید طول مهار یا میخ‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

به منظور کنترل پایداری کلی، هر دو روش تحلیل تعادل حدی و کاهش مقاومت برشی قابل استفاده است.

- لغزش

در تحلیل پایداری لغزشی، مقاومت خاک میخکوبی شده در برابر لغزش کف آن بر اثر فشار جانبی زمین پشت سیستم مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. گسیختگی لغزشی زمانی روی می‌دهد که فشار جانبی زمین که بر اثر گودبرداری بسیج شده است، از مقاومت لغزشی در امتداد کف بیشتر شود. سطح لغزش باید از پشت مهار یا میخ‌ها و از کف دیواره عبور کند. جهت تحلیل پایداری لغزشی دیواره میخکوبی می‌توان از روند تحلیل لغزشی دیوارهای وزنی (که در آن‌ها تئوری کولمب یا رانکین برای فشار جانبی زمین در نظر گرفته می‌شود) استفاده نمود. در این روش، مجموعه خاک میخکوبی شده در مقابل فشار جانبی زمین به صورت بلوک صلب در نظر گرفته می‌شود.

مقدار ضریب اطمینان در برابر لغزش برای سازه‌های موقتی برابر $1/3$ و برای سازه‌های دائمی برابر $1/5$ توصیه شده است.

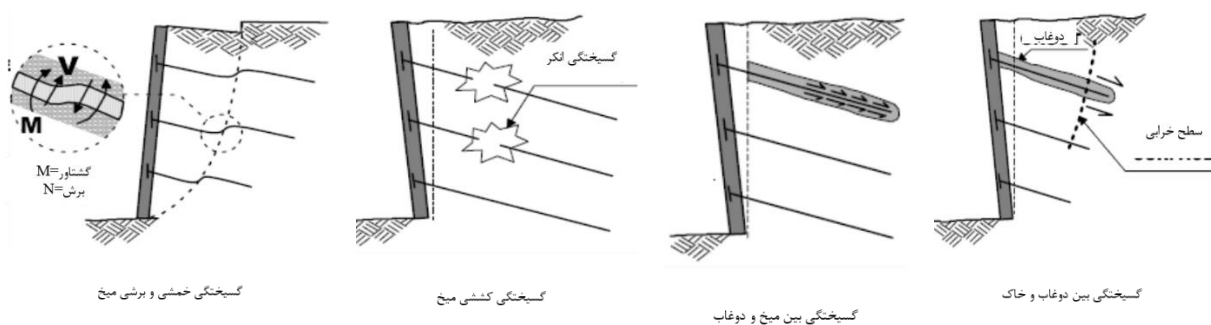
^۱ Heaving

• ظرفیت باربری

در مواردی که برای حفاظت دیواره‌های گودبرداری در خاک ریزدانه نرم از میخکوبی خاک استفاده شود، ممکن است نیاز به بررسی ظرفیت باربری باشد. در سیستم میخکوبی خاک به دلیل اینکه دیواره در زیر کف گودبرداری توسعه نمی‌یابد امکان وقوع بالازدگی کف گود و یا گسیختگی مربوط به ظرفیت باربری خاک کف وجود دارد. حداقل ضرایب اطمینان در مقابل بالازدگی برای سازه‌های موقتی و دائمی می‌توانند به ترتیب برابر $2/5$ و 3 انتخاب شوند. معمولاً در صورتی که بخش اعظم سیستم میخکوبی در خاک نرم ریزدانه اجرا نشده باشد این حالت گسیختگی بحرانی نمی‌باشد.

۶-۵-۱-۲- گسیختگی موضعی (داخلی) دیوار میخکوبی

حالت‌های مختلف گسیختگی موضعی یا داخلی، مربوط به گسیختگی در مکانیزم انتقال بار بین خاک، دوغاب و میخ یا گسیختگی خود میخ باشد که در شکل ۶-۲۴ نمایش داده شده‌اند.



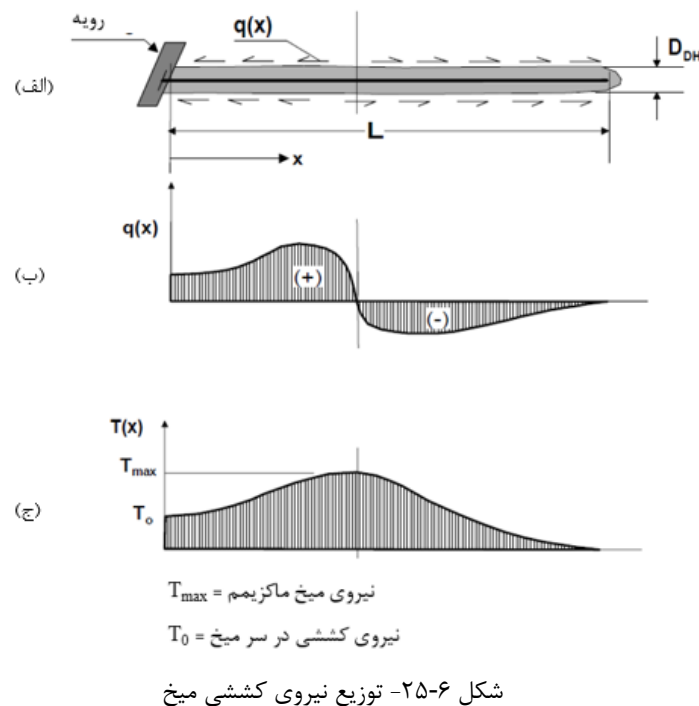
شکل ۶-۲۴- انواع گسیختگی موضعی

- گسیختگی بین خاک و دوغاب: این گسیختگی در سطح مشترک خاک و دوغاب، و به دلیل ناکافی بودن مقاومت پیوند و طول میخ، روی می‌دهد.
 - گسیختگی بین دوغاب و میخ: مقاومت در برابر لغزش بین دوغاب و میخ به وسیله آج‌های روی میخ و درگیری آن‌ها با دوغاب تأمین می‌گردد. از این رو استفاده از میلگردهای آج‌دار بجای میلگردهای با سطح صاف برای میخکوبی توصیه می‌گردد.
 - گسیختگی کششی میخ: در صورت انتخاب نامناسب میخ‌ها از نظر مقاومت کششی، امکان گسیختگی کششی میخ‌ها وجود دارد.
 - گسیختگی برشی و خمشی میخ: در میخ‌ها علاوه بر نیروی کششی، در محل عبور میخ از سطح گسیختگی، نیروهای برشی و خمشی نیز ایجاد می‌شود. مقاومت برشی و خمشی در میخ‌ها تنها پس از تغییر شکل‌های زیاد در امتداد سطح لغزش، بسیج می‌شود. بر اساس تحقیقات انجام شده، مقاومت خمشی و برشی نقشی کمتر از 10% در پایداری عمومی دیواره میخکوبی دارند. لذا از مقاومت خمشی و برشی صرف نظر می‌گردد.
- نیروهای وارده بر میخ‌ها، بر اثر جابجایی‌های دیواره در حین خاک‌برداری جلوی دیواره ایجاد می‌شوند. بر اثر این نیروها

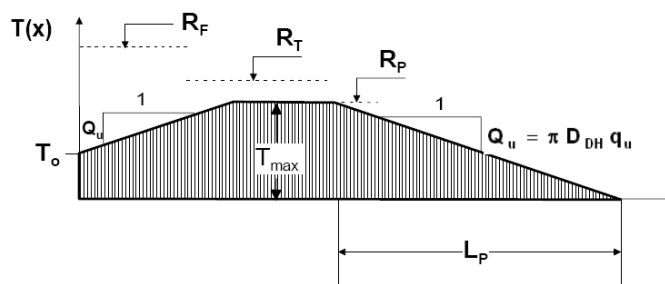


بخشی از میخ که پشت سطح گسیختگی قرار دارد (ناحیه مهاري^۱)، از خاک به سمت بیرون کشیده می‌شود. نیروی کششی در امتداد میخ (T) از صفر در انتهای میخ تا مقدار حداکثر T_{max} در میانه طول میخ افزایش یافته و به مقدار T_0 در رویه کاهش می‌یابد (شکل (ج) ۶-۲۵).

توزیع تنش برشی بسیج شده در امتداد سطح مشترک خاک و دوغاب (q) یکنواخت نمی‌باشد و چنانچه در شکل ۶-۲۵ (الف) و (ب) نشان داده شده است از مثبت تا منفی تغییر می‌کند.



به منظور ساده‌سازی در طراحی‌ها می‌توان توزیع نیروی کششی میخ را به صورت شماتیک، همان‌گونه که در شکل ۶-۲۶ نشان داده شده است، در نظر گرفت. L_p طولی از میخ است که در پشت سطح گسیختگی قرار دارد (طول بیرون کشیدگی). نیروی کششی با نرخ ثابت Q_u (برابر با ظرفیت بیرون کشیدگی واحد طول میخ) تا رسیدن به مقدار حداکثر T_{max} افزایش می‌یابد و پس از عبور از سطح لغزش با نرخ ثابت Q_u تا مقدار T_0 در سر میخ کاهش می‌یابد. مقدار T_{max} به حداقل سه مقدار، ظرفیت بیرون کشیدگی R_p ، ظرفیت کششی R_T و ظرفیت رویه R_F محدود می‌شود.



شکل ۲۶-۶- توزیع نیروی کششی میخ به صورت شماتیک

در ادامه دو حالت گسیختگی داخلی که محتمل‌تر می‌باشند، یعنی گسیختگی بین خاک و دوغاب و گسیختگی کششی میخ تشریح گردیده‌اند.

• گسیختگی بین خاک و دوغاب

این نوع گسیختگی، زمانی روی می‌دهد که ظرفیت بیرون کشیدگی در واحد طول و یا مقدار طول پیوند کافی نباشد. به‌طور کلی مقاومت بیرون کشیدگی بسیج شده در واحد طول (Q) را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$Q = \frac{\pi D_{DH} q}{F.S} \quad (۴۴-۶)$$

q : تنش برشی بسیج شده در سطح مشترک دوغاب و خاک (kPa)

D_{DH} : قطر مؤثر یا متوسط چال حفاری (m)

Q : مقاومت بیرون کشیدگی بسیج شده در واحد طول (kN/m)

$F.S$: ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی بیرون کشیدگی است که حداقل آن برابر ۲ توصیه شده است.

در جدول ۶-۷ مقادیر نهائی مقاومت پیوند حاصله برای انواع مختلف خاک و روش‌های مختلف استفاده شده برای حفاری آورده شده است. مقادیر این جدول بر طبق تزریق ثقیلی بوده است. جدول ۶-۷ به طراحی این امکان را می‌دهد تا تخمینی از مقاومت باند برای انواع مختلف خاک و سنگ داشته باشد.



جدول ۶-۷- مقاومت پیوند میخ‌ها در محیط خاکی و سنگی

نوع خاک / سنگ	روش ساخت	مقاومت پیوند نهایی، q_u (kPa)
سنگ	حفاری چرخشی	مارن / سنگ آهک
		فیلیت
		گچ
		دولومیت نرم
		دولومیت شکسته
		ماسه سنگ هواخورده
		سنگ رس (شیل) هواخورده
		شیست هواخورده
		باسالت
		سنگ لوح / سنگ رس (شیل)
خاک‌های ریزدانه	حفاری چرخشی	رس سیلتی
		سیلت رسی
	حفاری با لوله جدار	لس (بادرفت)
		رس نرم
		رس سخت
		سیلت رسی سخت
		رس
	حفاری با سیستم اوگر	ماسه/شن
		ماسه سیلتی
		سیلت
		رسوبات کوهپایه‌ای
خاک‌های دانه‌ای	حفاری چرخشی	مواد واریزه‌ای نرم
		ماسه/شن
		روبار کم
		روبار زیاد
	حفاری با لوله جدار	مورن (آبرفت) متراکم
		مواد واریزه‌ای
		ماسه سیلتی خاکریز
		ماسه نرم سیلتی
	حفاری با سیستم اوگر	ماسه رسی سیلتی
		ماسه
	تزریق شده با فشار بالا (جت گروتینگ)	ماسه/شن

مقاومت پیوند می‌تواند به طور چشم‌گیری با فشار دوغاب افزایش یابد. در فشار تزریق کمتر از ۳۵۰ کیلو پاسکال (۳/۵ بار) در خاک، مقاومت نهائی باند خاک حدوداً ۲ برابر مقاومت پیوند حاصل از تزریق ثقیلی است. این اختلاف در سنگ، می‌تواند بیشتر از این مقدار هم باشد.

• گسیختگی کششی میخ

گسیختگی کششی زمانی در میخ‌ها رخ می‌دهد که T_{max} از ظرفیت کششی میخ (R_T) که به صورت زیر تعریف می‌شود،



بیشتر باشد.

$$R_T = \frac{A_t f_y}{F.S}$$

(۴۵-۶)

A_t : سطح مقطع میخ (m^2)

f_y : مقاومت تسلیم میخ (kPa)

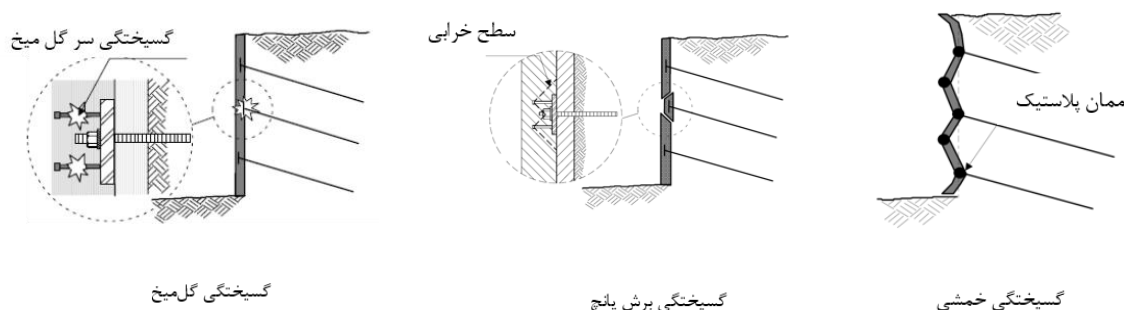
F.S ضریب اطمینان حداقل برابر با ۱/۸

مقاومت کششی حاصل از دوغاب در محاسبات نادیده گرفته می‌شود.

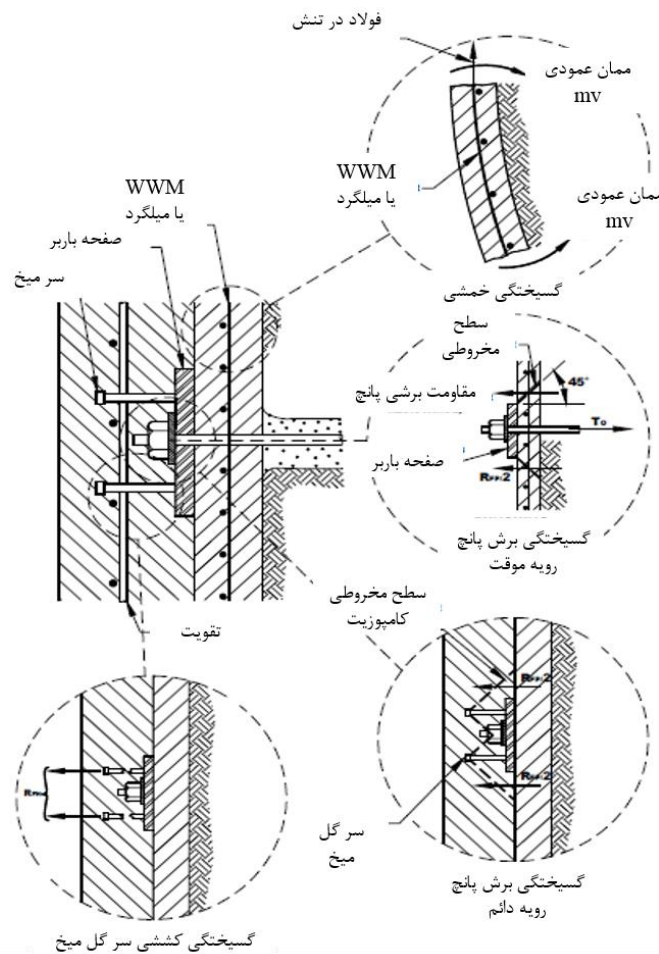
۶-۵-۱-۳- گسیختگی رویه دیوار میخ‌کوبی

در این بخش محتمل‌ترین حالت‌های گسیختگی مربوط به رویه شرح داده شده است. مطابق شکل ۶-۲۷ این حالت‌ها عبارت‌اند از:

- **گسیختگی خمشی:** این نوع گسیختگی در اثر لنگرهای خمشی بیش از ظرفیت خمشی رویه رخ می‌دهد. ملاحظات مربوط به این نوع گسیختگی باید در مورد رویه‌های موقت و دائمی در نظر گرفته شود.
- **گسیختگی برش پانچ:** این نوع گسیختگی در اطراف سرمیخ، زمانی که برش وارد بر رویه بیش از ظرفیت برشی آن باشد، رخ می‌دهد و باید برای رویه‌های موقت و دائمی در نظر گرفته شود.
- **گسیختگی گل میخ:** این نوع گسیختگی مربوط به کشش گل میخ‌ها در دیواره‌های دائمی است. در هر یک از حالت‌های گسیختگی، رویه باید با توجه به حداکثر نیروی موجود در سر میخ (T_0) طراحی گردند. بر این اساس باید با در نظر گرفتن ضریب اطمینان مربوط به هر یک از حالت‌های گسیختگی، ابعاد، مقاومت و میزان تسلیح رویه و سرمیخ مناسب انتخاب گردد. در ادامه، سه حالت گسیختگی محتمل مذکور شرح داده شده است. جزئیات حالت‌های گسیختگی اتصالات رویه در شکل ۶-۲۸ نمایش داده شده است.



شکل ۶-۲۷- محتمل‌ترین حالت‌های گسیختگی رویه و سرمیخ



شکل ۶-۲۸- حالات‌های گسیختگی اتصالات رویه

• نیروی کششی وارد بر رویه

نیروی T_0 که توسط سرمیخ به رویه منتقل می‌شود را می‌توان با در نظر گرفتن تأثیر فواصل میخ‌ها و نیروی کششی حداکثر تعیین شده برای میخ‌ها محاسبه نمود.

رابطه زیر جهت برآورد نیروی کششی سر میخ توصیه شده است.

$$T_0 = T_{\max} (0.6 + 0.2(S_{\max} - 1)) \quad (۴۶-۶)$$

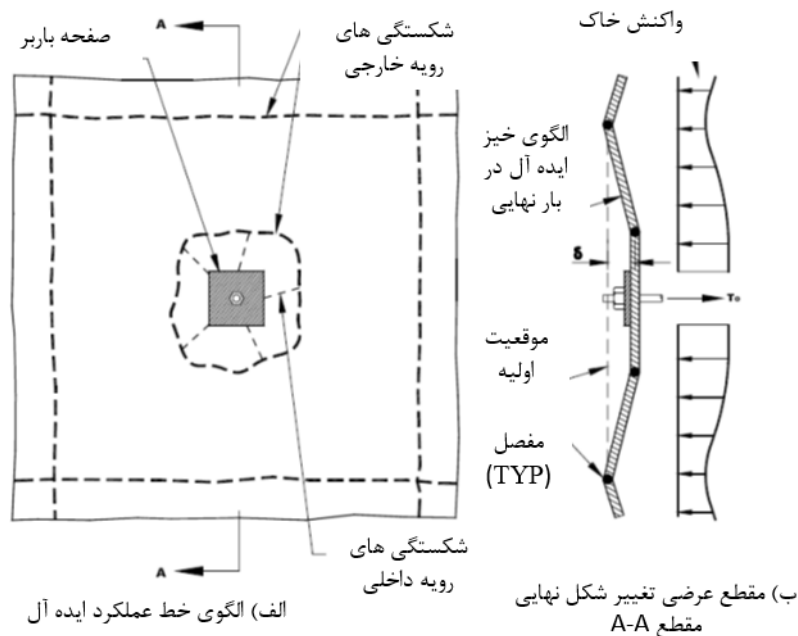
در رابطه فوق T_0 نیروی کششی (kN) وارد به سرمیخ در نظر گرفته شده در مرحله طراحی است، $T_{\max}$ حداکثر نیروی کششی طرح است که می‌توان با استفاده از تحلیل پایداری کلی توسط برنامه کامپیوتری بدست آورد. $S_{\max}$ حداکثر فاصله میخ‌ها بر حسب متر است.

• گسیختگی خمشی

رویه دیوار میخکوبی شده را می‌توان به صورت دال بتن مسلح تحت بار جانبی ناشی از فشار زمین و تکیه‌گاه نیروی کششی میخ‌ها در نظر گرفت. چنانچه در شکل ۶-۲۹ نمایش داده شده است فشار جانبی زمین و عکس‌العمل میخ‌ها در



مقطع رویه، لنگر خمشی ایجاد می‌کنند. لنگر خمشی مثبت (کشش، نزدیک به سطح آزاد رویه) در میان دهانه بین ۲ میخ و لنگر خمشی منفی (کشش، نزدیک به سطح مجاور خاک رویه) در اطراف میخ‌ها ایجاد می‌شوند.



شکل ۶-۲۹- شکل گسیختگی خمشی تدریجی رویه

ظرفیت خمشی رویه، R_{FF} ، حداکثر نیروی قابل تحمل توسط مقطع رویه در واحد طول دیوار است که برابر با حداقل مقدار حاصل از دو رابطه زیر است:

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} \times (a_{vn} + a_{vm}) \times \left(\frac{S_h h}{S_v} \right) \times f_y \quad (۴۷-۶)$$

$$R_{FF} = \frac{C_F}{265} \times (a_{hn} + a_{hm}) \times \left(\frac{S_v h}{S_h} \right) \times f_y \quad (۴۸-۶)$$

C_F : ضریب غیریکنواختی توزیع فشار خاک

h : ضخامت رویه (m)

a_{vn} : مساحت میلگردهای رویه در محل سرمیخ در واحد عرض در امتداد قائم (m^2/m)

a_{vm} : مساحت میلگردهای رویه در میان دهانه در واحد عرض در امتداد قائم (m^2/m)

a_{hn} : مساحت میلگردهای رویه در محل سرمیخ در واحد عرض در امتداد افق (m^2/m)

a_{hm} : مساحت میلگردهای رویه در میان دهانه در واحد عرض در امتداد افق (m^2/m)

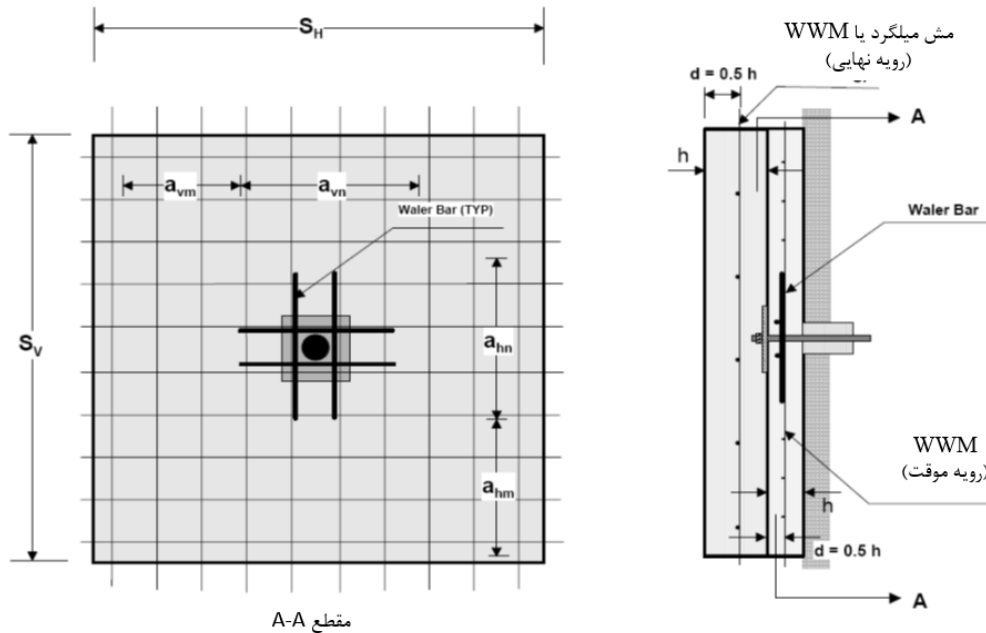
S_h : فواصل افقی میخ‌ها (m)

S_v : فواصل قائم میخ‌ها (m)



f_y : مقاومت تسلیم کششی تسلیح رویه (kPa)

پارامترها و ابعاد بکار رفته در تحلیل خمشی مقطع رویه، در شکل ۶-۳۰ نمایش داده شده‌اند.



شکل ۶-۳۰ هندسه مقطع رویه مورد بررسی در گسیختگی خمشی

ضریب C_F برای کاربری موقت و دائم، بر اساس ضخامت رویه در جدول ۶-۸ ارائه شده است. برای ضخامت‌های رویه بیش از ۲۰۰ میلی‌متر این ضریب برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۶-۸- ضریب C_F

نوع کاربری	ضخامت رویه (mm)	C_F
موقت	۱۰۰	۲/۰
	۱۵۰	۱/۵
	۲۰۰	۱/۰
دائم	تمام موارد	۱/۰

بر این اساس با توجه به نیروی کششی سر میخ، T_0 ، و ظرفیت خمشی رویه R_{FF} ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی خمشی از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_0} \quad (۴۹-۶)$$

به‌طور کلی حداقل FS_{FF} برای کاربری موقت تحت بارهای استاتیکی برابر ۱/۳۵ و برای کاربری دائم تحت بارهای استاتیکی برابر ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود.



نسبت مساحت میلگردهای رویه بتنی دیواره میخکوبی همچون دیگر سازه‌های بتن مسلح محدودیت‌هایی دارد. نسبت مساحت میلگردها در یک مقطع به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\rho = \frac{a}{0.5bh} (\%) \quad (۵۰-۶)$$

که در آن a سطح مقطع تسلیح بکار رفته در واحد سطح مقطع رویه، b طول رویه و h ضخامت رویه است. حداقل و حداکثر نسبت مساحت میلگردها بر حسب درصد در امتداد قائم و افقی باید مطابق زیر در نظر گرفته شود:

$$\rho_{\min} = 20 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (۵۱-۶)$$

$$\rho_{\max} = 50 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (۵۲-۶)$$

f_y : مقاومت تسلیم کششی میلگرد (MPa)

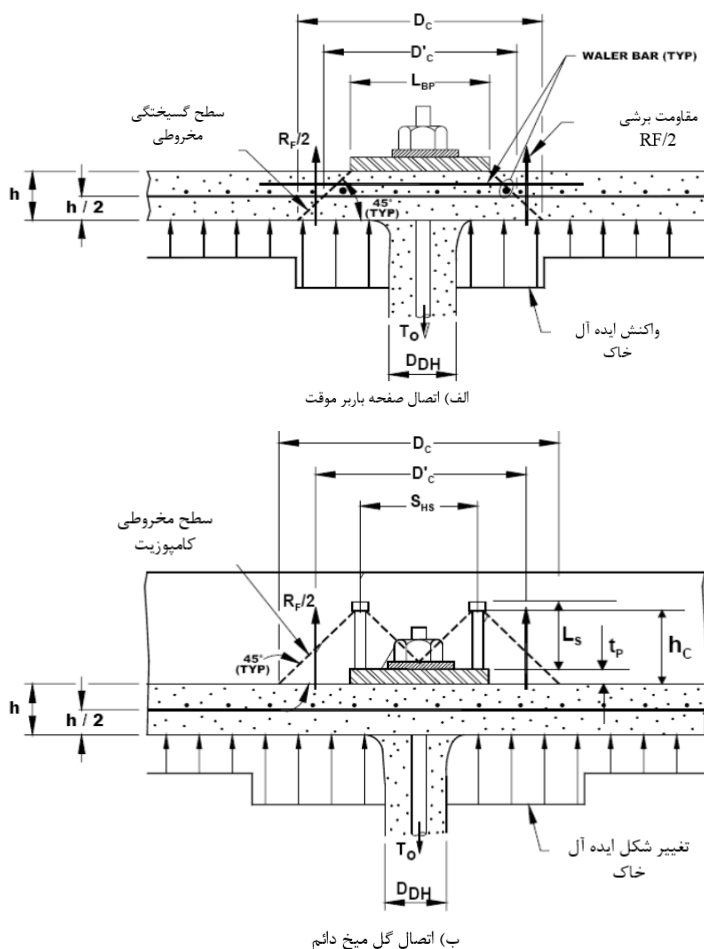
f'_c : مقاومت فشاری بتن (MPa)

لازم بذکر است در میان دهانه، حداکثر میزان تسلیح باید کمتر از ۲/۵ درصد باشد.

• گسیختگی برش پانچ

گسیختگی برش پانچ رویه در اطراف سرمیخ رخ می‌دهد و لازم است در محل قرارگیری صفحه باربر (در دیواره موقت) و اتصالات گل‌میخ (در دیواره‌های دائم) کنترل گردد. با افزایش نیروی کششی میخ و رسیدن آن به مقدار بحرانی، ترک‌های موضعی در اطراف سرمیخ توسعه می‌یابند. همانطور که در شکل ۶-۳۱ نشان داده شده است این ترک‌ها، سطح گسیختگی با زاویه تقریبی ۴۵ درجه در رویه ایجاد می‌کنند.





شکل ۶-۳۱- حالت‌های گسیختگی پانچ

در شکل فوق:

D_{DH} : قطر چال حفاری (m)

S_{HS} : فواصل گل‌میخ‌ها (m)

D'_c : قطر مؤثر گسیختگی (m)

D_c : قطر حداکثر گسیختگی (m)

h_c : ارتفاع مؤثر مخروط گسیختگی (m)

h : ضخامت رویه موقت (m)

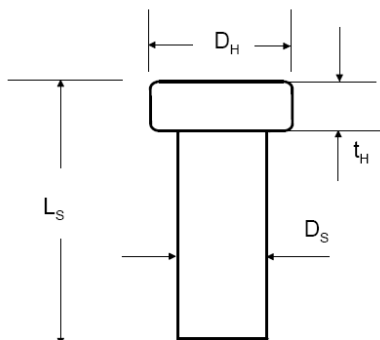
R_F : مقاومت برشی در برابر پانچ رویه (kN)

T_0 : نیروی کششی سر میخ (kN)

t_p : ضخامت صفحه باربر (m)

همان‌طور که در شکل ۶-۳۲ نشان داده شده است L_s ، D_s و t_H ابعاد گل‌میخ می‌باشند.





شکل ۶-۳۲- ابعاد گل میخ

با در نظر گرفتن مخروط گسیختگی نشان داده در شکل ۶-۳۱، ظرفیت برش پانچ به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$R_{FP} = C_P V_F \quad (۵۳-۶)$$

C_P : ضریب اصلاح برای توزیع فشار خاک

V_F : نیروی مقاوم برش پانچ فعال مؤثر بر رویه (kN)

ضریب اصلاح C_P به منظور محاسبه فشار خاک پشت دیوار بکار گرفته می‌شود. چنانچه عکس‌العمل بستر در نظر گرفته نشود مقدار C_P برابر ۱ فرض شده و در غیر این صورت، C_P را می‌توان تا ۱/۱۵ افزایش داد. با این حال در عمل معمولاً C_P برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

نیروی مقاوم برش پانچ (kN) با در نظر گرفتن ابعاد مخروط گسیختگی با قطر مؤثر D'_c (m) در میانه مقطع رویه و ارتفاع مؤثر h_c (m) به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$V_F = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c \quad (۵۴-۶)$$

به منظور تعیین قطر مؤثر D'_c در میانه مقطع رویه و ارتفاع مؤثر h_c ، همانطور که در شکل ۶-۴۳ ارائه شده است، این ابعاد در سیستم موقت بر اساس ابعاد صفحه باربر و ضخامت رویه و در سیستم دائم بر اساس بر اساس ابعاد و فواصل گل‌میخ در نظر گرفته می‌شوند. برای این منظور زاویه مخروط معمولاً برابر ۴۵ درجه لحاظ می‌گردد.

بنابراین ابعاد مؤثر مخروط گسیختگی باید به صورت زیر در نظر گرفته شوند:

– رویه موقت:

$$D'_c = L_{BP} + h \quad (۵۵-۶)$$

$$h_c = h \quad (۵۶-۶)$$

L_{BP} : بعد صفحه باربر (m)

h : ضخامت رویه موقت (m)

– رویه دائم:

$$D'_c = (S_{HS} + hc) \leq 2hc \quad (۵۷-۶)$$



$$h_c = L_s - t_H + t_p \quad (۵۸-۶)$$

S_{HS} : فواصل گل میخ‌ها (m)

L_s : طول گل میخ (m)

t_H : ضخامت سر گل میخ (m)

t_p : ضخامت صفحه باربر (m)

با در نظر گرفتن نیروی کششی سر میخ T_0 و ظرفیت برش پانچ رویه R_{FP} ضریب اطمینان پانچ رویه به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_0} \quad (۵۹-۶)$$

عموماً در سیستم موقت و تحت بارهای استاتیکی، ضریب اطمینان پانچ رویه حداقل ۱/۳۵ و در سیستم دائم و تحت بارهای استاتیکی، ضریب اطمینان پانچ رویه حداقل ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود.

• گسیختگی گل میخ

اتصال میخ‌ها به رویه دائمی به وسیله گل میخ‌ها تأمین می‌شود. ظرفیت کششی گل میخ‌ها (R_{HT}) به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$R_{HT} = N_H A_{SH} f_y \quad (۶۰-۶)$$

N_H : تعداد گل میخ در هر اتصال (معمولاً ۴)

A_{SH} : سطح مقطع ساقه گل میخ (m^2)

f_y : تنش تسلیم گل میخ (kPa)

با در نظر گرفتن نیروی کششی سر میخ T_0 و ظرفیت کششی گل میخ‌ها R_{HT} ، ضریب اطمینان گسیختگی کششی گل میخ‌ها به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$FS_{HT} = \frac{R_{HT}}{T_0} \quad (۶۱-۶)$$

می‌توان از پیچ‌های معمولی یا پرمقاومت به عنوان گل میخ استفاده نمود. عموماً در سیستم موقت و تحت بارهای استاتیکی، ضریب اطمینان گل میخ، حداقل ۱/۸ برای پیچ‌های معمولی (A307) و ۱/۵ برای پیچ‌های پرمقاومت (A325) و در سیستم دائم و تحت بارهای استاتیکی، ضریب اطمینان حداقل ۲ برای پیچ‌های معمولی (A307) و ۱/۷ برای پیچ‌های پرمقاومت (A325) در نظر گرفته می‌شود.

محدودیت‌های ابعادی زیر در مورد گل میخ‌ها باید در نظر گرفته شوند:

$$A_H \geq 2.5 A_{SH} \quad (۶۲-۶)$$

$$t_H \geq 0.5(D_H - D_S) \quad (۶۳-۶)$$



A_H : سطح مقطع سر گل میخ (m^2)

A_{SH} : سطح مقطع ساقه گل میخ (m^2)

t_H : ضخامت سر گل میخ (m)

D_H : قطر سر گل میخ (m)

D_S : قطر ساقه گل میخ (m)

به منظور تأمین اتصال لازم، ارتفاع گل میخ‌ها باید حداقل تا میانه ضخامت رویه ادامه یابد به طوری که طول گل میخ از تسلیح رویه عبور کند. به طور کلی ارتفاع گل میخ‌ها نباید از ۵ سانتیمتر کمتر باشد. در صورت استفاده از پیچ برای گل میخ‌ها، سطح مقطع مؤثر ساقه گل میخ به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$A_E = \frac{\pi}{4} \left[D_E - \left(\frac{0.9743}{n_t} \right) \right]^2 \quad (۶-۶۴)$$

D_E : قطر مؤثر ساقه پیچ (m)

n_t : تعداد گام در واحد طول پیچ

نکته بسیار مهم دیگر فاصله افقی میخ‌ها (S_H) و فاصله قائم آن‌ها (S_V) است به صورت متداول، بین ۱/۲۵ تا ۲ متر بوده و برای میخ‌های کوبشی این مقدار حدود ۰/۵ متر باشد. کاهش فاصله در میخ‌های کوبیدنی به علت آن است که عملیات کوبش، مقاومت پیوند را نسبت به میخ‌های حفاری و تزریق شده کاهش می‌دهد. فاصله افقی و قائم میخ‌ها باید به گونه‌ای تعیین شود که محدوده‌ی تأثیر هر میخ ($S_H \times S_V$) کمتر از ۴ متر مربع باشد.

۶-۵-۲- طراحی نهایی بر اساس معیار پایداری

تأمین شرایط ایمن برای دیواره‌های گود و مستحذات در اطراف گود مانند تأسیسات شهری و سازه‌ها، از مهم‌ترین شرایط طراحی است. به منظور تأمین شرایط ایمن، دو مؤلفه پایداری و تغییر شکل دیواره‌های پایداری شده و زمین اطراف باید مورد توجه قرار گیرند. کنترل مستحذات اطراف می‌بایست با توجه به ملاحظات فصل ۵ انجام گردد. ضرایب اطمینان لازم برای کنترل پایداری در جدول ۶-۹ ارائه شده است.



جدول ۹-۶- حداقل ضرایب اطمینان متداول برای طراحی دیوار میخکوبی

حالت خرابی	مؤلفه مقاومت	نماد	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی		
			بارهای استاتیک		بارهای لرزه‌ای (سازه‌های موقت و دائم)
			سازه نگهبان	سازه نهایی	
پایداری خارجی	پایداری کلی (طولانی مدت)	FSG	۱/۳۵	۱/۵ (۱)	۱/۱
	پایداری کلی (حفاری)	FSG	۱/۲ - ۱/۳	(۲)	نامشخص
	لغزش	FSSL	۱/۳	۱/۵	۱/۱
	ظرفیت باربری	FSH	۲/۵ (۳)	۳/۰ (۳)	۲/۳ (۵)
پایداری داخلی	مقاومت بیرون کشیدگی	FSP	۲/۰		۱/۵
	مقاومت کششی میخ	FST	۱/۸		۱/۳۵
مقاومت رویه	خمش رویه	FSFF	۱/۳۵	۱/۵	۱/۱
	برش پانچ رویه	FSFP	۱/۳۵	۱/۵	۱/۱
	کشش سر گل میخ (پیچ A307)	FSHT	۱/۸	۲/۰	۱/۵
	کشش سر گل میخ (پیچ A325)	FSHT	۱/۵	۱/۷	۱/۳

تذکر:

(۱) برخی ممکن است طراحی برای بارهای استاتیک و شرایط طولانی مدت با $FSG = ۱/۳۵$ را برای سازه‌های دائمی غیربحرانی، زمانی که به دلیل اطلاعات کافی زمین‌شناسی و تجربه عمومی موفق در میخکوبی خاک عدم اطمینان کمتری وجود دارد، بپذیرند.

(۲) سری دوم ضرایب اطمینان برای پایداری عمومی خاک‌برداری‌هایی که تا ۴۸ ساعت قبل از جایگذاری میخ‌ها بدون حفاظت هستند، مرتبط است.

(۳) ضرایب اطمینان برای ظرفیت باربری زمانی که از معادلات استاندارد ظرفیت باربری استفاده می‌شود، مورد استفاده است. ضرایب اطمینان برای پایداری عمومی هنگامی که از برنامه‌های آنالیز پایداری جهت ارزیابی این حالت‌های گسیختگی استفاده می‌شود، اعمال می‌گردند.

۶-۵-۳ - بهینه‌سازی طرح با توجه به ضرایب اطمینان

به‌صورت کلی اثر ضریب اطمینان کلی ژئوتکنیکی بر روی ضرایب اطمینان جزئی تک تک المان‌ها (به‌صورت مشخص مهار یا میخ‌ها و...) قابل حصول است و پیشنهاد می‌گردد به جهت بهینه نمودن طرح پایداری به این مهم پرداخته شود. پارامتر ضریب متوسط افزایش نیرو در المان‌های سازه‌ای در وضعیت مرز پایداری - ضریب اطمینان یک- (که با کاهش پارامترهای ژئوتکنیکی مدل ژئوتکنیکی و بدون تغییر در المان‌های سازه‌ای قابل محاسبه است) به‌عنوان ضریب اطمینان پنهان المان‌ها محاسبه می‌گردد. بر این اساس طراح می‌تواند، از مقادیر نیروی کمتری در المان‌ها به نسبت تلاش موجود در المان‌ها در مدل اصلی استفاده نماید. حداکثر کاهش مجاز در طرح تحکیم برابر پارامتر ضریب متوسط افزایش نیرو خواهد بود. توضیح اینکه، طراح می‌تواند مقادیر نیروهای مورد استفاده در طراحی را به نسبت ضریب متوسط افزایش نیرو



کاهش دهد. باتوجه به معیارهای پایداری، در نظرگیری هر دو حالت زیر جهت نیل به یک طرح بهینه پیشنهاد می‌گردد:

الف- با در نظر گرفتن ضرایب اطمینان داخلی (بیرون کشیدگی، تسلیم میلگرد و...) برابر با ۱، لازم است حداقل ضریب اطمینان پایداری کلی مطابق مقادیر ارائه شده در جدول ۶-۹ تعیین گردد.

ب- در صورت در نظر گرفتن ضرایب اطمینان داخلی مطابق جدول ۶-۹ کافی است تا حداقل ضریب اطمینان پایداری کلی به ۱ برسد.

روش گام به گام جهت نیل به ۲ حالت فوق با توجه به نرم‌افزارهای موجود در کشور در ذیل آورده شده است:

(۱) ساخت مدل دیواره میخکوبی در نرم‌افزار اجزا محدود با ابعاد و اندازه‌هایی که محدوده مدل تأثیری بر نتایج آنالیز نداشته باشد

(۲) تعریف المان‌های مهار به صورت الاستوپلاستیک با حد پلاستیک $0.6A_s f_y$

(۳) تعیین میانگین حداکثر نیروهای بدست آمده از هر میخ

(۴) ایجاد یک مدل ثانویه به نحوی که پارامترهای ژئوتکنیکی به نسبت ضریب اطمینان بدست آمده از مدل قبلی یا

حداکثر ۱/۵ (ضریب اطمینان مورد نیاز) کاهش داده شود ($\phi_1 = \text{Arctan}(\frac{\tan \phi_0}{1.5})$ و $c_1 = \frac{c_0}{1.5}$).

(۵) تعریف المان‌های مهار به صورت الاستو پرفکت پلاستیک با حد پلاستیک $A_s f_y$

(۶) انجام آنالیز مدل ثانویه و تعیین میانگین حداکثر نیروهای بدست آمده از هر میخ

(۷) محاسبه نسبت میانگین نیروها در مدل اولیه به ثانویه

(۸) بازبینی فولاد مورد نیاز باتوجه به ضرایب بدست آمده در گام قبلی (مرحله ۷) و کاهش ضریب اطمینان مورد نیاز میخ‌ها

در روند فوق موارد زیر می‌باید مدنظر قرار گیرد:

- در روند میانگین‌گیری از میخ‌هایی که در مدل اولیه به حد پلاستیک رسیده‌اند صرف نظر گردد.
- در روند میانگین‌گیری از میخ‌هایی که در مدل ثانویه نیروهایشان کاهش می‌یابد صرف نظر گردد.
- مدل‌سازی المان محدود باید به نحوی باشد که کنترل نیروی باند و نیروی بسیج شده در مهار در نظر گرفته شود.
- کنترل مجدد نیروی باند همانند فولاد با همان مقدار کاهش ضریب اطمینان می‌تواند انجام پذیرد.

۶-۶- ملاحظات تحلیل و طراحی سیستم مهارگذاری^۱

در این بخش فرایند معمول مورد استفاده برای طراحی مهارها و خلاصه‌ای از فرایند آنالیز برای تعیین سطح لغزش بحرانی، تعیین طول درگیر و غیردرگیر انکر، مقدار مجاز کشش در المان‌های فولادی و فاصله‌داری افقی و قائم و شیب



^۱ Anchorage

مهارى ها ارائه شده است.

از روش‌های آنالیز گوه لغزش و روش تعادل حدی می‌توان برای تعیین سطح لغزش بحرانی در شرایط مختلف، بارهای سطحی و لایه‌بندی‌های متفاوت خاک استفاده کرد.

همچنین کلیه فاکتورهای ایمنی مورد نیاز برای طراحی دیواره مهارگذاری بر اساس جدول ارائه شده در ملاحظات طراحی دیواره میخکوبی در بخش ۶-۵-۲ است. مباحث مربوط به گسیختگی کلی سیستم مهارگذاری مشابه سیستم میخ‌کوبی است.

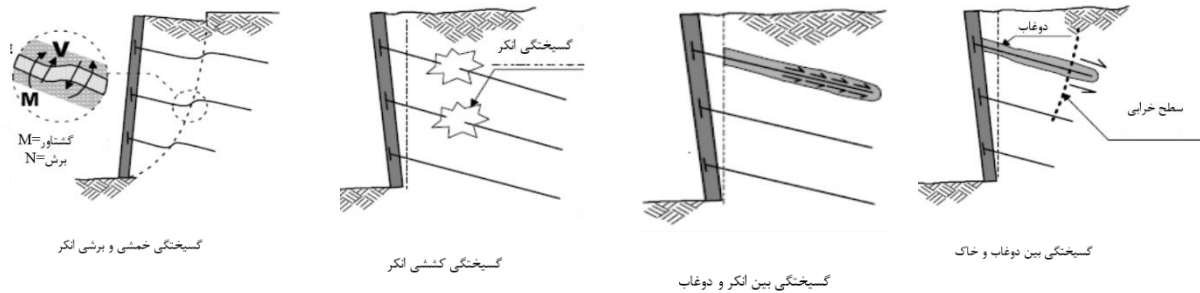
: مهاریهایی با ظرفیت بین ۲۶۰ تا ۱۱۶۰ کیلونیوتن بدون نیاز به تجهیزات سنگین و خاص قابل اجرا هستند. قطر حفاری گمانه معمولاً کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر است (به‌جز برای انکرهای چرخشی با میله میان‌تهی که قطر حفاری معمولاً ۳۰۰ میلی‌متر است) (لازم به توضیح است که این مهم در خصوص استفاده از منوبار که در ایران متداول است، صادق نمی‌باشد).

طول کل مهارى معمولاً بین ۹ تا ۱۸ متر است. به دلیل نیازهای ژئوتکنیکی و هندسی، مهاریهای کمی دارای طول کمتر از ۹ متر هستند. لازم به توضیح است بنا بر تجربه مهندسی داخل کشور، طول مهارى بیشتر از ۱۸ متر دشواری اجرایی داشته ولی در صورت رعایت تمامی پیش‌نیازهای طراحی و همچنین لحاظ نمودن توان اجرایی ممکن خواهد بود. زاویه شیب مهارى بین ۱۰ تا ۴۵ درجه است. مهارى‌ها معمولاً با زاویه بین ۱۵ تا ۳۰ درجه نصب می‌شود. همچنین زاویه بین ۱۰ تا ۴۵ درجه قابل اجرا توسط بیشتر پیمانکاران است. جدا از زاویه مهارى، بخش درگیر مهارى باید در پشت سطح لغزش بحرانی قرار گیرد و خاک یا سنگ دربرگیرنده نیز بار مورد نیاز طراحی را تأمین کند. شیب تند ممکن است برای اجتناب از برخورد به تأسیسات شهری، فونداسیون‌های مجاور، حقوق همسایه‌های مجاور و یا دسترسی به خاک یا سنگ بهتر ضروری باشد. مهارى باید تا حد ممکن به‌صورت افقی نصب شود تا از ایجاد نیروی قائم جلوگیری شود. با این حال تزریق مهارى‌هایی با زاویه کمتر از ۱۰ درجه معمول نیست مگر اینکه تجهیزات خاصی برای تزریق وجود داشته باشد.

۶-۶-۱- گسیختگی موضعی یا داخلی

حالت‌های مختلف گسیختگی موضعی یا داخلی، مربوط به گسیختگی در مکانیزم انتقال بار بین خاک، دوغاب و مهارى یا گسیختگی خود مهارى می‌باشند که در شکل ۶-۳۳ نمایش داده شده است. شرح گسیختگی داخلی سیستم مهاربندی مانند بخش میخ‌کوبی است.





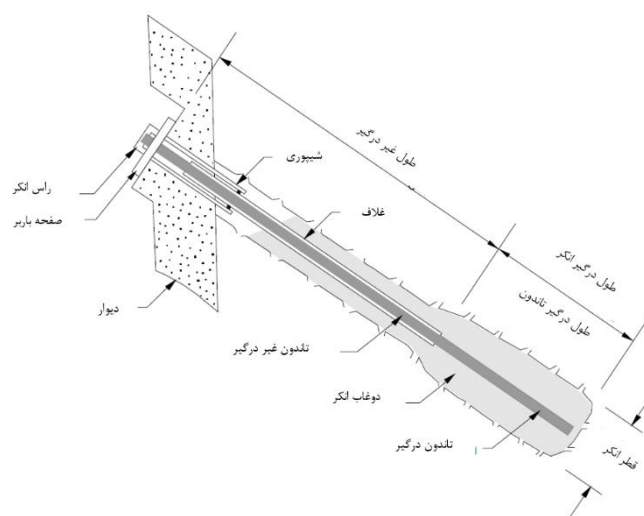
شکل ۳۳-۶- انواع گسیختگی موضعی

۶-۱-۶- طراحی طول غیردرگیر^۱

بخش درگیر مهاري باید در فاصله مناسبی در پشت موقعیت سطح لغزش بحرانی قرار گیرد تا بار به محدوده متأثر از گود یا ترانشه (محدوده بین سطح لغزش و سطح دیواره) منتقل نشود. طول بخش غیر درگیر پشت سطح لغزش نباید کمتر از ۲۰ درصد ارتفاع دیواره و ۱/۵ متر، باشد.

حداقل طول غیردرگیر برای سنگ و خاک برابر ۴/۵ متر برای استرندها و ۳ متر برای میلگردها است. طول زیاد ناحیه غیردرگیر ممکن است بنا به دلایل زیر مورد نیاز باشد:

- قرارگیری ناحیه درگیر با فاصله مناسبی در پشت سطح لغزش محتمل
- قرارگیری ناحیه درگیر در زمینی با پارامترهای مناسب‌تر
- اطمینان از پایداری کلی سیستم مهارگذاری
- کنترل جابجایی‌های بلند مدت



شکل ۳۴-۶- بخش‌های مختلف مهاري‌های متداول

^۱ Unbonded Length

۶-۱-۶-۲- طراحی طول درگیر مهاری

تخمین ظرفیت انتقال بار در طول درگیر مهاری معمولاً بر اساس تجارب قبلی در محل است. تغییر در ظرفیت به دلیل روش نصب و تزریق بایستی مورد توجه قرار گیرد. در یک خاک مشخص، ظرفیت واقعی به روش حفاری، زمان باقی ماندن گمانه به صورت خالی، قطر گمانه حفاری شده، روش و فشار مورد استفاده در تزریق و طول ناحیه درگیر انکر وابسته است. ظرفیت طراحی هر مهاری باید قبل از قبول آن، توسط آزمایش محقق شود.

به منظور طراحی اولیه، حداکثر بار منتقل شده از طول درگیر به خاک برای قطر کم و مهاری‌های تزریق وزنی بر اساس نوع خاک و دانسیته (یا عدد SPT) مطابق جدول ۶-۱۰ است. حداکثر بار مجاز مهاری در خاک، با ضرب طول درگیر در حداکثر ظرفیت انتقال بار تقسیم بر ضریب ایمنی ۲ تعیین می‌شود.

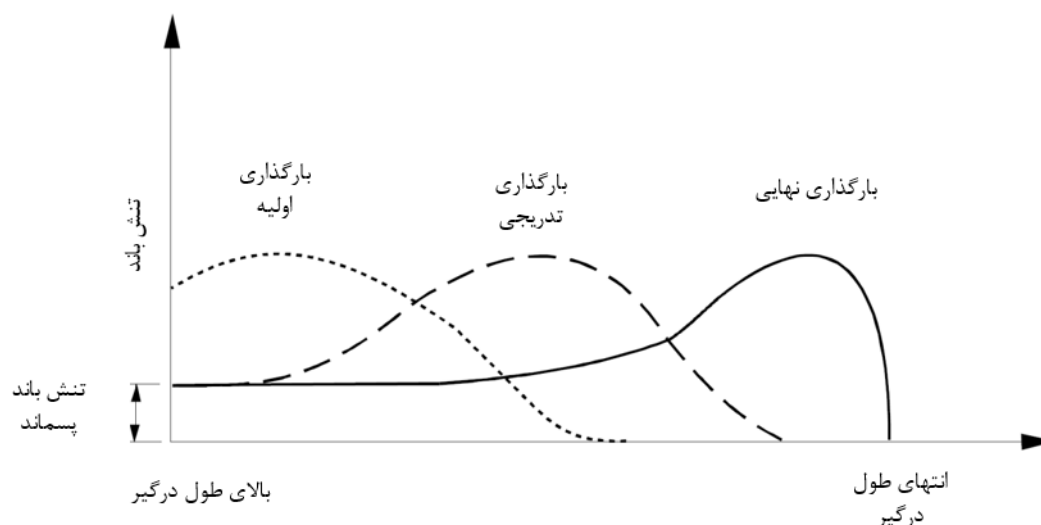
طول درگیر مهاری برای مهاری‌های تزریق وزنی، تزریق با فشار و پس تزریق در خاک معمولاً بین ۴/۵ تا ۱۲ متر است. افزایش ظرفیت در طول درگیر بیشتر از ۱۲ متر قابل دستیابی نیست. برای مهاری‌هایی که تحت کشش قرار می‌گیرد ابتدا خاک نزدیک به بالای بخش درگیر در مقابل کشش مقاومت می‌کند (شکل ۶-۳۵). با افزایش بار، بار افزایش یافته به دیگر بخش‌های محدوده درگیر منتقل می‌شود.

جدول ۶-۱۰ - مقدار نیروی منتقل شده مفروض برای طراحی اولیه مهاری با روش تزریق وزنی در خاک

نوع خاک	چگالی / روانی نسبی (محدوده SPT) (۱)	بار منتقل شده نهایی حدودی (KN/m)
شن و ماسه	غیر متراکم (۴-۱۰)	۱۴۵
	تراکم متوسط (۱۱-۳۰)	۲۲۰
	متراکم (۳۱-۵۰)	۲۹۰
ماسه	غیر متراکم (۴-۱۰)	۱۰۰
	تراکم متوسط (۱۱-۳۰)	۱۴۵
	متراکم (۳۱-۵۰)	۱۹۰
ماسه و سیلت (لای)	غیر متراکم (۴-۱۰)	۷۰
	تراکم متوسط (۱۱-۳۰)	۱۰۰
	متراکم (۳۱-۵۰)	۱۳۰
مخلوط سیلت-رس با انعطاف‌پذیری کم یا مخلوط ماسه ریز میکادار یا ترکیب‌های سیلتي	سفت (۱۰-۲۰)	۳۰
	سخت (۲۱-۴۰)	۶۰

تذکر: (۱) مقادیر SPT برای فشار روباره اصلاح شده‌اند.





شکل ۶-۳۵- بسیج تنش‌ها در بخش درگیر در مهاری تحت کشش

برای مهاری‌های نصب شده در سنگ، طول بخش درگیر بین ۳ تا ۱۰ متر است. حداکثر بار منتقل شده از طول درگیر به سنگ در برگیرنده بر اساس نوع سنگ در جدول ۶-۱۱ ارائه شده است. در صورتی که مقاومت توده سنگ توسط ناپیوستگی‌ها کنترل می‌شود، پیشنهاد می‌شود مقادیر پائین تر مورد استفاده قرار گیرد. حداکثر بار طراحی مجاز از ضرب طول بخش درگیر در مقدار انتقال بار، تقسیم بر ضریب ایمنی ۳ بدست می‌آید. این مقدار زیاد ضریب ایمنی به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در ناپیوستگی‌های سنگ از قبیل درزه‌ها، شکستگی‌ها و پرشدگی‌های رسی است. در سنگ‌های ضعیف از قبیل شیل‌های رسی، انتقال تنش بسیار یکنواخت‌تر از سنگ‌های خوب است. این گونه سنگ‌های ضعیف معمولاً دارای مقاومت فشاری تک محوره ۵/۰ تا ۵ مگاپاسکال هستند. ضریب ایمنی مورد استفاده در چنین سنگ‌هایی برابر ۲ است.

جدول ۶-۱۱- بار انتقالی مفروض برای طراحی اولیه مهاری در سنگ

نوع سنگ	بار انتقالی نهایی تقریبی (kN/m)
گرانیت یا باسالت	۷۳۰
سنگ آهک دولومیتی	۵۸۰
سنگ آهک نرم	۴۴۰
ماسه سنگ	۴۴۰
تخته سنگ و سنگ‌های رس (شیل) سخت	۳۶۰
سنگ‌های رس (شیل) نرم	۱۵۰

تزریق تحت فشار در خاک‌های غیرچسبنده باعث افزایش قابل توجه تنش نرمال اعمال شده بر روی ماده تزریق می‌شود (یعنی افزایش نیروی محصور کننده). افزایش کمی نیز در قطر گمانه ممکن است ایجاد شود ولی تخمین ظرفیت باید بر اساس قطر حفاری شده انجام شود. محدوده تنش نهایی باند که در مهاری‌های تزریق وزنی و تزریق تحت فشار اندازه‌گیری شده است در جدول ۶-۱۲ ارائه شده است.



جدول ۶-۱۲- تنش باند نهایی برای سطح اندرکنش زمین با ماده تزریقی در بخش درگیر مهاری

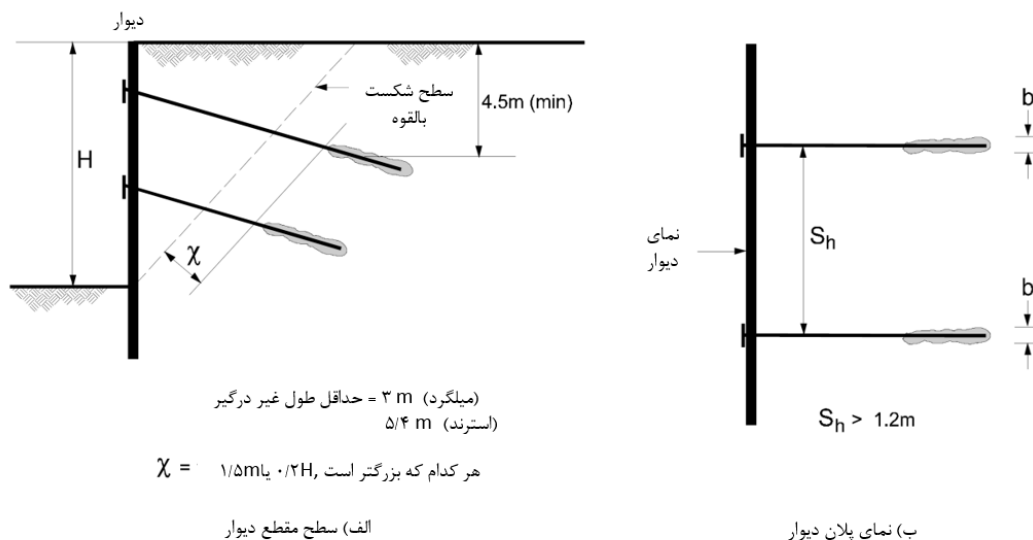
سنگ		خاک چسبنده		خاک دانه‌ای	
نوع سنگ	تنش باند نهایی میانگین (Mpa)	نوع مهاری	تنش باند نهایی میانگین (Mpa)	نوع مهاری	تنش باند نهایی میانگین (Mpa)
گرانیت و باسالت	۱/۷ - ۳/۱	مهاری‌های تزریق وزنی	۰/۰۳ - ۰/۰۷	مهاری‌های تزریق وزنی	۰/۰۷ - ۰/۱۴
سنگ آهک دولومیتی	۱/۴ - ۲/۱	(شافت مستقیم)		(شافت مستقیم)	
سنگ آهک نرم	۱/۰ - ۱/۴	مهاری‌های تزریق تحت فشار (شافت مستقیم)	۰/۰۳ - ۰/۰۷	مهاری‌های تزریق تحت فشار (شافت مستقیم)	۰/۰۸ - ۰/۳۸
تخته سنگ و سنگ‌های رس (شیل) سخت	۰/۸ - ۱/۴	رس سیلتی نرم	۰/۰۳ - ۰/۰۷	ماسه نیمه ریزدانه، نیمه متراکم، متراکم	۰/۱۱ - ۰/۶۶
سنگ‌های رس نرم	۰/۲ - ۰/۸	رس سیلتی	۰/۰۳ - ۰/۱۰	ماسه نیمه درشت‌دانه، نیمه متراکم	۰/۲۵ - ۰/۹۷
ماسه سنگ‌ها	۰/۸ - ۱/۷	رس سخت، شکل‌پذیری متوسط تا زیاد	۰/۰۷ - ۰/۱۷	ماسه نیمه دشت دانه متراکم، بسیار متراکم	۰/۱۷ - ۰/۴۱
ماسه سنگ هواخورده	۰/۷ - ۰/۸	رس بسیار سخت، شکل‌پذیری متوسط تا زیاد	۰/۱۰ - ۰/۲۵	ماسه‌های سیلتی یخرفت متراکم	۰/۳۰ - ۰/۵۲
گچ	۰/۲ - ۱/۱	رس سخت، شکل‌پذیری متوسط	۰/۱۴ - ۰/۳۵	شن ماسه‌ای، نیمه متراکم، متراکم	۰/۲۱ - ۱/۳۸
مارن هواخورده	۰/۲۵ - ۰/۱۵	رس بسیار سخت، شکل‌پذیری متوسط	۰/۲۸ - ۰/۳۸	شن ماسه‌ای، متراکم، بسیار متراکم	۰/۲۸ - ۱/۳۸
بتن	۱/۴ - ۲/۸	سیلت ماسه‌ای بسیار سخت، شکل‌پذیری متوسط			

تذکر: مقادیر حقیقی برای مهاری‌های تزریق تحت فشار به توانایی توسعه فشارها در هر نوع خاک بستگی دارد.

۶-۱-۳- فاصله‌داری مورد نیاز برای مهاری

برای مهاری‌های نصب شده در خاک، حداقل روباره ۴/۵ متر در وسط بخش گیردار نیاز است (شکل ۶-۳۶ الف). این روباره حداقل برای جلوگیری از نشت دوغاب و بالازدگی زمین در حین تزریق با فشار زیاد است. برای مهاری‌های تزریق وزنی، حداقل روباره برای ایجاد فشار خاک برای ایجاد ظرفیت باربری مهاری مورد نیاز است.





شکل ۶-۳- فاصله‌داری افقی و قائم مورد نیاز برای مهار

بیشترین فاصله افقی بین مهارها بر اساس ظرفیت مجاز یک مهار و ظرفیت خمشی المان‌های نصب شده در دیواره تعیین می‌شود.

۶-۱-۶-۴ انتخاب المان فولادی

المان فولادی مورد استفاده (استرند یا میلگرد) باید قادر به انتقال نیرو به صورت مطمئن از بخش درگیر به سازه بدون تسلیم و شکست باشد. برای بار طراحی و بار قفل کردن^۱، فاکتور ایمنی متفاوتی با توجه به مکانیزم تسلیم تاندون‌ها استفاده می‌شود. بار طراحی نباید بیشتر از ۶۰ درصد مقاومت کششی حداقل تاندون‌ها باشد. بار قفل کردن نباید بیشتر از ۷۰ درصد مقاومت کششی حداقل تاندون و حداکثر بار آزمایش نباید بیشتر از ۸۰ درصد مقاومت کششی حداقل تاندون باشد. ابعاد و مقاومت استرندهای معمول مورد استفاده در جدول ۶-۱۳ ارائه شده است. تاندون‌های با استرند بیشتر از آنچه که در جدول ۶-۱۳ ارائه شده است، نیز قابل استفاده است. اطلاعات مورد نیاز برای استرندهای ۱۳ میلیمتری یا Grade 250 (metric 1725) در استاندارد ASTM A416 موجود است.

^۱ Lock-off Load



جدول ۶-۱۳- مشخصات استرندهای ۱۵ میلیمتری (ASTM A416, Grade 270 (metric 1860))

نیروی پیش تنیدگی			مقاوت نهایی	سطح مقطع عرضی	تعداد استرندهای ۱۵ میلیمتری
0.6 (f _{puAps})	0.7 (f _{puAps})	0.8 (f _{puAps})			
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm ²)	
۱۵۶	۱۸۲	۲۰۹	۲۶۰/۷	۱۴۰	۱
۴۶۹	۵۴۷	۶۲۶	۷۸۲/۱	۴۲۰	۳
۶۲۶	۷۳۰	۸۳۴	۱۰۴۳	۵۶۰	۴
۷۸۲	۹۱۲	۱۰۴۳	۱۳۰۴	۷۰۰	۵
۱۰۹۵	۱۲۷۷	۱۴۶۰	۱۸۲۵	۹۸۰	۷
۱۴۰۸	۱۶۴۲	۱۸۷۷	۲۳۴۶	۱۲۶۰	۹
۱۸۷۷	۲۱۹۰	۲۵۰۳	۳۱۲۸	۱۶۸۰	۱۲
۲۳۴۶	۲۷۳۷	۳۱۲۸	۳۹۱۱	۲۱۰۰	۱۵
۲۹۷۲	۳۴۶۷	۳۹۶۳	۴۹۵۳	۲۶۶۰	۱۹

نوع و اندازه مهاری‌ها باید قبل از طراحی بخش درگیر مهاری تعیین شود زیرا قطر گمانه مورد نیاز بر اساس اندازه تاندون‌ها تغییر می‌کند. در جدول ۶-۱۴ حداقل اندازه شیپوری برای استرند و میلگردهای تاندون ارائه شده است.

جدول ۶-۱۴- راهنمای رابطه بین اندازه تاندون و بازشدگی شیپوری

نوع تاندون	حداقل بازشدگی پیشنهادی شیپوری (میلی‌متر)	
	حفاظت در برابر خوردگی سطح ۱	حفاظت در برابر خوردگی سطح ۲
تعداد استرندهای ۱۵ میلیمتری		
۴	۱۰۲	۱۵۰
۷	۱۱۵	۱۶۵
۹	۱۲۷	۱۷۸
۱۱	۱۴۰	۱۹۱
۱۳	۱۵۳	۲۰۳
۱۷	۱۶۵	۲۱۶
قطر میلگرد (میلی‌متر)		
۲۶	۶۴	۸۹
۳۲	۷۰	۹۵
۳۶	۷۶	۱۰۲



۶-۶-۲- طراحی اتصالات سیستم مهارگذاری

۶-۶-۲-۱- محاسبات هد انکر سیستم مهارگذاری

ابعاد ورق هد انکر از حاصل تقسیم نیروی قفل‌شدگی بر سطح ورق پایه، صورت می‌گیرد.

$$\frac{T}{W \times W} \leq f_p \quad (۶۵-۶)$$

w : ابعاد ورق هد انکر (m)

T : نیروی قفل‌شدگی انکر (kN)

f_p : تنش مجاز فشاری تماسی بتن یا شاتکریت (kPa)

ضخامت ورق هد انکر با توجه به ابعاد واشر هدانکر (قطر معادل k سانتی‌متر) به روش زیر محاسبه می‌شود:

$$t = m \sqrt{\frac{3f_p}{0.75F_y}} \quad (۶۶-۶)$$

m : طول آزاد مابین لبه ورق تا واشر هد انکر ($m = \frac{w-k}{2}$)

k : قطر خارجی واشر (m)

عموماً ضخامت محاسباتی ورق هد انکر در انکرهای تناژ بالا بیش از ۲۰ میلی‌متر خواهد بود لذا به لحاظ رفع دشواری اجرایی ورق مذکور، از دو ورق جایگزین با اساس مقطع معادل ورق محاسباتی اولیه نیز می‌توان استفاده نمود.

ضخامت ورق بر اساس برش پانچ از رابطه زیر کنترل می‌شود:

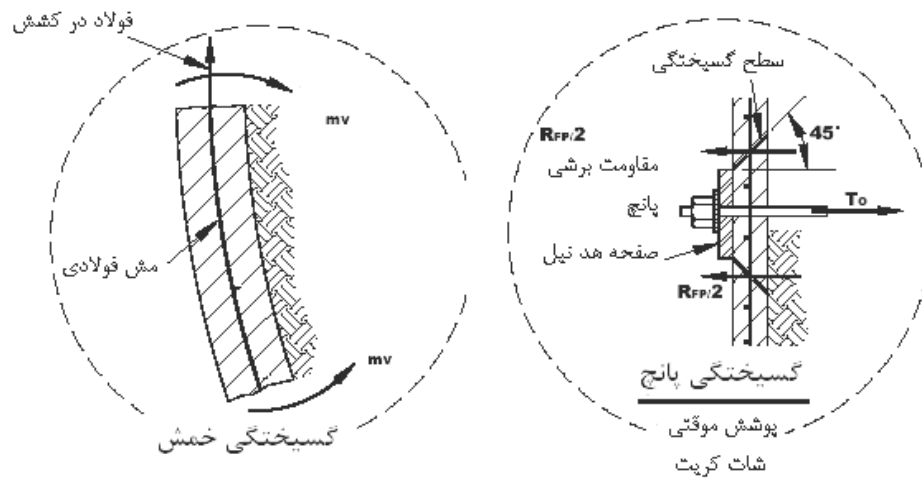
$$t = \frac{T}{\pi D_{out} \times 0.4F_y} \quad (۶۷-۶)$$

علاوه بر محاسبات فوق، لازم است مقاومت برشی پانچ بلوک هدنیل نیز کنترل گردد.

۶-۶-۲-۲- پوشش بتن‌پاشی

طراحی پوشش موقت بتن‌پاشی باید بر مبنای کنترل رفتار خمشی و نیز رفتار تحت اثر برش پانچ در محل تمرکز تنش صورت گیرد اما از آنجایی که در این پروژه انکرها بر روی پدهای بتنی قفل می‌شوند، کنترل برش پانچ برای پوسته شاتکریت معمولاً نیاز نمی‌باشد. شکل ۶-۳۷ شماتیکی از کنترل رفتار پوشش بتن‌پاشی، تحت خمش و برش پانچ را نمایش می‌دهد.

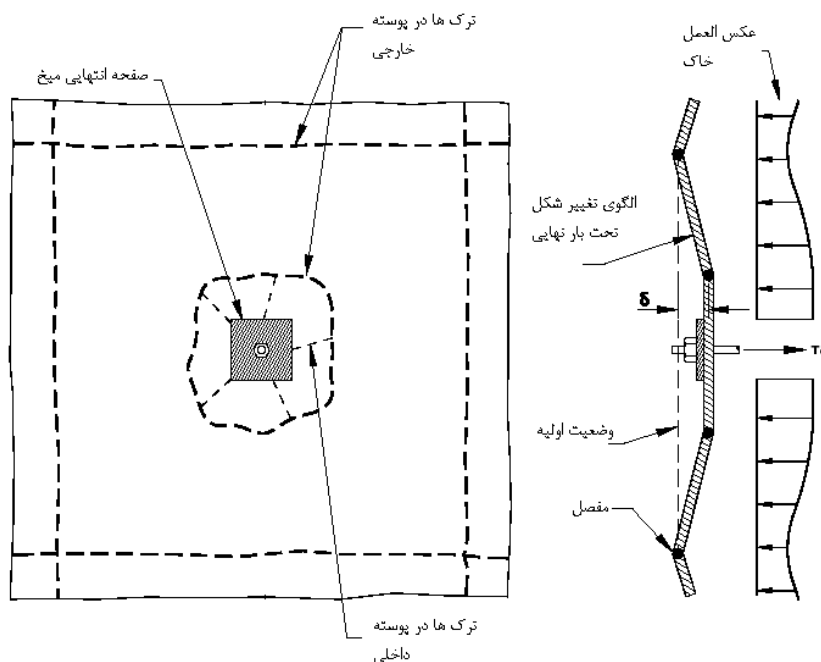




شکل ۶-۳۷- شماتیکی از گسیختگی خمشی و رفتار برش پانچ پوشش بتن پاشی موقت

نیروهای حاصل از فشار جانبی خاک و عکس‌العمل‌های انکرها، ممان‌های خمشی در پوشش بتن پاشی ایجاد می‌نمایند. ممان‌های مثبت (لایه بیرونی پوشش بتن پاشی در کشش) در میان دهانه بین هر دو انکر ایجاد می‌شوند. ممان‌های منفی (لایه داخلی پوشش بتن پاشی در کشش) در اطراف انکرها ایجاد می‌شوند. اگر مقدار هر کدام از این ممان‌ها از حد مجاز تجاوز نماید گسیختگی خمشی در پوشش ایجاد می‌شود. گسیختگی خمشی به صورت تدریجی با تشکیل مفاصل پلاستیک در پوسته (مشابه آنچه در شکل ۶-۳۸ نشان داده شده است) و نه به صورت آنی روی می‌دهد. پس از ایجاد نخستین جاری‌شدگی در مقطع عرضی پوشش بتن پاشی، ترک‌ها تدریجاً گسترش می‌یابند و با به هم پیوستن ریزترک‌های مستقل، گسیختگی خمشی کامل اتفاق می‌افتد. الگوی ترک خوردگی پوشش بتن پاشی به عوامل بسیاری از جمله فشار جانبی خاک، فواصل محور به محور افقی و قائم انکرها از یکدیگر، ضخامت لایه بتن پاشی، مشخصات مش فولادی استفاده شده، ابعاد صفحه انتهایی انکرها و مقاومت فشاری بتن استفاده شده در فرآیند بتن پاشی بستگی دارد.





شکل ۶-۳۸- الگوی تغییر شکل و ترک خوردگی لایه بتن‌بشی

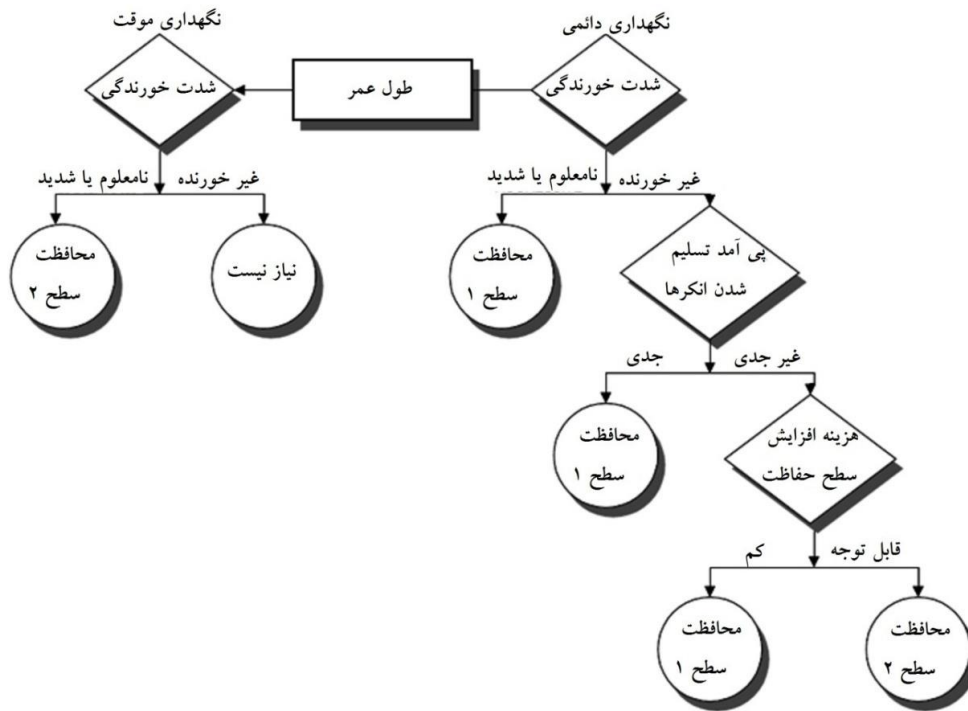
۶-۳-۶- محافظت از انکر در برابر خوردگی

محافظت از انکرها در برابر خوردگی با استفاده از لایه‌های نفوذناپذیر و محافظ ضروری است. به‌طور کلی سیستم‌های محافظت‌کننده باید شرایط زیر را برآورده کنند:

- اطمینان از اینکه طول دوره محافظت حداقل برابر با زمان پیش‌بینی شده برای عمر مفید انکر باشد.
- سیستم محافظت‌کننده موجب کاهش ظرفیت انکر نشده و آثار مخرب زیست محیطی نداشته باشد.
- سیستم محافظت‌کننده به طول غیر درگیر انکر امکان جابه‌جایی مناسب و انتقال بار به طول درگیر بدهد.
- سیستم محافظت‌کننده از ترکیباتی ساخته شده باشد که میل به ترکیب با مواد مجاور خود (انکر یا دیواره) نداشته باشد.
- سیستم محافظت‌کننده در مدت عملکرد انکر نباید نیاز به تعمیر و نگهداری و یا تعویض داشته باشد.
- باید به مقدار کافی قوی و انعطاف‌پذیر باشد تا بتواند در مقابل تغییر شکل‌های ناشی از انتقال تنش به انکر مقاومت کند.
- حداقل میزان محافظت در برابر خوردگی برای انکرها باید بر اساس طول عمر انکر، شدت خوردگی محیط، پیامد شکست و تسلیم شدن انکر و هزینه تعیین می‌شود. فلوچارت انتخاب میزان محافظت در برابر خوردگی در شکل ۶-۳۹ نشان داده شده است.



- طول عمر انکرها برای تفکیک بین نگهداری‌های موقت و دائم بکار می‌رود. در صورتی که زمان مورد استفاده از انکرها موقتی به دلیل تأخیر روند ساخت طولانی شود، ارزیابی اینکه به محافظت انکر نیاز می‌باشد یا نه امری مهم و ضروری است، مخصوصاً در صورتی که زمین شرایط خوردگی بالایی داشته باشد.



شکل ۶-۳۹- نمودار تصمیم‌گیری برای انتخاب سطح حفاظت در مقابل خوردگی (اصلاح شده توسط PTI, 1996)

۶-۳-۱- شدت خوردگی محیط

انکرها را قرار گرفته در خاک مهاجم و یا شرایط نامشخص نیاز به بیشترین محافظت در مقابل خوردگی را در هر دو حالت موقت و دائم دارا می‌باشند. به‌طور کلی محیطی با شرایط زیر که در حال ساخت و یا در طول عمر انکر ممکن است ایجاد شود، به‌عنوان محیط مهاجم در نظر گرفته می‌شود:

- (۱) خاک یا آب زیرزمینی با Ph کمتر از ۴/۵
- (۲) خاک با مقاومت الکتریکی کمتر از ۲۰۰۰ اهم-سانتیمتر
- (۳) خاک دارای سولفید
- (۴) خاک دارای جریان الکتریکی سرگردان
- (۵) سازه‌های مدفون بتنی در نزدیکی انکرها که متحمل فرسایش یا حملات شیمیایی (اسیدی) شده است.
- (۶) خاک شور
- (۷) محل پرشدگی با خاکسترهای گیاهی، حیوانی و آتش‌فشانی



۸) محل انباشته شدن فاضلاب

در صورتی آزمایش‌های مورد نظر برای سنجش موارد بالا در محل مورد استفاده قرار نگیرد، در این صورت در طراحی انکرها زمین به‌عنوان فرساینده شدید مدنظر قرار می‌گیرد.

در تقسیم‌بندی زمین بر اساس شدت خوردگی باید تغییرات به وجود آمده در طول عمر انکرها مانند امکان ایجاد کارخانه‌های جدید یا معدن کاری و نظایر آن را نیز در نظر گرفت.

۶-۶-۳-۲) طراحی سیستم محافظت از خوردگی برای انکرها

هدف از طراحی این سیستم‌ها محافظت مغزه‌های فولادی انکرها در مقابل خوردگی است. سیستم محافظت از خوردگی شامل مؤلفه‌هایی است که با ترکیب آن‌ها پوسته محافظتی برای اجزای مختلف انکر فراهم می‌شود. اجزای فولادی انکر شامل سر انکر، صفحه گیرنده، شیپوری، فولاد پیش‌تنیده، و کوپلرها بسته به نوع کاربرد هستند. اجزای سیستم محافظت از خوردگی عبارت‌اند از:

- برای محافظت تکیه‌گاه‌ها از بتن تقویت شده و برای شیپوری مواد ضدخوردگی یا پوشش دوغابی بکار می‌رود.
 - طول غیر درگیر: دوغاب و غلاف همراه با مواد ضد خوردگی یا پوشش دوغابی بکار می‌رود.
 - طول درگیر: دوغاب و غلاف همراه با متمرکزکننده^۱ یا پوشش اپوکسی محافظت می‌شود.
- موارد ذیل اطلاعات لازم برای نصب اجزای مختلف سیستم حفاظت از خوردگی را بیان می‌کند:
- پوشش تکیه‌گاه (کلاهک): این محافظ از جنس فولاد یا پلاستیک بوده و از سر بیرونی و قسمت خارجی مغزه فولادی پیش‌تنیده، در مقابل خوردگی و آسیب‌های محیطی محافظت می‌کند.
 - شیپوری: این بخش عموماً از جنس فولاد یا PVC بوده و از قسمت داخلی صفحه پوششی و فولاد پیش‌تنیده که در بخش مابین تکیه‌گاه و طول غیر درگیر قرار دارد، محافظت می‌کند.
 - ترکیبات ضد خوردگی: این بخش از قطعات فولادی تکیه‌گاه و طول غیر درگیر محافظت کرده که نرم شونده و شامل ترکیبات گریس و موم است.
 - دوغاب: عموماً از طول درگیر و غیر درگیر فولاد پیش‌تنیده محافظت می‌کند و غالباً از جنس سیمان یا رزین پلی‌استر ساخته می‌شود. این گروه نقش محافظت‌کننده نداشته و برای پرکردن فضاهای خالی کاربرد دارند. از دوغاب رزینی پلی‌استر برای پر کردن غلاف‌ها، محفظه‌ها، پوشش‌ها و شیپورها استفاده می‌شود.
 - غلاف‌ها: غلاف‌ها قطعات پلاستیکی موج لوله‌مانندی هستند و غالباً در محافظت از بخش غیر درگیر فولادهای پیش‌تنیده استفاده می‌شوند. غلاف‌های مخصوص حاوی مواد ضد خوردگی هستند. پوشش‌های غلافی تمام اجزای پیش‌تنیده انکر را پوشش داده و قسمت‌های باقی‌مانده آن توسط دوغاب پر می‌شود.
 - محفظه‌ها: محفظه‌ها بخش‌هایی لوله‌مانند هستند که از خوردگی بخش درگیر انکر فولادی جلوگیری می‌کنند.

^۱ centralizers



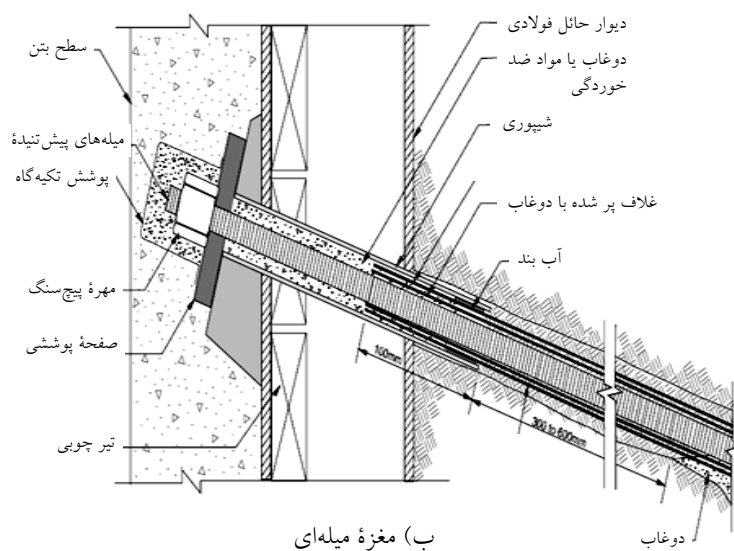
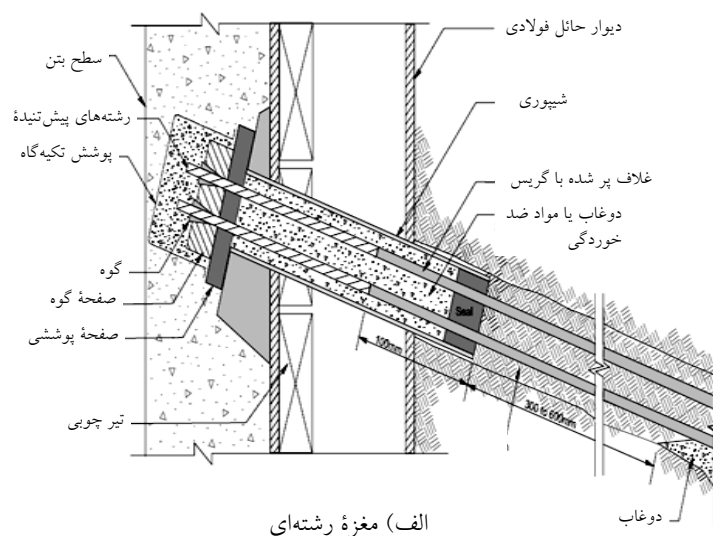
- متمرکز کننده‌ها: این بخش عموماً از فولاد یا پلاستیک ساخته شده و به منظور حفاظت از انکر در چال حفاری شده و یا در محفظه‌ها، برای اطمینان از وجود لایه هرچند نازک اطراف انکر بکار می‌روند.
- در عملیات اجرایی ۲ سطح مختلف حفاظت از انکرهای تزریقی در مقابل خوردگی وجود دارد. بر اساس شدت حفاظت به ترتیب از کم به زیاد، این روش‌ها به دو سطح ۱ و ۲ تقسیم می‌شوند. به صورت ساده در سطح ۱ از میله‌های پوشش‌دار و در سطح ۲ از دوغاب تزریق شده جهت حفاظت استفاده می‌گردد. برای تکیه‌گاه و قسمت غیر درگیر با فرض وجود شرایط محیطی مهاجم از لایه‌های چندگانه حفاظت از انکر در هر دو سطح ۱ و ۲ استفاده می‌شوند. برای بخش درگیر با فرض وجود شرایط محیطی مهاجم در سطح ۱ از لایه‌های چندگانه محافظ و در سطح ۲ از یک لایه محافظ استفاده می‌گردد. در شرایط پایدارتر و برای سیستم‌های نگهداری موقت عموماً از هیچ‌گونه محافظ خوردگی استفاده نمی‌شود. در جدول ۶-۱۵ کلیات سیستم‌های حفاظت در برابر خوردگی ارائه شده است.

جدول ۶-۱۵ - کلیات سیستم‌های حفاظت در برابر خوردگی

نیازهای حفاظتی			سطح حفاظت
طول درگیر	طول غیر درگیر	انکر	
۱- غلاف پر شده با تزریق ۲- اپوکسی	۱- غلاف پر شده با گریس بر روی یک غلاف بافته شده ۲- غلاف پر شده با گریس با غلاف پر شده با تزریق ۳- استفاده از جداکننده بر روی میله تزریق شده	۱- شیپوری ۲- پوشش در صورت رخنمون داشتن	۱ (میله پوشش‌دار)
تزریق دوغاب	۱- غلاف پر شده با گریس ۲- روکش منقبض شونده با گرما	۱- شیپوری ۲- پوشش در صورت رخنمون داشتن	۲ (دوغاب تزریق شده)

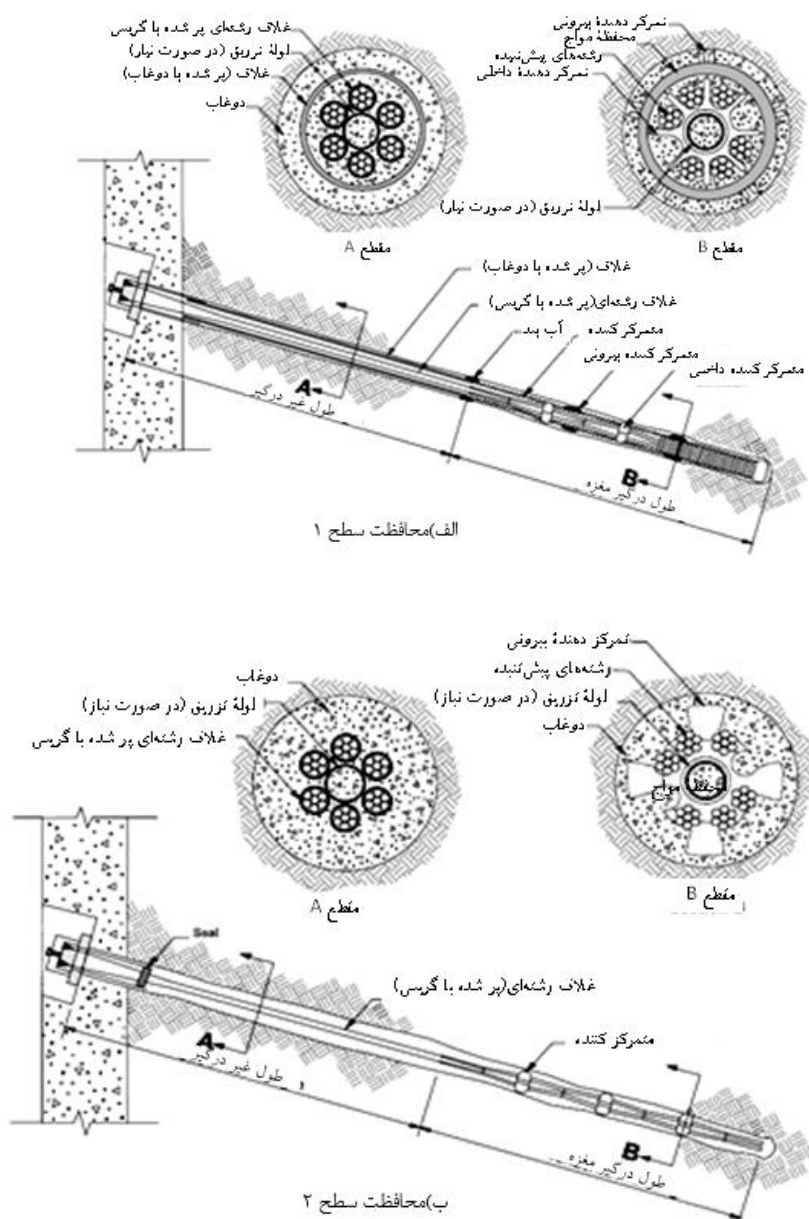
جهت تصمیم‌گیری در مورد سطح حفاظت می‌توان از نمودار تصمیم‌گیری نشان داده شده در شکل ۳۹-۵ استفاده نمود. در شکل‌های ۶-۴۰ الی ۶-۴۲ اجزای مختلف سیستم محافظت کننده در برابر خوردگی به ترتیب برای انکرهای میلگردی و رشته‌ای نشان داده شده است.





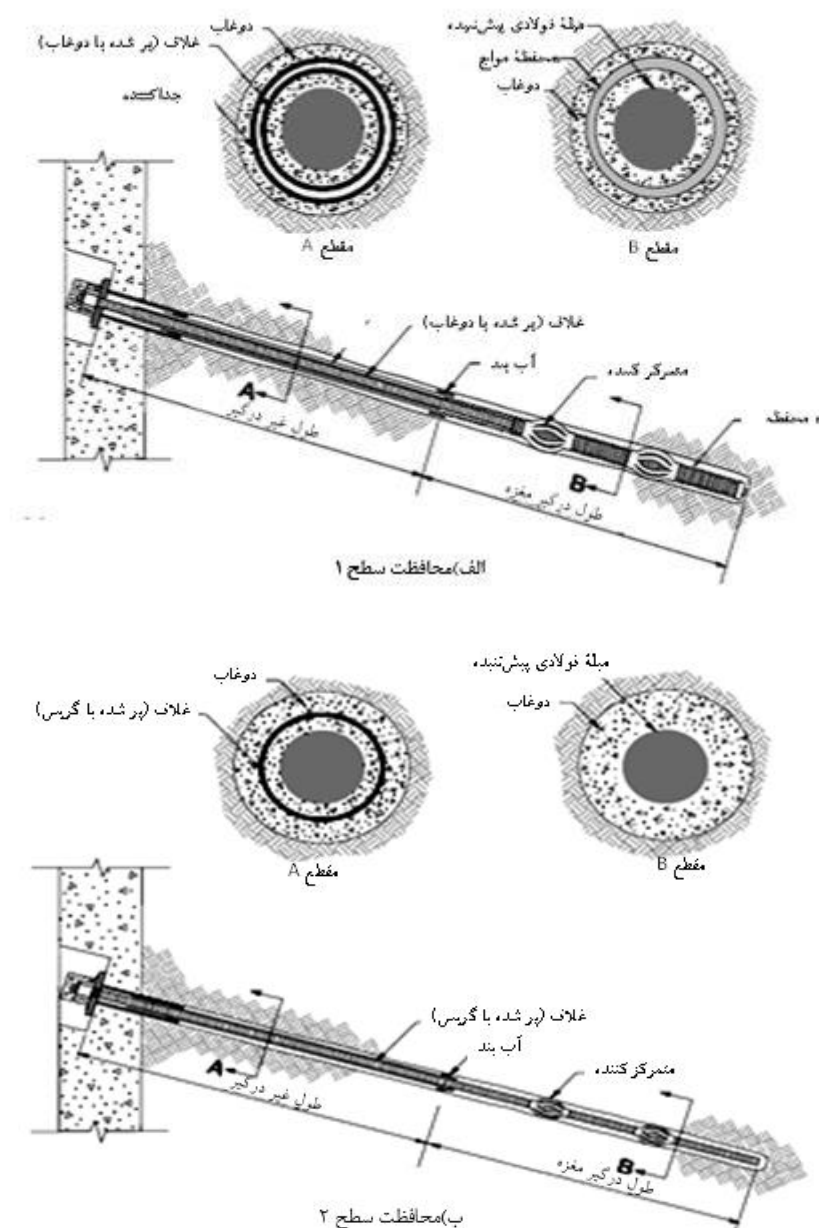
شکل ۶-۴۰- نمونه‌هایی از حالت‌های مختلف محافظت از خوردگی بر حسب نوع انکر





شکل ۶-۴۱- نمونه‌هایی از محافظت خوردگی انکرهای رشته‌ای برای محافظ‌های سطح ۱ و ۲





شکل ۶-۴۲- نمونه‌هایی از محافظت خوردگی انکرهای میله‌ای برای محافظ‌های سطح ۱ و ۲

شکستگی انکرها در بخش مغزه فولادی پیش‌ساخته یا تکیه‌گاه، در اثر خوردگی به‌ندرت اتفاق می‌افتد. در حالی که بیشتر شکست‌های اتفاق افتاده در فاصله ۲ متری از تکیه‌گاه رخ داده‌اند. بر این اساس باید هنگام نصب مراقبت‌های ویژه‌ای در این بخش از انکر به عمل آید. در همین راستا شیپوری باید به‌طور کامل به صفحه گیرنده متصل باشد تا از نفوذ آب جلوگیری شود. این سیستم آب‌بند، عموماً با جوش کردن شیپوری به صفحه گیرنده ایجاد می‌شود. شیپوری باید به مقدار کافی طولیل باشد به‌گونه‌ای که حداقل ۱۰۰ میلی‌متر با محافظ خوردگی بخش غیر درگیر همپوشانی داشته و با دوغاب پر شده باشد.



صفحه گیرنده را می‌توان با اندود کردن طرفین آن با استفاده از مواد قیری یا سایر لایه‌های محافظ در برابر خوردگی مقاوم ساخت. مواد محافظت کنند مورد استفاده برای صفحه گیرنده باید با سایر مواد محافظت کننده که در اجزای بالاتر یا پایین‌تر از صفحه گیرنده قرار دارند، سازگار باشد. استفاده از بتن تقویت شده برای پوشش صفحه گیرنده، محافظت مورد نیاز را تأمین می‌کند.

به منظور حفاظت از مقطع بیرونی انکر و بخش خارجی در معرض دید، عموماً از مواد پلاستیکی یا فولادی و یا مدفون کردن مقطع بیرونی با بتن پاشی به ضخامت ۵۰ میلی‌متر استفاده می‌شود. هنگامی که از یک پوشش (کلاهی) استفاده می‌شود، فضای خالی درون پوشش باید با تزریق دوغاب پر شود.

پس از تکیه‌گاه، فولاد پیش‌تنیده بکار رفته در طول غیر درگیر به شدت در معرض خوردگی قرار دارد. غلاف‌های بکار رفته در محافظت از بخش غیر درگیر باید به اندازه کافی بلند بوده و به بخش شیپوری برسند. غلاف‌ها باید توسط مواد ضد خوردگی یا دوغاب پر شده و از پر شدن تمام فضای داخلی آن‌ها اطمینان حاصل شود. در مورد مغزه‌های رشته‌ای باید مواد ضد خوردگی به گونه‌ای که فضای بین رشته‌ها را به‌طور کامل پوشش دهند، به داخل انکر تزریق گردند. به‌طور کلی در شرایطی که مغزه به‌خوبی با تزریق دوغاب احاطه شود، هیچ‌گونه شکستی در اثر خوردگی رخ نخواهد داد. در سنگ‌ها هنگام نشت آب‌های زیرزمینی به اطراف انکر، آب‌بند نمودن چال نیازمند اطمینان از حضور دوغاب است.

۶-۶-۴ - آزمایش‌های کنترلی سیستم انکر

آزمایش کشش انکر به منظور بررسی بارهای طراحی و همچنین کنترل تحمل بار طراحی بدون داشتن تغییر مکان بیش از حد و با ضریب اطمینان مناسب انجام می‌گیرد. همچنین آزمایش کشش به منظور بررسی شرایط حفاری، نصب و تزریق انکر قبل و در طول عملیات اجرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر وضعیت ژئوتکنیکی زمین و یا روش نصب و اجرا در حین کار تغییر کند، ممکن است برای بررسی تأثیر تغییرات بر عملکرد خاک آزمایش اضافی لازم باشد.

اگر نتایج آزمایش نشان دهد که به دلیل پارامترهای خاک نادرست یا روش اجرا، ظرفیت انکر کمتر از مقدار مورد نیاز است، بازبینی طرح و یا تغییر روش نصب و اجرا باید مد نظر قرار گیرد. پس از اتمام نصب انکرها و قبل از آنکه به‌طور کامل مورد بهره‌برداری قرار گیرد، انکرها تحت آزمایش قرار می‌گیرند. پس از تأیید نهایی و گذر از تمامی آزمایش‌ها، انکرها تحت بارگذاری قرار گرفته و به آستانه قفل‌شدگی می‌رسند. روش‌های آزمون و معیارهای پذیرش انکر بر اساس توصیه‌نامه FHWA-IF-99-015 در ادامه بیان شده است. در صورتی که طراح تشخیص دهد می‌تواند از ویرایش‌های جدیدتر توصیه‌نامه FHWA نیز استفاده کند.

۶-۶-۴-۱ - انواع آزمایش

ویژگی منحصر بفرد در انکرها در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای این است که هر انکر به‌عنوان بخشی از یک سیستم کامل است که قبل از بهره‌برداری باید مورد آزمایش قرار گیرد. قبول یا رد انکرها بر اساس نتایج آزمایش‌ها شامل

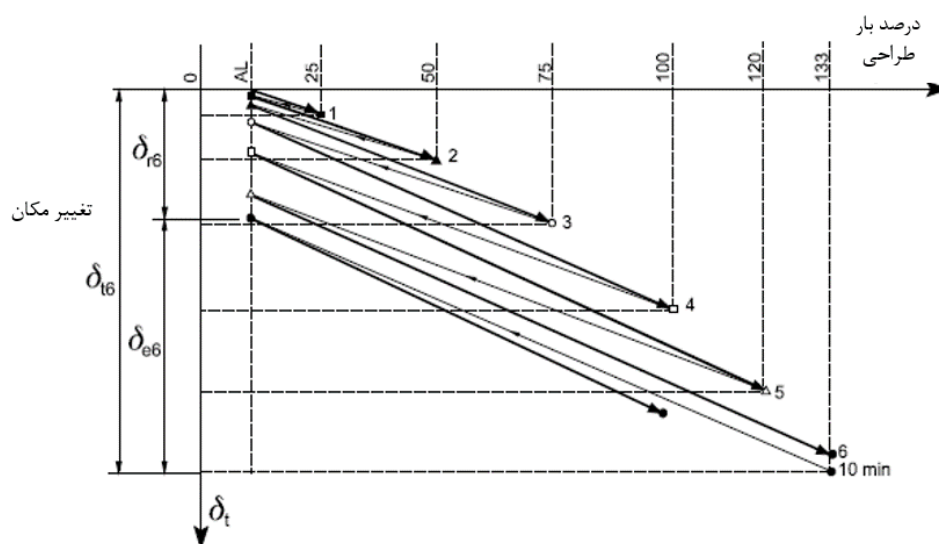


آزمایش کارایی^۱، تائید^۲ و خزش^۳ مشخص می‌گردد. علاوه بر این آزمایش خزش کوتاه مدت نیز به‌عنوان بخشی از آزمایش‌های کارایی و تائید انجام می‌شود. آزمایش تائید به‌عنوان یک آزمایش اصلی در اغلب پروژه‌ها بر روی اکثر انکرها انجام می‌شود. تعداد آزمایش‌های تائید و خزش در هر پروژه به موقت یا دائمی بودن انکرها و نوع زمین بستگی دارد. هر انکری با استفاده از یکی از روش‌های گفته شده در بالا آزمایش می‌شود. نتایج این آزمایش با معیارهای مشخصی مقایسه می‌شود تا بتوان در مورد کیفیت آن‌ها تصمیم‌گیری نمود.

پنج نوع آزمایش برای ارزیابی عملکرد انکرها و یک آزمایش جهت کنترل بار نهایی انکر وجود دارد که در ادامه هر یک از این آزمایش‌ها تشریح شده است.

الف) آزمایش کارایی

مطابق شکل ۴۳-۶ در این آزمایش مهارت تحت بارگذاری و باربرداری افزایشی قرار می‌گیرد. این آزمایش برای تائید ظرفیت انکر، بررسی رفتار بار- تغییر مکان و بررسی اندازه واقعی ناحیه بدون تزریق نسبت به فرض طراحی (باید بزرگ‌تر یا مساوی فرض طراحی باشد) انجام می‌شود. چنانچه انکر مورد آزمایش معیارهای پذیرش را ارضا کند، در بار طراحی مورد نظر قفل می‌شود، ولی در صورت عدم ارضای برخی از معیارهای موجود بسته به نتایج آزمایش ممکن است آزمایش‌ها دیگری لازم شود و یا اینکه در بار طراحی انکر و یا نحوه اجرای آن تجدید نظر شود. این آزمایش عموماً روی ۲ تا ۳ انکر اولیه و سپس روی حداقل ۲ درصد بقیه انکرها بر اساس توصیه FHWA-IF-99-015 پیرامون سیستم انکراژ انجام می‌شود (بسته به نتایج و شرایط ژئوتکنیکی این تعداد تغییر می‌کند).



شکل ۴۳-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش عملکرد

۱ Performance Tests

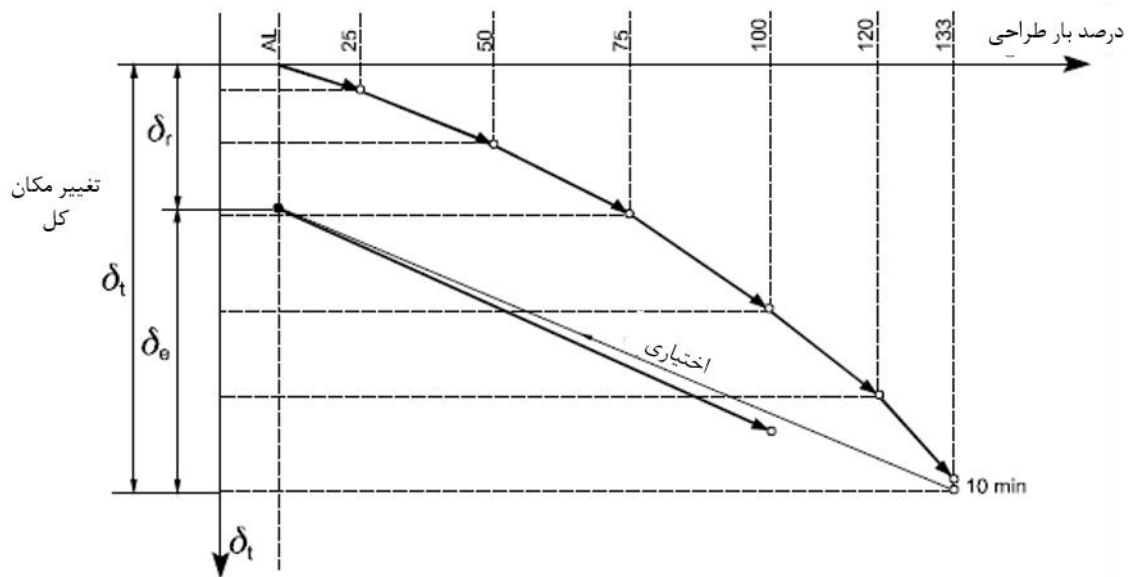
۲ Proof Tests

۳ Extended Creep Tests



ب) آزمایش تأیید

همانند شکل ۴۴-۶ این آزمایش به صورت یک بارگذاری تدریجی و افزایشده است که در صورت نیاز، در انتهای آزمایش باربرداری نیز انجام می گردد. بزرگی بار اعمال شده توسط گیج فشار اندازه گیری می شود. این آزمایش به منظور ارزیابی کفایت آن دسته از انکرهایی انجام می شود که تحت آزمایش کارایی قرار نگرفته اند. اگر نتایج این آزمایش انحراف زیادی را نسبت به نتایج آزمایش های کارایی انجام شده نشان دهد، آزمایش کارایی مازادی برای انکر مجاور توصیه می شود.



شکل ۴۴-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش تأیید

ج) آزمایش خزش

طبق جدول ۱۶-۶ آزمون خزش به عنوان بخشی از آزمایش بار نهایی و یا آزمایش تأیید انجام می گیرد. آزمون خزش شامل اندازه گیری جابجایی انکر تحت بار ثابت در یک دوره مشخص زمانی است. این آزمون انجام می شود تا اطمینان حاصل شود که بارهای طراحی انکر در سراسر دوره بهره برداری گود در مقدار مد نظر طراحی باقی خواهند بود. در آزمایش خزش بار ثابت در بازه زمانی خاص به مهار اعمال شده و جابجایی ها در بازه های زمانی ثبت می شود. سپس منحنی تغییر شکل در مقابل لگاریتم زمان ترسیم می شود و برای مقایسه با شاخص قابل قبول خزش استفاده می شود.

جدول ۱۶-۶- نحوه اعمال بار در آزمایش خزش

چرخه بارگذاری	حداکثر بار چرخه	دوره بررسی کل (دقیقه)	جابجایی ها در زمان های زیر اندازه گیری شدند (دقیقه)
۱	۰/۲۵DL	۱۰	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰
۲	۰/۵۰DL	۳۰	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰،۱۵،۲۰،۲۵،۳۰
۳	۰/۷۵DL	۳۰	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰،۱۵،۲۰،۲۵،۳۰
۴	۱/۰۰DL	۴۵	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰،۱۵،۲۰،۲۵،۳۰،۴۵
۵	۱/۲۰DL	۶۰	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰،۱۵،۲۰،۲۵،۳۰،۴۵،۶۰
۶	۱/۳۳DL	۳۰۰	۱،۲،۳،۴،۵،۶،۱۰،۱۵،۲۰،۲۵،۳۰،۴۵،۶۰،۳۰۰

د) آزمایش برگشت^۱

هدف از انجام این آزمایش کنترل میزان بار موجود در انکرهای نصب شده پس از گذشت زمان کافی است. در این آزمایش، جک کشش انکر بر روی صفحه انکر مستقر شده و با بارگذاری جک، رشته‌های انکر کشیده می‌شوند تا زمانی که گوه‌های قفل کننده استرندها از صفحه گوه جدا شوند. لازم به ذکر است که جداسازی گوه از صفحه در زمانی اتفاق می‌افتد که نرخ بارگذاری جک پس از جهش‌های اولیه دچار کاهش می‌شود. میزان نیروی اندازه‌گیری شده در زمانی که گوه از صفحه جدا می‌شود می‌بایست اختلاف بیش از ۵ درصد با نیروی قفل‌شدگی نداشته باشد.

ه) آزمایش بیرون کشیدگی انکر

این آزمایش برای دو انکر انجام می‌شود. البته در صورتی که محدودیت‌های مورد نظر ارضا نشود باید بر روی تعداد بیشتری انکر صورت پذیرد. این آزمایش به منظور ارزیابی نحوه عملکرد انکرها و بررسی ضریب اطمینان ناحیه تزریق انجام می‌شود. در این آزمایش انکرها به صورت مرحله‌ای تحت بارهای مشخصی کشیده می‌شوند تا به ۸۰ درصد مقاومت مشخصه حداقل برسند یا گسیخته شوند.

۶-۴-۲- آزمایش عملکرد

الف- انجام آزمایش

پس از نصب جک بر روی انکر مطابق مشخصات فنی، بار لازم برای نصب و تنظیم جابجایی‌ها اعمال می‌شود و میزان این بار قرائت می‌شود. میزان این بار باید کمتر از ۵ درصد بار طراحی باشد. بعد از اعمال بار تنظیم (بار اعمال شده به منظور جابجایی صحیح لوازم آزمایش)، لازم است تا زمان تثبیت جابجایی بار نگه داشته شده و پس از آن گیج‌های نصب شده صفر شوند. سپس بارگذاری و قرائت جابه‌جایی‌ها به ترتیب زیر انجام می‌شود.

- ۱) صفر کردن گیج‌های اندازه‌گیری تغییر مکان
- ۲) اعمال بار تا ۲۵ درصد بار طراحی
- ۳) قرائت تغییر مکان کلی به وجود آمده بر اثر بارگذاری
- ۴) باربرداری تا برگشت به بار تنظیم
- ۵) قرائت تغییر شکل پلاستیک پس از باربرداری
- ۶) تکرار مراحل ۳ تا ۶ برای بارگذاری و باربرداری تا ۵۰، ۷۵، ۱۰۰ و ۱۲۰ و ۱۳۳ درصد بار طراحی (شکل ۶-۴۵)
- ۷) در مرحله آخر و پس از بارگذاری تا بار نهایی، بار به مدت ۱۰ دقیقه ثابت نگهداری می‌شود و تغییر شکل‌های به وجود آمده در هر دقیقه قرائت می‌شود.
- ۸) باربرداری تا برگشت به بار تنظیم

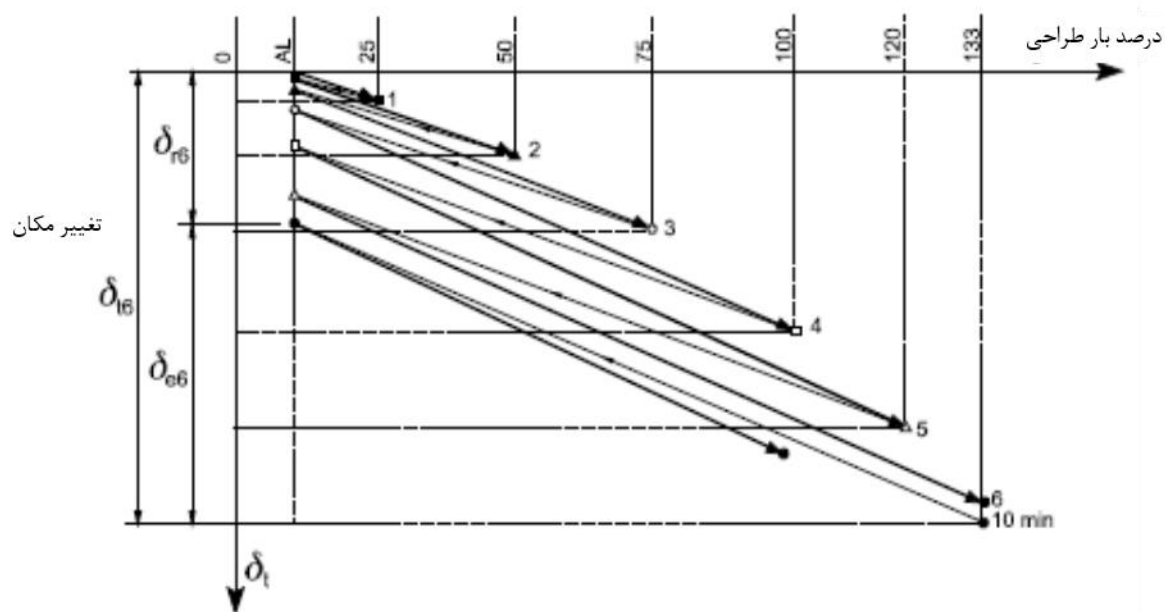
^۱ Lift-off Test



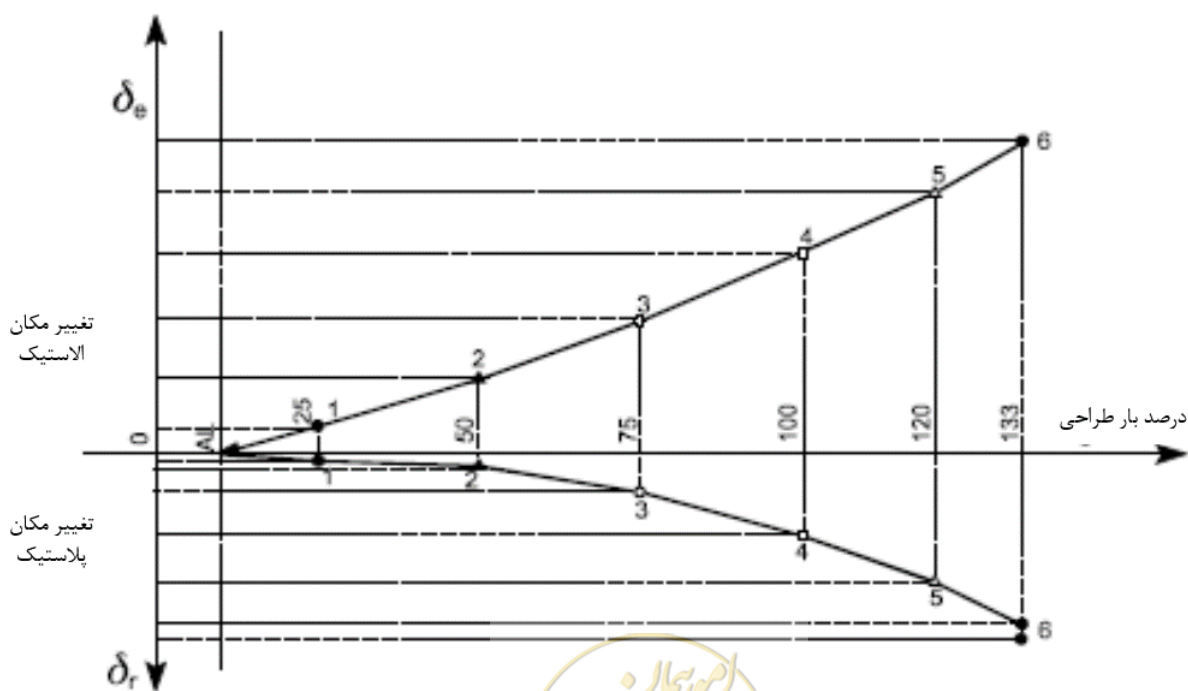
۹) قرائت تغییر شکل پلاستیک پس از باربرداری

۱۰) بارگذاری مجدد تا رسیدن به پیش تنیدگی مورد نظر و قفل کردن انکر

۱۱) نتایج آزمایش می تواند به صورت گراف تغییرات تغییر شکل الاستیک و پلاستیک در مقابل بار وارده رسم می شود (شکل ۶-۴۶).



شکل ۶-۴۵- نحوه بارگذاری برای آزمایش کارایی



شکل ۶-۴۶- تغییرات تغییر شکل الاستیک و پلاستیک در مقابل بار وارده برای آزمایش کارایی



ب- معیارهای پذیرش آزمایش کارایی

انکر وقتی قابل پذیرش است که در آزمایش‌ها فوق معیارهای خزش و تغییر شکل‌های الاستیک ارضا شوند. در غیر اینصورت باید در یک بار کمتر (که عموماً در حدود ۵۰ درصد بار طراحی انتخاب می‌شود) قفل شود. در این حالت راهکارهایی مثل افزایش تعداد انکرها می‌تواند به کار گرفته شود.

• معیار پذیرش بر حسب خزش

تغییر شکل به وجود آمده بین دقایق ۱ تا ۱۰ در مرحله آخر بارگذاری باید از ۱ میلی‌متر کمتر باشد. در غیر این صورت بارگذاری تا ۶۰ دقیقه باید ادامه پیدا کند و آنگاه تغییر شکل به وجود آمده بین ۶ تا ۶۰ دقیقه باید از ۲ میلی‌متر کمتر باشد.

• معیار پذیرش بر حسب تغییر شکل الاستیک

بر اساس این معیار، مقدار طول آزاد ظاهری^۱ بر اساس نتیجه آزمایش باید از یک مقدار حداقل بیشتر باشد. مقدار طول آزاد ظاهری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$L_a = \frac{A_t E_s \delta_e}{109P} \quad (۶۸-۶)$$

L_a : طول آزاد ظاهری (m)

A_t : مساحت تاندون (m^2)

E_s : مدول الاستیسیته تاندون (kPa)

δ_e : تغییر شکل الاستیک بر اثر بار آزمایش (m)

P : اختلاف نیروی بین بار آزمایش و بار تنظیم (kN)

مقدار حداقل طول آزاد ظاهری برابر با طول جک مورد استفاده به اضافه ۸۰ درصد طول غیردرگیر طراحی است. اگر معیار فوق جواب ندهد، دو بار از بار تنظیم تا بار آزمایش بارگذاری و باربرداری شده و آنگاه معیار فوق مجدداً چک می‌شود.

۶-۷- ملاحظات طراحی شاکریت در فضاهای تونلی

شاکریت (بتن پاشیده) را می‌توان به‌عنوان بتن یا ملاتی که از طریق شیلنگ‌های لاستیکی و با استفاده از هوای فشرده و با سرعت زیاد به سطح مورد نظر پاشیده می‌شود، تعریف کرد.

بسته به مواد اولیه و نحوه اجرا، شاکریت به دو روش خشک و تر اجرا می‌گردد. در روش خشک مصالح به‌صورت خشک با یکدیگر مخلوط شده و در هنگام پاشیدن روی سطح کار توسط نازل آب اضافه می‌شود. در روش تر، ابتدا سنگدانه‌ها، سیمان و آب را باهم مخلوط می‌کنند تا ملات یا بتن با اسلامپ پایین بدست آید. سپس بتن با اسلامپ پایین به داخل

^۱ Apparent Free Length



پمپ شاتکریت ریخته می‌شود و پس از عبور لوله انتقال به سرنازل رسیده و از آنجا به سطح کار پاشیده می‌شود.

۶-۷-۱- تحلیل و طراحی شاتکریت

مهم‌ترین مسئله در طراحی سیستم نگهداری و خصوصاً پوشش شاتکریتی، تعیین بار زمین، زمان نصب سیستم نگهداری و نحوه اندرکنش بین سازه - زمین است. هنر تونل سازی این است که تا حد ممکن است از مقاومت خود زمین برای نگهداری تونل استفاده نمود تا میزان بار تحمل شده توسط سازه به حداقل برسد.

بنابراین طراحان موظف‌اند تجزیه و تحلیل‌های کافی را انجام دهند تا درک جامعی از اندرکنش زمین - سازه را بدست آورند. طراحان در این فرایند از روش‌های مختلف طراحی استفاده می‌کنند. روش‌های طراحی شامل روش‌های تجربی، تحلیلی و عددی است.

روش‌های تجربی بر اساس تجربه‌های متعدد حاصل از پروژه‌های مختلف و تعیین پارامترهای مؤثر پایه‌گذاری شده‌اند. به منظور استفاده از این روش‌ها می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر مراجعه کرد. استفاده از این روش‌ها به‌عنوان تخمین اولیه مجاز است.

روش‌های عددی عموماً به‌صورت مدل‌سازی در محیط‌های پیوسته با نرم‌افزارهای مدل‌سازی است. به منظور به دست آوردن مقدار جابه‌جایی‌ها و تنش‌های موجود در اطراف یک فضای زیرزمینی، لازم است تا تغییرات هندسی در جبهه کار، مراحل حفاری و روند نصب سیستم‌های نگهداری در یک مدل عددی در نظر گرفته شود. همچنین با استفاده از روش‌های عددی و برداشت‌های ابزار دقیق نیز می‌توان منحنی پاسخ زمین و سیستم نگهداری را برای فضایی با هر شکل سطح مقطع، به دست آورد.

اگر از مدل‌سازی دوبعدی برای شبیه‌سازی ساخت تونل استفاده شود، بایستی پیش از نصب سیستم نگهداری، ضریب ترخیص تنش متناظر با گام پیشروی در مدل‌سازی اعمال شود. بعد از اعمال ترخیص تنش، بایستی سیستم نگهداری پیشنهادی را در مدل‌سازی اعمال نمود.

در صورت نیاز به تدقیق نشست‌های سطحی زمین و ملاحظات پایداری در طراحی شاتکریت تونل‌ها، می‌توان از مقاومت وابسته به زمان شاتکریت استفاده گردد. شاتکریت در لحظات اولیه نصب، از سن و مقاومت پایین‌تری نسبت به مقاومت نهایی طراحی خود برخوردار است، لذا در مدل‌های دوبعدی بایستی بعد از اعمال ترخیص تنش، از مقاومت اولیه شاتکریت در مدل‌سازی استفاده نمود. اساساً با توجه به تقریبی بودن ضریب ترخیص تنش پیشنهاد می‌گردد مقاومت وابسته به زمان شاتکریت در مدل‌سازی سه بعدی اعمال گردد. در مدل‌سازی سه بعدی هنگامی که جبهه کار پیشروی می‌کند، مقاومت شاتکریت نصب شده نیز افزایش می‌یابد و با دور شدن جبهه کار، شاتکریت به طور کامل تحت بار زمین قرار می‌گیرد. لذا مدول الاستیسیته استفاده شده برای مدل‌سازی عددی سه بعدی شاتکریت، می‌تواند متناسب با میزان پیشروی جبهه کار باشد.



روش‌های تحلیلی اگرچه دارای محدودیت‌هایی (از قبیل فرض کرنش صفحه‌ای، شرایط بارگذاری خاص، دایره‌ای بودن تونل و...) هستند، با این وجود دارای مشخصه‌های جالبی از قبیل ساده بودن و توانایی ارائه مکانیزم اندرکنش زمین-سیستم نگهداری هستند. همچنین یکی از مزیت‌های این روش این است که یک دید کلی را برای طراحی بدست می‌دهند. روش‌ها و روابط تحلیلی متعددی جهت حل مسئله تعادل بین زمین حفاری شده و سیستم نگهداری وجود دارند که از میان آن‌ها، روش همگرایی- محدودیت^۱ (CCM) یک ابزار تئوری مناسب و ساده شده برای حل مسائل سه‌بعدی اندرکنش میان زمین و سیستم نگهداری است.

۶-۷-۱-۱ روش همگرایی-محدودیت

مبنای این روش بر اساس تغییر شکل محیط پس از حفر تونل است. بر اساس روابط موجود در دو بخش الاستیک و پلاستیک، می‌توان پاسخ زمین نسبت به حفر تونل را به کمک این روش سنجید. در روش همگرایی- محدودیت از سه نمودار اساسی شامل منحنی پاسخ زمین^۲ (GRC)، پروفیل تغییر شکل طولی تونل^۳ (LDP) و منحنی خصوصیت سیستم نگهداری^۴ (SCC) استفاده می‌شود. دو منحنی ابتدایی در روش‌های عددی نیز کاربرد داشته و بر اساس روش‌های عددی نیز قابل محاسبه هستند.

• منحنی پاسخ زمین (GRC)

منحنی پاسخ زمین در واقع یک مفهوم برای نشان دادن ارتباط بین زمین و سیستم نگهداری است. فرض شود که فشار نگهداری (p_i)، معادل با فشار برجا (p_0) بلافاصله پس از حفر تونل به دیواره‌ها وارد شود. در این مورد وضعیت تنش در اطراف تونل همانند حالت قبل از حفر تونل است، لذا هیچ تغییر شکلی رخ نمی‌دهد. حال با کم کردن مقدار این فشار به صورت پلکانی، جابه‌جایی متناسب با هر فشار جدید در هر مرحله رخ می‌دهد. اگر میزان فشار شعاعی وارد بر دیواره تونل که توسط سیستم نگهداری تأمین می‌شود، بیشتر از فشار بحرانی باشد (p_{cr})، رفتار محیط در برگرنده تونل، الاستیک است. زمانی که $p_i < p_{cr}$ باشد، محیط وارد بخش پلاستیک خود خواهد شد و زمین اطراف تونل تا شعاع مشخصی که شعاع پلاستیک (r_p) نامیده می‌شود، دچار شکست می‌شود. بیشترین جابه‌جایی و شعاع ناحیه پلاستیک، زمانی رخ می‌دهد که میزان فشار شعاعی وارد بر دیواره تونل، برابر با صفر باشد.

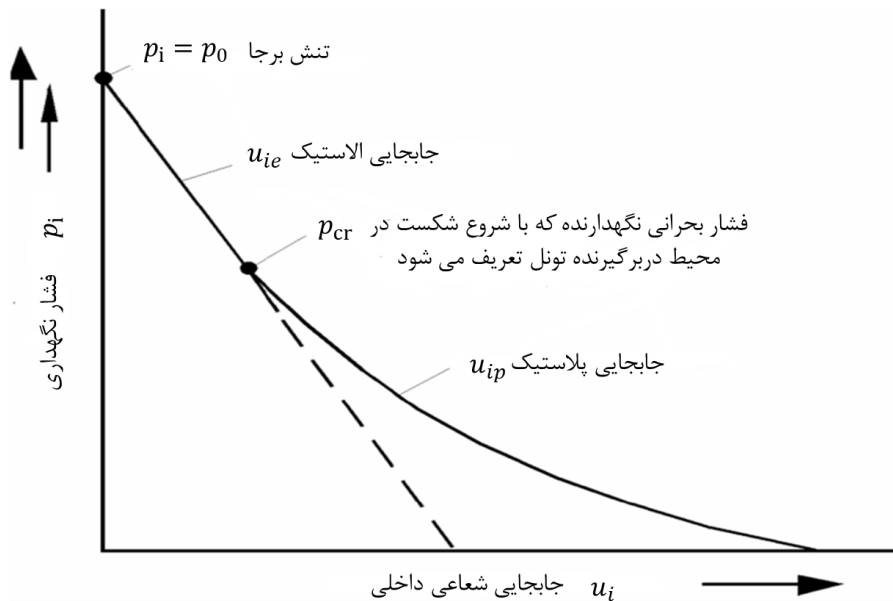
۱ Convergence-Confinement Method

۲ Ground Reaction Curve

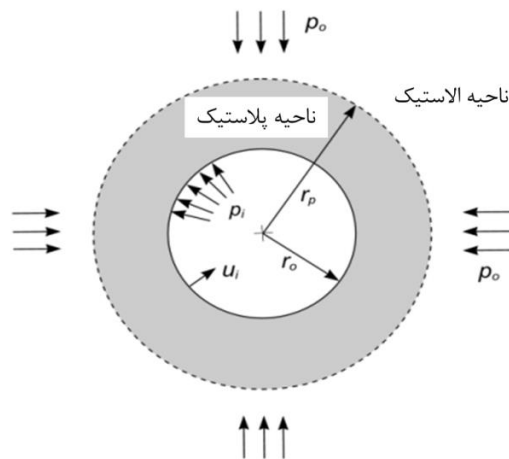
۳ Longitudinal Deformation Profile

۴ Support Characteristic Curve





شکل ۶-۴۷- منحنی پاسخ زمین (GRC) و ارتباط آن با فشار سیستم نگهداری (Pi).

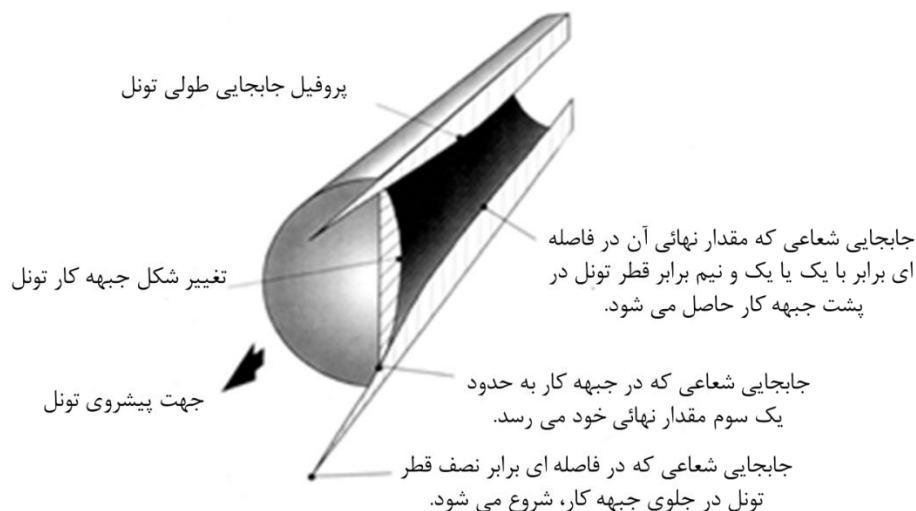


شکل ۶-۴۸- ناحیه پلاستیک اطراف تونل دایروی و تحت تأثیر تنش بر جای هیدرواستاتیک.

• پروفیل تغییر شکل طولی تونل (LDP)

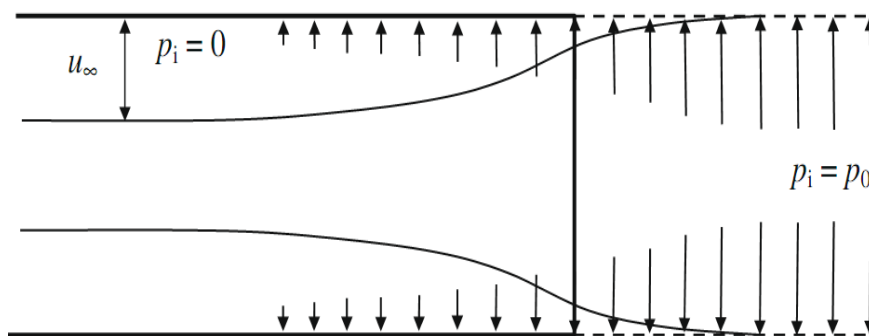
نقطه شروع در روش اندرکنش سازه-زمین، تشریح تغییر شکل‌های رخ داده در نزدیکی جبهه کار تونل هنگام پیشروی، برای یک تونل بدون نگهداری است. اگر نقطه‌ای روی سقف تونل در حال حفاری در نظر گرفته شود، کاملاً واضح است که جابجایی‌های شعاعی آن هنگامی که جبهه کار به آن نزدیک می‌شود، افزایش می‌یابد. این جابه‌جایی از فاصله‌ای حدود نصف قطر تونل جلوتر از جبهه کار شروع می‌شود. با پیشروی جبهه کار و نزدیک شدن آن به نقطه اندازه‌گیری، جابه‌جایی به تدریج افزایش می‌یابد و هنگامی که جبهه کار تونل منطبق بر نقطه اندازه‌گیری باشد، جابه‌جایی شعاعی حدود یک سوم حداکثر مقدار آن است. جابه‌جایی حداکثر زمانی رخ می‌دهد که جبهه کار حدود یک و نیم برابر قطر از نقطه اندازه‌گیری گذشته باشد.





شکل ۶-۴۹- الگوی جابه‌جایی شعاعی برای یک تونل در حال پیشروی

جابه‌جایی شعاعی از جلوی جبهه کار شروع شده و تا زمانی که فاصله از جبهه کار زیاد نشود، بیشینه آن رخ نمی‌دهد. در واقعیت در نزدیکی جبهه کار و درست بر روی مرز تونل، فشار شعاعی در حالت بدون نگهداری، برابر با صفر بوده، اما مقدار جابه‌جایی هنوز به بیشینه خود نرسیده است. در واقع برای تونل بدون نگهداری، جبهه کار تونل به‌عنوان یک نگهدارنده ظاهری عمل نموده و فشار نگهدارنده ظاهری، زمان پایداری کافی را تا زمان نصب سیستم نگهدارنده واقعی در تونل ایجاد می‌نماید. وقتی جبهه کار به حد کافی دور شده و این اثر حذف شود، جابه‌جایی بیشینه رخ خواهد داد.



شکل ۶-۵۰- مقطع طولی از توزیع فشار شعاعی و جابه‌جایی‌ها در داخل تونل

در جدول ۶-۱۷ روابط تحلیلی پیشنهادی برای تعیین منحنی LDP ارائه شده است. لازم به توضیح است عمده روابط ارائه شده در محیط‌های سنگی اعتبار داشته و توصیه می‌گردد برای محیط‌های خاکی از مدل‌سازی‌های عددی با قضاوت مهندسی استفاده گردد.



جدول ۶-۱۷- روابط تحلیلی برای بدست آوردن منحنی LDP

مدل رفتاری	رابطه تحلیلی	مرجع
الاستو پلاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = 0.28 + 0.72 \left[1 - \left(\frac{0.84}{0.84 + \frac{x}{R}} \right)^2 \right]$	Panet and Guenot (1982)
الاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = 0.29 + 0.71 \left[1 - \left(-1.5 \left(\frac{x}{R} \right) \right)^{0.7} \right]$	Corbeta et al. (1991)
الاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = 0.25 + 0.75 \left[1 - \left(\frac{0.75}{0.25 + \frac{x}{R}} \right)^2 \right]$	Panet (1993,1995)
الاستو پلاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = \left[1 + \exp \left(\frac{-\frac{x}{R}}{1.1} \right)^{-1.7} \right]$	Chern et al. (1998)
الاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = \frac{u_0}{u_{max}} + A_a \left(1 - e^{B_a \left(\frac{x}{R} \right)} \right), \quad x/R < 0$ $\frac{u_r}{u_{max}} = \frac{u_0}{u_{max}} + A_b \left(1 - \left(B_b + \left(\frac{x}{R} \right)^2 \right) \right), \quad x/R > 0$ $\frac{u_0}{u_{max}} = 0.229 + 0.19, \quad x/R = 0$ $A_a = -0.229 + 0.19 \quad B_a = 0.739 + 0.81$ $A_b = -0.229 + 0.81 \quad B_b = 0.399 + 0.65$	Unlu and Gercek (2003)
الاستو پلاستیک	$\frac{u_r}{u_{max}} = \frac{u_0}{u_{max}} e^{\frac{x}{R_T}}, \quad x/R_T < 0$ $\frac{u_r}{u_{max}} = 1 - \left(1 - \frac{u_0}{u_{max}} \right) e^{\left(\frac{-2x}{R_T} \right) \left(\frac{2R_p}{R_T} \right)}, \quad x/R_T > 0$ $\frac{u_0}{u_{max}} = \frac{1}{3} e^{-0.15 \left(\frac{R_p}{R_T} \right)}, \quad x/R_T = 0$	Vlachopoulos and Diederichs (2009)

۶-۸- ملاحظات طراحی فورپول در فضاهای تونلی

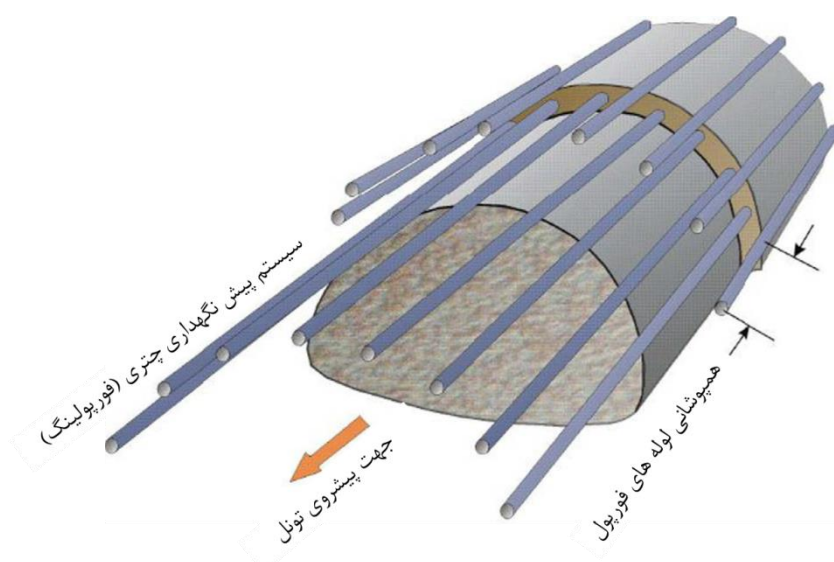
فورپلینگ از جمله روش‌ها و اقدامات مؤثر جهت کنترل نشست ناشی از حفاری تونل و کمک به پایدارسازی زمین است. در میان روش‌های متعدد پایدارسازی تونل، روش فورپولینگ به منظور افزایش پایداری تونل، کنترل نشست و تغییر



شکل‌ها و جلوگیری از آسیب‌های وارده به سازه‌های مجاور در سطح زمین کاربرد و موفقیت چشمگیری داشته است. از فورپولینگ برای تأمین اهداف زیر استفاده می‌شود:

- افزایش زمان خود ایستایی زمین به وسیله جلوگیری از سست شدگی آبی خاک و ناپایداری ناگهانی آن در جبهه کار و اطراف تونل.
- کنترل و محدود کردن گسیختگی‌های پیرامون تونل
- کاهش نیروهای وارده در جبهه کار تونل و افزایش میزان پایداری آن
- کاهش جابجایی‌های زمین و نشست‌های سطحی

در این روش، قبل از آغاز عملیات حفاری تونل، تعدادی لوله (با قطر کمتر از ۲۰۰ میلی‌متر) با زاویه‌ای مشخص نسبت به راستای طولی تونل در بالای تاج آن نصب می‌گردند (شکل ۶-۵۱). پس از نصب لوله‌ها، عملیات تزریق آغاز شده که در اثر تزریق دوغاب سیمان درون لوله‌ها و نفوذ آن از طریق منافذ ایجاد شده بر روی لوله به داخل خاک مجاور تونل، ناحیه‌ای تقویت یافته با مشخصات ژئوتکنیکی بالا متشکل از دوغاب و خاک به نام سویلکریت^۱ تشکیل می‌شود. پس از گیرش دوغاب، عملیات حفاری تونل آغاز شده و با نصب سیستم نگهدارنده اولیه تونل پس از هر گام حفاری، حفاری تا محل شروع همپوشانی لوله‌ها ادامه یافته و با نصب گام بعدی لوله‌ها مجدداً حفاری ادامه می‌یابد؛ بدین ترتیب عملیات حفاری در این حالت به دلیل وجود چتر مسلح بالای تاج تونل با افزایش پایداری خاک اطراف آن و کاهش میزان نشست‌های ناشی از حفاری تونل همراه خواهد شد که اجازه حفاری ایمن را حتی در شرایط نامساعد زمین می‌دهد. این روش با نام‌های دیگری از قبیل لوله رانی چتری^۲ نیز شناخته می‌شود.



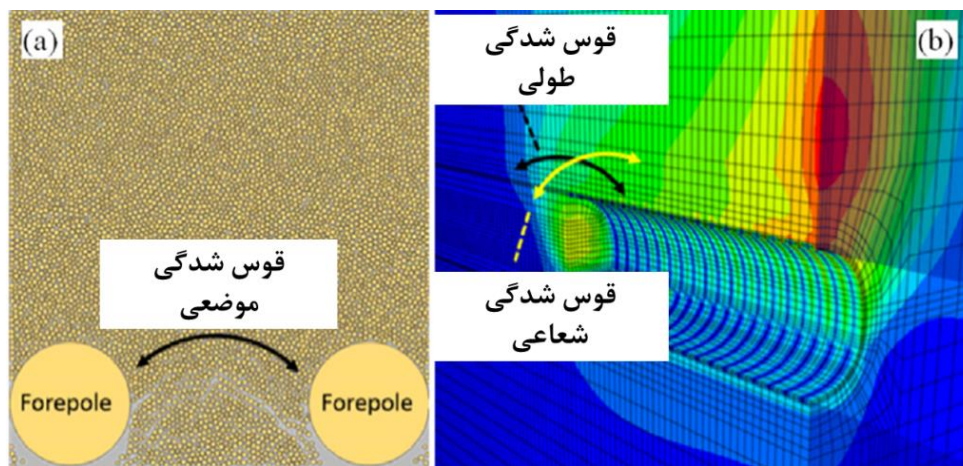
شکل ۶-۵۱- حفاری مرحله‌ای به همراه اجرای فورپولینگ.

^۱ - Soilcrete

^۲ Pipe Umbrella (Pipe Roof)



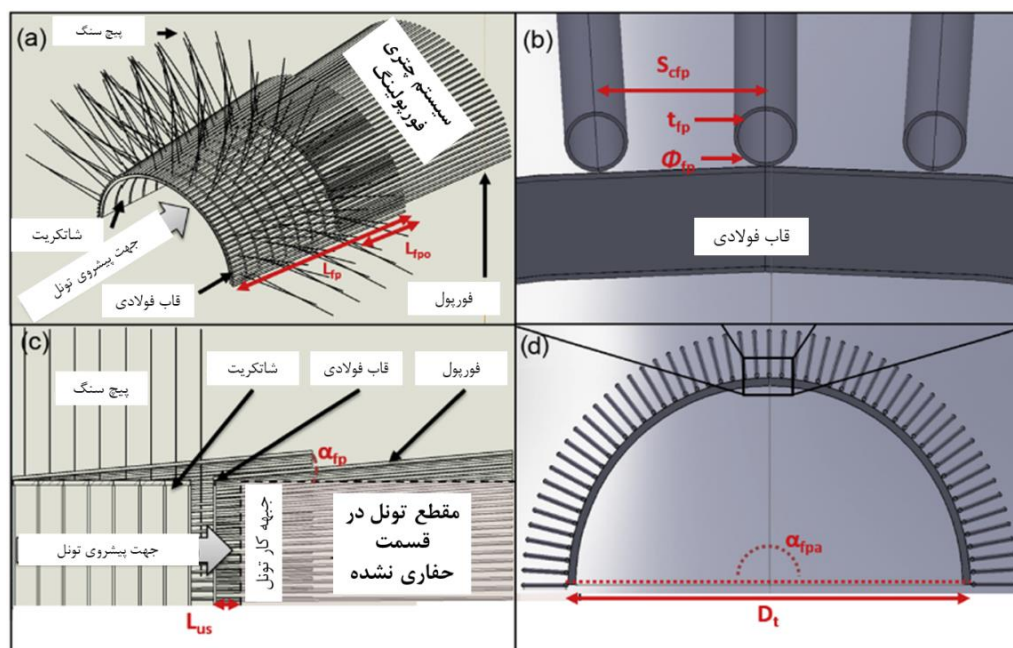
مکانیزم نگهداری با تکنیک فورپولینگ به دلیل به وجود آوردن زون مسلح قوسی در دو راستای طولی و عرضی، توانایی پایداری و کاهش جابجایی‌ها را دارد. در جهت طولی بار قسمتی که به تازگی حفاری شده توسط یک تیر که یک سر آن در زمین و سر دیگر بر روی سیستم نگهداری قرار گرفته، وارد می‌شود و در جهت عرضی، ناحیه مسلح قوسی شکل، بار زمین را تحمل می‌نماید. اندازه‌گیری‌ها و تجربیات مختلف نیز بیانگر آن بوده‌اند که این روش، جابجایی را در تاج و همچنین بارهای پوشش را کاهش داده و در نتیجه پایداری جبهه کار افزایش یافته و از صدمه به سازه‌های مجاور جلوگیری می‌کند.



شکل ۶-۵۲- ایجاد و تقویت قوس شدگی با استفاده از سیستم پیش نگهداری فورپولینگ: (a) قوس شدگی موضعی مابین لوله‌های فورپولینگ، (b) قوس شدگی طولی و شعاعی به ترتیب در پیش‌روی جبهه کار حفاری و در مقطع عرضی.

۶-۸-۱- پارامترهای طراحی فورپولینگ

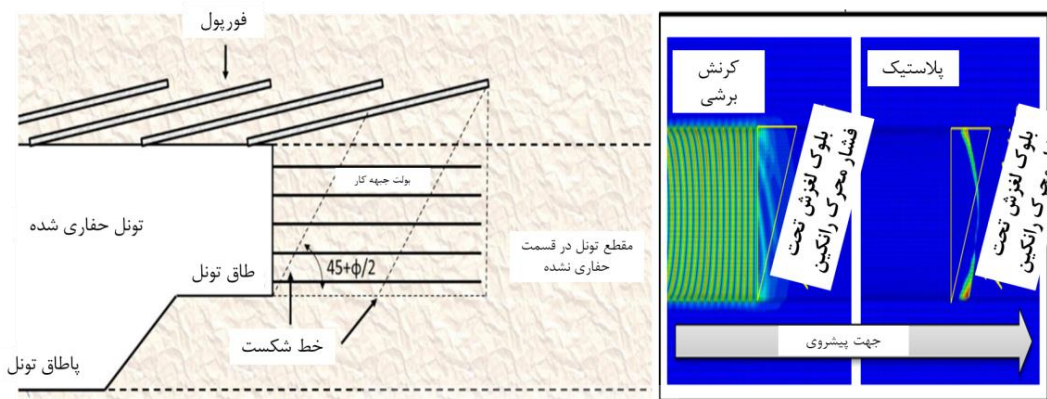
در شکل ۶-۵۳ پارامترهای طراحی فورپولینگ نشان داده شده است.



شکل ۶-۵۳- جزئیات مربوط به سیستم فورپولینگ: (الف) طرح کلی سیستم نگهداری و پیش نگهداری فورپولینگ L_{fp} طول فورپولینگ، L_{fpo} طول همپوشانی فورپولینگ، (ب) بزرگنمایی تصویر (د) S_{ctfp} فاصله مرکز تا مرکز لوله‌های فورپولینگ، t_{ftp} ضخامت لوله فورپولینگ، D_{tp} قطر خارجی لوله‌های فورپولینگ، (ج) مقطع طولی تونل α_{fp} زاویه نصب لوله‌های فورپولینگ، L_{us} طول دهانه بدون نگهداری، (د) مقطع عرضی تونل D_t قطر تونل و α_{fpa} زاویه پوشش سیستم فورپولینگ.

این پارامترها به شرح ذیل است:

- **طول فورپولینگ (L_{fp}):** طول فورپولینگ بایستی به گونه‌ای باشد تا پایداری جبهه کار را تأمین نموده و بزرگ‌تر از ارتفاع حفاری، قاعده زون ریزشی بالقوه در محدوده جبهه کار و ناحیه پلاستیک جلوی جبهه کار باشد. این طول را نمی‌توان فقط با استفاده از روش‌های عددی بدست آورد، زیرا عوامل متعدد ژئومکانیکی دیگری به همراه ملاحظات اقتصادی، دقت حفاری و تجهیزات بر انتخاب طول لوله فورپولینگ مؤثر است.



شکل ۶-۵۴- نمایی از زون بالقوه ریزشی و ناحیه پلاستیک در جلوی جبهه کار و ارتباط آن با طول فورپولینگ.



- **طول همپوشانی فورپولینگ (Lfpo):** ایجاد همپوشانی جهت انتقال مؤثرتر تنش‌ها و تضمین پایداری سیستم فورپولینگ و زمین ضروری است. به طور معمول همپوشانی فورپولینگ از صفر تا نصف طول فورپولینگ متغیر است. نتایج تحلیل‌های عددی به همراه بررسی سازه‌ای از ظرفیت باربری لوله‌های فورپول تحت بار زمین، این طول را تعیین می‌کند.
- **فاصله‌داری لوله‌های فورپولینگ (Scfp):** تعیین فاصله بهینه مابین لوله‌های فورپولینگ از منظر ایجاد قوس شدگی موضعی دارای اهمیت است. به‌طور معمول فاصله‌داری مرکز به مرکز برای فورپولینگ بین ۳۰۰ الی ۶۰۰ میلی‌متر است. میزان این فاصله بسته به میزان نیاز به ایجاد اثر قوس شدگی موضعی بین لوله‌ها تعیین می‌شود. این فاصله با توجه به ملاحظات اجرایی و نتایج تحلیل‌ها مشخص خواهد شد.
- **قطر و ضخامت لوله فورپولینگ (Dfp و tfp):** قطر خارجی لوله‌های فورپولینگ از ۶۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر متغیر است، درحالی‌که ضخامت لوله‌ها از ۴ الی ۲۵ میلی‌متر است و با استفاده از مدل‌سازی عددی و تحلیل‌های سازه‌ای، می‌توان ابعاد بهینه لوله‌های فورپولینگ را تعیین نمود.
- **زاویه نصب فورپولینگ (α_{fp}) و طول دهانه بدون نگهداری (LUS):** تا آنجا که از نظر اجرایی امکان‌پذیر است، لوله‌های فورپولینگ با حداقل زاویه نصب خواهند شد. زاویه نصب فورپولینگ به‌طور معمول بین ۳ تا ۸ درجه نسب به محور تونل است. در صورت نصب لوله‌های فورپولینگ با زاویه زیاد و نیز در صورت وقوع ریزش زمین زیر لوله فورپولینگ، پروفیل حفاری به‌صورت دندان اره‌ای درآمده که این امر موجب افزایش مقطع حفاری و نیز افزایش حجم سیستم نگهداری اولیه و هزینه‌های مربوط به آن خواهد شد. پارامتر LUS نیز بر اساس فاصله‌داری قاب‌های فولادی در سیستم نگهداری و پایداری جبهه کار حفاری تعیین می‌شود.
- **زاویه پوشش سیستم فورپولینگ (α_{fpa}):** در صورتی که هدف از اجرای فورپولینگ منحصراً جلوگیری از ریزش‌های ثقلی و ایجاد محیط امن در جبهه کار حفاری باشد، سیستم فورپولینگ در محدوده تاج تونل ($\alpha \approx 120^\circ$) اجرا خواهد شد. در شرایطی که هدف کنترل نشست‌های سطحی باشد، سیستم فورپولینگ با زاویه پوشش 180° درجه در بالای جبهه کار حفاری اجرا خواهد شد. به‌طور معمول زاویه 120° درجه به‌عنوان زاویه بهینه برای سنگ‌هوازده و زاویه 180° درجه را برای خاک پیشنهاد می‌شود. هرچند ممکن است تحلیل‌های عددی کفایت زاویه 120° درجه در خاک را نشان دهد. بررسی‌های به عمل آمده حاکی از آن است که با افزایش زاویه پوشش سیستم فورپولینگ، تمرکز تنش در دیواره‌های تونل به زیر تونل انتقال داده شده که این امر کاهش همگرایی و جابجایی‌ها را به دنبال خواهد داشت. تعیین زاویه بهینه برای پوشش فورپولینگ، بستگی به نتایج تحلیل‌های عددی دارد.



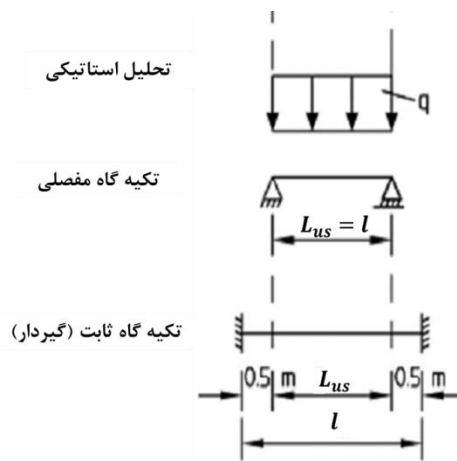
۶-۸-۲- طراحی فورپولینگ

۶-۸-۲-۱- روش تحلیلی

فورپولینگ بر روی دو تکیه‌گاه، یکی در داخل زمین و جلوی جبهه کار و دیگری بر روی سیستم نگهداری و در پشت جبهه کار، قرار می‌گیرد. لوله‌های فورپول بایستی بار زمین (q) را در بخش بدون نگهداری، تحمل کنند. از دیدگاه طراحی سازه‌ای و بر مبنای شرایط تکیه‌گاهی، برای طراحی لوله‌ها بحرانی‌ترین حالات زیر را باید در نظر گرفت:

(۱) طراحی در حالت لحاظ شدن تکیه‌گاه‌های دو سر ساده

(۲) طراحی در حالت لحاظ شدن تکیه‌گاه گیردار.

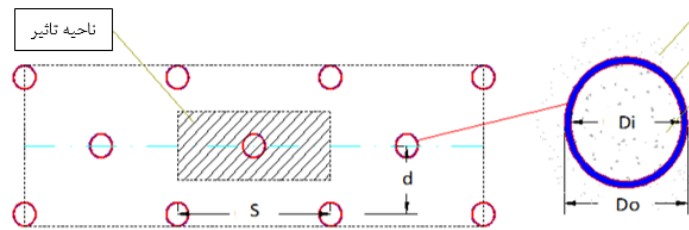


شکل ۶-۵۵- طراحی سازه‌ای سیستم فورپولینگ.

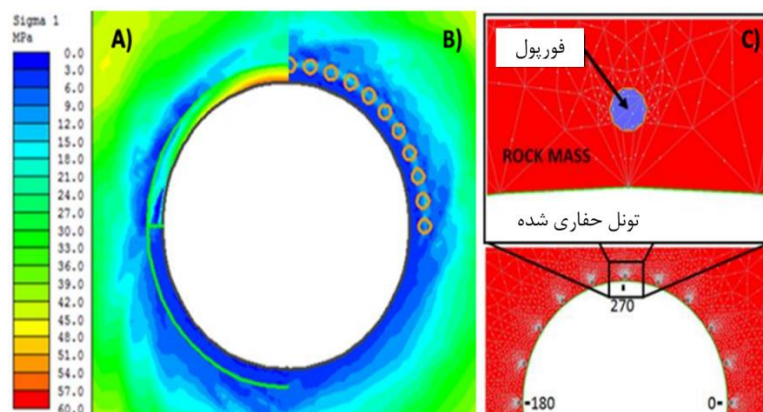
۶-۸-۲-۲- روش عددی

- **مدل‌سازی عددی دوبعدی (2D):** در مدل‌سازی عددی دوبعدی دو استراتژی وجود دارد. در استراتژی اول، زون فورپولینگ به‌صورت همگن و با خواص معادل مدل‌سازی می‌شود. در استراتژی دوم، لوله‌های فورپولینگ به‌طور صریح در مدل در نظر گرفته می‌شود. در مدل‌های نوع اول، اثر قوس شدگی شعاعی تنش در اطراف و خارج از محدوده معادل‌سازی شده فورپولینگ نشان داده می‌شود، در حالی که نمی‌توان اثر قوس شدگی موضعی مابین لوله‌های فورپولینگ را نشان داد. در حالیکه در مدل‌های دوبعدی نوع دوم می‌توان اثر قوس شدگی موضعی مابین لوله‌های فورپولینگ را مشاهده کرد. به‌طور کلی در مدل‌های عددی دوبعدی نمی‌توان اثر قوس شدگی طولی را در نظر گرفت.





شکل ۶-۵۶- ناحیه تأثیر هر میله به منظور محاسبه خواص معادل زون فورپولینگ

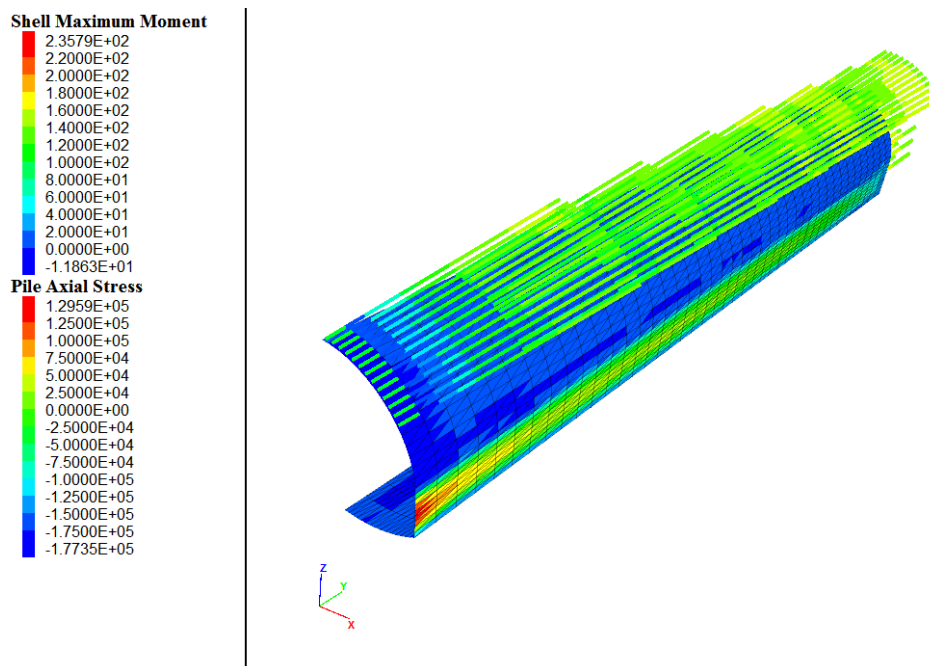


شکل ۶-۵۷- مدل سازی فورپولینگ در مدل سازی دوبعدی (A) زون معادل فورپولینگ (B و C) مدل سازی مستقیم لوله های فورپولینگ.

پیشنهاد می شود مطابق شکل ۶-۵۶ از یک میانگین گیری وزنی برای خصوصیات ناحیه معادل (مانند مدول الاستیسیته، وزن و...) استفاده شده و اثر قوس شدگی بین فورپول ها را با روابط و ملاحظات دیگری در نظر گرفت.

- **مدل سازی عددی سه بعدی (3D):** برخلاف محدودیت های مدل سازی عددی دوبعدی، در مدل سازی های عددی سه بعدی می توان اثر قوس شدگی طولی، اثر جبهه کار حفاری و شبیه سازی کامل المان های سازه ای سیستم فورپولینگ را در نظر گرفت. به منظور سهولت در مدل سازی و تحلیل در مدل سه بعدی نیز به جای مدل سازی تک تک فورپول ها، مدل سازی زون فورپولینگ به صورت همگن و با خواص معادل مجاز است.





شکل ۶-۵۸- مدل سازی سه بعدی فورپولینگ با استفاده از المان‌های سازه‌ای

۹-۶- ملاحظات طراحی ریب

استفاده از سیستم شمع و ریب به عنوان سازه نگهدارنده، در ساخت سازه‌های زیرزمینی (ایستگاه و تونل) مجاز است. طراحی شمع می‌بایست با توجه به ملاحظات بخش ۶-۳ انجام گردد. ملاحظات زیر نیز در طراحی ریب می‌بایست رعایت گردد:

- ابعاد ریب می‌بایست با توجه به ابعاد انسانی و حفاری انتخاب گردد.
- استفاده از پاشنه ریب ضروری است.
- به تشخیص طراح می‌توان از اتصال پاشنه‌های ریب در طول ایستگاه خودداری کرد. هر چند در خاک‌های سست و ریزشی پیشنهاد می‌شود کلیه پاشنه‌های ریب به یکدیگر متصل گردند.
- در طراحی ریب، لازم به رعایت حداقل آرماتور اعضای بتنی (اعم از تیر و یا ستون) نیست و تعبیه میلگرد بر مبنای نیروهای بدست آمده از مدل سازی عددی و یا تجربی کفایت می‌کند. اما میلگردگذاری باید به ترتیبی باشد که در تمام طول ریب میلگرد بالا و پایین تعبیه شده باشد.
- بررسی پایداری حفاری خود ریب می‌بایست توسط طراح انجام گردد و در صورت نیاز برای حفر ریب پایداری موقت انجام شود.
- تعبیه آرماتور گونه طبق ضوابط آیین نامه بتن ایران (آبا) در ریب الزامی است.
- اطمینان از بتن ریزی صحیح ریب‌ها الزامی است. در صورت عدم بتن ریزی صحیح (معمولاً بعد از خاکبرداری مشخص می‌شود) ترمیم بتن ریب الزامی است.



- طراحی برشی ریب الزامی است. پیشنهاد می‌شود حداقل آرماتور برشی با قطر ۱۲ میلی‌متر و در فواصل ۴۰۰ میلی‌متر در کل طول ریب استفاده گردد.
- طراحی شاتکریت بین ریب‌ها، می‌تواند با توجه به ملاحظات بخش ۶-۳-۷ انجام گردد. همچنین بار طراحی می‌تواند از مدل‌سازی عددی تعیین گردد. به جای استفاده از روابط بخش ۶-۳-۷ طراح مجاز است با مدل‌سازی عددی حداقل دو ریب در جهت عرضی ایستگاه با المان مناسب (مانند کلاستر) و شاتکریت بین دو ریب با المان صفحه‌ای نیروهای طراحی را تعیین و میلگرد مناسب در شاتکریت تعبیه نماید.



فصل ۷

ملاحظات طراحی سازه اصلی



۷-۱- مقدمه

در این فصل ملاحظات عمومی مربوط به سازه اصلی ایستگاه‌های قطار شهری ارائه می‌گردد. جهت طراحی و کنترل پایداری سازه دیوارهای حائل به نشریه ۳۰۸ مراجعه شود.

بارگذاری سازه می‌بایست بر اساس مبانی فصل سوم و چهارم انجام گردد.

به منظور کنترل اثر زلزله در راستای طولی ایستگاه و یا تونل استفاده از درز سازه‌ای در فاصله‌های متناسب پیشنهاد می‌گردد. اگرچه با نظر طراح می‌توان تحلیل‌های دقیق لرزه‌ای در راستای طولی نیز انجام داد. تحلیل لرزه‌ای در راستای طولی نیز می‌تواند به وسیله روش‌های پیچیده چون تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، یا هر روش ساده شده بر اساس مراجع معتبر انجام گردد. همچنین نوع مدل‌سازی نیز می‌تواند شامل مدل‌سازی پیچیده ۳ بعدی و با در نظر گرفتن کلیه ویژگی‌های سازه و خاک و یا مدل‌سازی بر اساس تونل بر بستر ارتجاعی و یا هر روش ساده شده بر اساس مراجع معتبر باشد. جزئیات آب‌بندی درزها می‌بایست بر اساس نشریه مرتبط سازمان برنامه و بودجه کشور در نظر گرفته شود. سازه‌های زیرزمینی ایستگاه مترو عمدتاً به صورت بتنی طرح و اجرا می‌شوند. لذا مبنای اصلی طراحی سازه اصلی، آخرین ویرایش آیین‌نامه بتن ایران (آبا) است. در هر حال استفاده از آیین‌نامه ACI (آخرین ویرایش) نیز مجاز است. برای بخش فولادی نیز آخرین ویرایش مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به عنوان مرجع اصلی طراحی است. در این بخش نیز استفاده از آیین‌نامه AISC (از ویرایش ۲۰۱۰ به بعد) مجاز است.

هدف از ارائه این بخش تعیین حداقل ضوابط برای ایستگاه‌های مترو است و باید در هماهنگی با سایر آیین‌نامه‌های موجود و به خصوص آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در نظر گرفته شود.



پارامترها

علامتی که در این قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرند به تبع آیین‌نامه بتن ایران به شرح زیر هستند:

واحد	تعریف	علامت اختصاری
mm^2	مساحت کل مقطع بتن احاطه شده در ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی در دیوارها، و مساحت کل مقطع بتن در دیافراگم‌ها که نباید از حاصل ضرب ضخامت دیافراگم در عرض آن فراتر رود.	A_{cv}
mm^2	سطح مقطع ناخالص یک عضو بتنی. در یک مقطع مجوف فضای خالی منظور نمی‌شود.	A_g
mm^2	حداقل مساحت آرماتور کششی در خمشی	$A_{s,min}$
mm^2	مساحت کل آرماتور طولی	A_{st}
mm^2	مساحت آرماتور برشی در فاصله S	A_v
mm^2	حداقل مساحت آرماتور برشی در فاصله آرماتورگذاری عرضی S	$A_{v,min}$
mm	عرض مؤثر بال مقطع T شکل	b_f
mm	محیط مقطع بحرانی برای برش دو طرفه در دال‌ها و شالوده‌ها	b_o
mm	عرض مؤثر دال مقاوم در برابر لنگر خمشی $\gamma_f M_{sc}$	b_{slab}
mm	عرض جان تیر یا قطر در مقطع دایره‌ای	b_w
mm	بُعد مقطع بحرانی b_0 در راستای دهانه‌ای که در آن لنگرها تعیین می‌شوند	b_1
mm	بُعد مقطع بحرانی b_0 در راستای عمود بر b_1	b_2
mm	فاصله دورترین تار فشاری بتن از مرکز ثقل آرماتور کششی طولی	d
mm	قطر اسمی میلگرد یا مفتول	d_b
MPa	مقاومت فشاری مشخصه بتن	f'_c
MPa	مدول گسیختگی بتن	f_r
MPa	مقاومت مشخصه تسلیم آرماتور	f_y
MPa	مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای عرضی	f_{yt}
mm	ضخامت، ارتفاع یا عمق کلی عضو	h
mm	ارتفاع کل دیوار از پای آن تا بالا، یا ارتفاع آزاد قطعه دیواری یا دیوار پایه مورد نظر	h_w
mm^4	ممان اینرسی مقطع کل بتن حول محور ثقل بدون در نظر گرفتن آرماتورها	I_g

k	ضریب طول مؤثر در اعضای فشاری	-
l	طول دهانه تیر یا دال یک طرفه. طول آزاد طره	mm
l_a	طول مهار اضافی میلگرد فراتر از محور تکیه‌گاه یا نقطه عطف	mm
l_c	طولی عضو فشاری از مرکز به مرکز گره‌های انتهایی	mm
l_d	طول گیرایی کششی میلگرد آجدار، مفتول آجدار و مفتول‌های جوش شده آجدار یا ساده	mm
l_n	طول دهانه آزاد، اندازه‌گیری شده بر تا بر تکیه‌گاه‌ها	mm
l_u	طول مهار نشده ستون یا دیوار	mm
l_w	طول کل دیوار یا طول قطعه دیواری یا دیوار پایه در راستای نیروی برشی	mm
l_1	طول دهانه در راستایی که لنگرها تعیین می‌شود، اندازه‌گیری شده از فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها	mm
l_2	طول دهانه در راستای عمود بر l_1 ، اندازه‌گیری شده از فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها	mm
M_n	مقاومت خمشی اسمی مقطع	N .mm
M_{sc}	لنگر ضریب‌دار دال که ستون در گره اتصال در برابر آن مقاومت می‌کند	N .mm
M_u	لنگر ضریب‌دار در مقطع یک عضو	N .mm
N_u	نیروی محوری ضریب‌دار عمود بر مقطع که هم‌زمان با V_u یا T_u بر آن وارد می‌شود و در اعضای فشاری مثبت و در اعضای کششی منفی در نظر گرفته می‌شود.	N
P_n	مقاومت اسمی فشاری محوری عضو	N
P_o	مقاومت اسمی محوری عضو، بدون برون‌محوری	N
S	فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی یا عرضی و مهارها	mm
S_w	فاصله آزاد بین جان‌های مجاور	mm
S_n	مقاومت اسمی خمشی، برشی، محوری، پیچشی یا اتکایی مقطع	-
T_n	مقاومت اسمی پیچشی مقطع	N .mm
T_u	لنگر ضریب‌دار پیچشی در مقطع	N .mm
U	مقاومت مورد نیاز عضو یا مقطع جهت مقابله با بارهای ضریب‌دار یا آثار ناشی از آن‌ها	-
ν_c	تنش متناظر با مقاومت اسمی برش دو طرفه که با بتن ایجاد شده است	MPa
ν_n	تنش معادل بتن متناظر با مقاومت اسمی برش دو طرفه دال یا شالوده	MPa
V_u	حداکثر تنش ضریب‌دار برش دو طرفه که حول پیرامون مقطع بحرانی مورد نظر محاسبه می‌شود.	N



V_c	مقاومت اسمی برشی که با بتن ایجاد شده است.	N
V_n	مقاومت اسمی برشی	N
V_u	نیروی برشی ضریب‌دار در مقطع	N
w_c	چگالی یا واحد وزن بتن معمولی یا چگالی معادل بتن سبک	kg / m^3
α_c	ضریب معرف سهم نسبی مقاومت بتن در مقاومت اسمی برشی دیوار	-
α_f	نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط مرکزی پانل‌های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود	-
α_{fm}	مقدار متوسط α_f برای تمام تیرهای اطراف یک پانل	-
α_s	ضریب استفاده شده بار تعیین V_c در دال‌ها و شالوده‌ها	-
β	نسبت ابعاد بزرگ به کوچک: دهانه‌های آزاد در دال‌های دو طرفه، اضلاع مقطع ستون، سطح وارد شدن بار متمرکز یا عکس‌العمل و یا اضلاع یک شالوده	-
β_b	نسبت مساحت آرماتور قطع شده به کل مساحت آرماتور کششی در مقطع	-
β_{ds}	نسبت حداکثر برش ضریب‌دار ناشی از بارهای دائمی در یک طبقه به حداکثر برش ضریب‌دار در آن طبقه، در یک ترکیب بار	-
γ_f	ضریب استفاده شده جهت تعیین نسبیتی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با خمش دال منتقل می‌شود.	-
γ_s	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از آرماتور که باید در نوار مرکزی شالوده قرار داده شود.	-
γ_v	ضریب استفاده شده جهت تعیین بخشی از M_{sc} در اتصال دال به ستون که با برون‌محوری برش منتقل می‌شود.	-
ε_t	کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتورهای کششی طولی در مقاومت اسمی، بدون کرنش‌های ناشی از وارفنگی، جمع شدگی و دما.	-
ε_{tv}	مقدار کرنش خالص کششی در آخرین ردیف آرماتورهای طولی که برای تعریف یک مقطع کنترل شده با فشار استفاده می‌شود.	-
λ	ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک نسبت به بتن معمولی با مقاومت فشاری یکسان.	-
ρ	نسبت A_s به bd	-



نسبت مساحت آرماتور طولی قائم توزیع شده در دیوارها به مساحت سطح مقطع کل بتن عمود بر آن‌ها.	ρ_l	-
نسبت مساحت آرماتور عرضی توزیع شده، آرماتور افقی، به مساحت سطح مقطع کل بتن عمود بر آن‌ها.	ρ_t	-
ضریب کاهش مقاومت	ϕ	-

۷-۱-۱-۱ ملاحظات کلی

- برای سازه و جزئیات آن‌ها از جمله مشخصات مصالح، ضرایب کاهش مقاومت، ارزیابی مقاومت اعضا، طراحی دال‌ها، طراحی تیر و ستون و دیوارها، طراحی فونداسیون، اتصالات اعضا، مهار در بتن، قطع و خم آرماتور می‌توان به آیین‌نامه بتن ایران (آبا) مراجعه کرد. با این حال ممکن است در بخش‌های بعدی مواردی به آیین‌نامه بتن ایران (آبا) اضافه شده باشد.
 - کلیه ملاحظات مربوط به بارگذاری و ملاحظات لرزه‌ای در فصل سوم و چهارم این دستورالعمل ارائه شده است که می‌بایست در تحلیل و طراحی در نظر گرفته شود. ملاحظات لرزه‌ای ایستگاه‌های روزمینی نیز مطابق فصل چهارم می‌بایست در نظر گرفته شود.
 - در خصوص طراحی روسازه‌هایی که بر روی ایستگاه‌های مترو زیرزمینی ساخته می‌شوند نکات زیر حائز اهمیت است.
- الف- تحلیل این سازه‌ها مطابق بند ۳-۳-۵-۹ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم باید صورت گیرد. عموماً حالت خاص بند ۳-۳-۵-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ حاکم است.
- ب- در صورت حاکم بودن بند ۳-۳-۵-۹-۲ استاندارد ۲۸۰۰ روسازه به صورت مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته می‌شود و مطابق با روال عادی استاندارد ۲۸۰۰ تحلیل می‌شود و در تعیین نیروها تمامی پارامترهای مربوط به بخش رو سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- سازه ایستگاه زیرزمینی نیز به صورت مجزا و با در نظر گرفتن پارامترهای طراحی مربوط به ایستگاه مترو تحلیل می‌شود با این تفاوت که عکس‌العمل روسازه نیز به سازه ایستگاه مترو زیرزمینی اثر داده می‌شوند. انتقال نیروهای زلزله از روسازه به زیرسازه باید در نسبت R_u/p روسازه به زیرسازه ضرب شوند که این ضریب نباید کمتر از یک در نظر گرفته شود. R_u ضریب رفتار و p ضریب نامعینی هر یک از سازه‌هاست که مطابق استاندارد ۲۸۰۰ تعریف شده‌اند. در انتقال نیرو به سازه زیرزمینی مفاد مربوط به ضریب رفتار سازه زیرزمینی مطابق بخش ۴-۳-۸ د استاندارد ۲۸۰۰ باید رعایت گردد.



۷-۱-۲- اجزای سیستم‌های سازه‌ای

سیستم‌های سازه‌ای به مجموعه‌ای از اجزای به هم پیوسته سازه‌ای اطلاق می‌شود که به طور مشترک برای عملکرد خاصی طراحی می‌گردند. ضوابط این فصل الزاماتی را پوشش می‌دهد که باید در طراحی این سیستم‌ها رعایت شوند.

اجزای سیستم‌های سازه‌ای شامل یک یا چند مورد از موارد زیر هستند:

الف- کف‌ها و سقف‌ها شامل دال‌های یک طرفه و دو طرفه؛

ب- تیرها و تیرچه‌ها؛

پ- ستون‌ها؛

ت- دیوارها؛

ث- دیافراگم‌ها؛

ج- شالوده‌ها؛

چ- اتصالات و مهارها (برای انتقال بار از یک عضو به دیگری لازم هستند).

مجدداً تأکید می‌گردد طراحی اجزا در سیستم‌های سازه‌ای باید بر اساس ضوابط این دستورالعمل صورت گیرد و در مواردی که دستورالعمل حاضر مسکوت است، می‌توان به آیین‌نامه‌هایی همچون آیین‌نامه بتن ایران و ACI در خصوص سازه‌های بتنی و نیز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و AISC در خصوص سازه‌های فولادی مراجعه کرد. اجزا سیستم‌های سازه‌ای باید طوری تنظیم و طراحی شوند که بارهای ضریب‌دار را در ترکیب‌های طراحی، بدون تجاوز از مقاومت طراحی مربوطه عضو، از طریق یک یا چند مسیر پیوسته تا تکیه‌گاه‌ها هدایت کنند.

۷-۱-۳- درزهای سازه‌ای

اطلاعات و توضیحات درباره انواع درزها در نشریه مرتبط سازمان برنامه و بودجه کشور، با عنوان ساخت سازه‌های قطار شهری با بتن آب‌بند و بادوام ارائه شده است. مهندس طراح موظف به رعایت الزامات مربوط به درزها از نشریه مربوطه است.

۷-۱-۴- ملاحظات تحلیل و مدل‌سازی ایستگاه‌های قطار شهری

- استفاده از روش‌های تحلیل ارائه شده در آیین‌نامه بتن ایران شامل تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول، تحلیل خطی الاستیک مرتبه دوم، تحلیل غیر الاستیک و تحلیل به روش اجزا محدود، با در نظر گرفتن محدودیت و شرایط هر یک آن‌ها مجاز است.



- با توجه به اینکه در ایستگاه‌های زیرزمینی دال‌ها علاوه بر بار ثقلی، در معرض بارهای جانبی خاک و زلزله نیز قرار دارند استفاده از روش‌های خاص ارائه شده برای تحلیل دال‌ها تحت بار ثقلی شامل طراحی مستقیم، طراحی قاب معادل و روش پلاستیک مجاز نیستند.

۱-۴-۱-۷ مدل‌سازی

- برای تحلیل سازه‌ها می‌توان آن‌ها را به مدل‌های ساده شده‌ای مرکب از اعضای میله‌ای، اعضای صفحه‌ای و اعضای سه‌بعدی، مطابق موارد (الف) تا (پ) زیر تبدیل کرد.

الف- اعضای میله‌ای

اعضایی هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد به طور قابل ملاحظه از دو بعد دیگر بزرگ‌تر باشد؛ و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با هم نداشته باشند. در این اعضا فاصله‌ی بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد. تیرها، ستون‌ها، مهار بندها، و قوس‌ها از جمله اعضای میله‌ای می‌باشند.

ب- اعضای صفحه‌ای

- اعضای هستند که در آن‌ها یکی از ابعاد (ضخامت) به طور قابل ملاحظه کوچک‌تر از دو بعد دیگر باشد. دال‌ها، دیافراگم‌ها، تیر تیغه‌ها، شالوده‌های غیر ضخیم، و پوسته‌ها از جمله اعضای صفحه‌ای می‌باشند.

پ- اعضای سه‌بعدی

اعضایی هستند که در آن‌ها هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر نداشته باشد. شالوده‌های ضخیم، پوسته‌های ضخیم و اعضای با بتن حجیم از جمله اعضای سه‌بعدی می‌باشند.

- سختی نسبی اعضا در مدل‌های سیستم‌های سازه‌ای باید مبتنی بر فرضیات منطقی و منسجم تعیین شوند؛ و در آن‌ها اثرات ترک‌خوردگی در طول عضو، و نیز سختی‌های خمشی و پیچشی عضو منظور گردد.
- در مدل تحلیلی باید تغییرات در مقطع تیرها و ستون‌ها، مانند ماهیچه‌ها و دستک‌ها، منظور شود.
- تیر عضوی میله‌ای است که عمدتاً تحت خمش و برش بوده و مقدار نیروی محوری در آن‌ها کمتر از $0.1 f_c A_g$ باشد.
- ستون عضوی میله‌ای است که عموماً به صورت قائم بوده و علاوه بر نیروی فشاری می‌تواند تحت خمش، برش و پیچش نیز قرار گیرد.

عموماً مدل‌های دوبعدی پاسخگوی نیازهای طراحی هستند. اما مدل تحلیلی سه‌بعدی اجزا محدود یا تفاضل محدود، هنگامی که استفاده از فرضیات دوبعدی مجاز نیست، الزامی است. استفاده از مدل‌های سه‌بعدی در محل سهراهی‌های تونل‌ها، تقاطع رمپ و ایستگاه‌ها، پرتال‌ها، محل بازشوهای دیوار و یا کف‌های ایستگاه‌ها، دیوار برگشتی و محل تقاطع سازه با مقاطع متفاوت پیشنهاد می‌شود.



۷-۱-۴-۲- مشخصات مقطع اعضا برای بارهای ضریب دار

مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول ۷-۱ و یا جدول ۷-۲ محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، در جدول ۷-۲ ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار است. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض مؤثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

جدول ۷-۱- ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار بر اساس نیروی محوری عضو

ضریب ترک‌خوردگی خمشی	نیروی محوری المان
۰/۳۵	کمتر از $f_c A_g$ و ۰/۱
۰/۵	بین $f_c A_g$ و ۰/۱
۰/۷	بیشتر از $f_c A_g$ و ۰/۵

جدول ۷-۲- مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35 I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right)$	$0.875 I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25 I_g$	$(0.10 + 25 \rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

تبصره: در اعضای خمشی ممتد می‌توان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای P_u و M_u باید مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر، و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، منظور نمود.

- در استفاده از جداول ۷-۱ و ۷-۲ توجه به نکات زیر ضروری است:

الف) کاهش سختی محوری و برشی در اعضا بتن‌آرمه موضوعیت ندارد.

ب) در محاسبه ضریب ترک‌خوردگی ستون و دیوار بر اساس جدول ۷-۴ مقادیر P_u و M_u از یک ترکیب بار بارگذاری مشخص بدست می‌آیند و یا ترکیبی از این دو پارامتر که کوچک‌ترین مقدار ممان اینرسی را به دست دهد.

ت) برای اعضا خمشی سراسری مقدار ممان اینرسی را می‌توان برابر متوسط مقادیر بدست آمده از رابطه مربوط ممان اینرسی به تیر و دال در نظر گرفت.



- در تحلیل برای بارهای زلزله می‌توان ممان اینرسی کلیه اعضا را برابر $I_g/5$ در نظر گرفت؛ یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی مؤثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نماید، محاسبه نمود.
- در صورتی که اعضای صفحه‌ای مانند دال‌ها، علاوه بر بار خمشی تحت نیروی فشاری نیز قرار گیرند، ضریب ترک‌خوردگی آن‌ها طبق جدول ۷-۳ محاسبه گردد.

۷-۱-۴-۳- مشخصات مقطع اعضا برای بارهای بهره‌برداری

- برای محاسبه خیزهای آنی و دراز مدت اعضا تحت اثر بارهای قائم، باید آنالیز ترک‌خوردگی صورت گیرد و در این صورت هیچ‌گونه کاهش سختی در اعضا لحاظ نمی‌شود. محاسبه و کنترل خیز اعضا طبق ضوابط فصل ۱۹ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)) محاسبه می‌گردد.

۷-۱-۴-۴- ضرایب کاهش مقاومت

- ضریب‌های کاهش مقاومت، Φ ، بر اساس جدول ۷-۳ تعیین می‌شود.

جدول ۷-۳- ضریب‌های کاهش مقاومت Φ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

Φ	وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع
۰/۹۰	(۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری
۰/۷۵	الف) مقاطع کشش- کنترل
۰/۶۵	ب) مقاطع فشار- کنترل
۰/۶۵	- اعضای با دورپیچ
۰/۶۵-۰/۹۰	- سایر اعضا
۰/۷۵	پ) مقاطع در ناحیه انتقال
۰/۷۵	(۲) برش
۰/۷۵	(۳) پیچش
۰/۶۵	(۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۰/۸۵	(۵) نواحی مهار پی کشیده
۰/۷۵	(۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)
۰/۷۵	(۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند
۰/۹۰	(۸) اجزای اتصالات اعضای پیش‌ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.
۰/۶۰	(۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)
۰/۴۵-۰/۷۵	(۱۰) مهار در عناصر بتنی

مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع کشش- کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم زمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که کرنش حداکثر در دورترین تار فشاری بتن ϵ_{cu} ، به مرز ۰/۰۰۳ می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ϵ_t ، بزرگ‌تر یا مساوی



$\varepsilon_{ty} + 0.003$ باشد. کرنش تسلیم دورترین ردیف آرماتورهای کششی است؛ و برای میلگردهای آجدار از تقسیم تنش تسلیم بر مدول الاستیسیته فولاد تعیین می‌شود. برای محاسبه ε_t باید از روابط تعادل نیروی‌های کششی و فشاری در مقطع و توزیع خطی کرنش بین ناحیه فشاری و کششی استفاده کرد.

مقاطعی که تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری قرار گرفته‌اند، در حالتی یک مقطع فشار-کنترل تلقی می‌شوند که در آن‌ها هم‌زمان با لحظه گسیختگی مقطع و وقتی که ε_{cu} به مرز 0.003 می‌رسد، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع، ε_t ، کوچک‌تر یا مساوی با ε_{ty} باشد. برای آرماتور S420، اجازه داده می‌شود که این حد کرنش برابر با 0.002 در نظر گرفته شود. برای محاسبه ε_t باید از روابط تعادل نیروی‌های کششی و فشاری در مقطع و توزیع خطی کرنش بین ناحیه فشاری و کششی استفاده کرد.

اگر در مقطع تحت لنگر خمشی، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری، هم‌زمان با لحظه گسیختگی، کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی بین حد کرنش فشار-کنترل، ε_{ty} ، و حد کرنش کشش-کنترل، $\varepsilon_{ty} + 0.003$ ، قرار گیرد، مقطع در ناحیه انتقال منظور می‌شود. برای مقطع انتقالی، ضریب کاهش مقاومت با درون‌یابی خطی بین حالت‌های قبلی، بر اساس رابطه‌های $7-24$ و $7-25$ محاسبه می‌شود. برای این مقطع همچنین اجازه داده می‌شود که از Φ مربوط به مقطع فشار-کنترل استفاده گردد.

$$\phi = 0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \quad (1-7)$$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003} \quad (2-7)$$

۷-۴-۵- ارزیابی مقاومت مقطع

- مقاومت اسمی مقاطع تحت اثر نیروهای مختلف داخلی اختصاص داشته و شامل موارد زیر است:

الف- مقاومت خمشی؛

ب- مقاومت محوری و یا مقاومت توأم خمشی-محوری؛

پ- مقاومت برشی یک طرفه؛

ت- مقاومت برشی دو طرفه؛

ث- مقاومت پیچشی؛

ج- مقاومت اتکایی؛

چ- مقاومت برش اصطکاکی

روش طراحی اعضای بتن‌آرمه، روش "طرح مقاومت" است؛ و مقاومت طراحی یک مقطع برابر با حاصل ضرب مقاومت اسمی، S_n ، در ضریب کاهش مقاومت مرتبط، Φ ، است. طراحی مقاطع در روش "طرح مقاومت" بر مبنای تأمین رابطه‌ی $\Phi S_n \geq U$ صورت می‌گیرد.



طرح مقطع بتن آرمه طوری انجام می‌شود مقاومت طراحی، ΦS_n ، از مقاومت مورد نیاز، U ، کمتر نباشد. این رابطه برای طراحی مقاطع بتن آرمه به صورت تفصیلی برای کنترل لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی و نیروی محوری فشاری، به ترتیب در رابطه‌های زیر بیان می‌شوند:

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (۳-۷)$$

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (۴-۷)$$

$$\Phi T_n \geq T_u \quad (۵-۷)$$

$$\Phi P_n \geq P_u \quad (۶-۷)$$

در رابطه‌های فوق، M_n ، V_n ، T_n و P_n به ترتیب مقاومت خمشی اسمی، مقاومت برشی اسمی، مقاومت پیچشی اسمی و مقاومت فشاری اسمی مقطع هستند که بر اساس فرضیات و معادلات مبتنی بر روش طرح مقاومت که در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ارائه می‌شود، محاسبه می‌گردند. همچنین مقاومت‌های مورد نیاز M_u ، V_u ، T_u و P_u به ترتیب لنگر خمشی، نیروی برشی، لنگر پیچشی، و نیروی محوری نهایی هستند که با تحلیل الاستیک سازه تحت بارهای ضریب‌دار به دست می‌آیند.

برای تعیین روابط و جزئیات هر یک پارامترهای فوق می‌توان به فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) (تجدید نظر اول) مراجعه نمود.

۷-۱-۵ - دال‌های یک طرفه و دو طرفه

از آنجا اعضای به کار رفته در سازه ایستگاه قطار شهری عمدتاً دال هستند در این بخش ضوابط حداقل مربوط به طراحی دال‌های بتن آرمه ارائه می‌گردد. رعایت کلیه ضوابط این بخش در کنار ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ضروری است.

دال یک طرفه در یک امتداد برای تحمل خمش طراحی و آرماتورگذاری می‌شود. که شامل موارد زیر است:

- الف- دال‌های یک پارچه؛
- ب- دال‌های غیر مرکب در جاریز روی عرشه‌ی فولادی؛
- ت- دال‌های مرکب بتنی، که اجزای آن به طور جداگانه ریخته شده، و طوری به یکدیگر متصل شده‌اند که به صورت یک واحد بارها را تحمل می‌کنند؛

دال‌های دو طرفه در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد؛ و در این دو امتداد آرماتورگذاری می‌شود. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای قرار گرفته بین تکیه‌گاه‌ها باشد؛ و یا به طور مستقیم روی دیوارها یا ستون‌ها بدون سرستون (دال تخت) یا با سرستون (دال قارچی) تکیه داشته باشد. نسبت ابعادی چشمه دال‌های دو طرفه کمتر از ۲ است. این سیستم دال دو طرفه شامل موارد زیر است:



- الف- دال‌های یک پارچه؛
 - ب- دال‌های مرکب بتنی؛ که در آن قطعات ترکیب شونده در محل‌های مختلف ساخته شده، ولی چنان به یکدیگر متصل می‌شوند که به صورت یک پارچه بارها را تحمل می‌کنند؛
 - پ- دال‌های اجرا شده روی کف فولادی درجا به صورت غیر مرکب با آن.
 - ت- سیستم دال با تیرچه‌های دو طرفه (دال مشبک) با و یا بدون قطعات پرکننده بین تیرچه‌ها، به شرط آن که تیرچه‌ها طبق بخش تیرچه‌های دو طرفه این فصل در دو امتداد وجود داشته باشند.
 - ث- سیستم‌های دال تخت یا دال قارچی که به طور مستقیم روی ستون تکیه دارند. این سیستم دال با رعایت همه شرایط زیر می‌تواند مشمول ضوابط این بخش قرار گیرد:
- آن قسمت از سرستون که خارج از بزرگ‌ترین مخروط یا هرم ناقص سرستون قرار دارد، از نظر سازه‌ای در نظر گرفته نشود.
 - زاویه یال‌ها یا وجوه مخروط یا هرم ناقص سرستون با محور ستون، کم‌تر از ۴۵ درجه باشد.
 - ابعاد مقطع ستون، c_1 و c_2 ، ابعاد سطح تقاطع مخروط یا هرم با دال یا کتیبه سرستون، محسوب می‌شود.

۱-۵-۱-۷ ضوابط کلی طراحی دال یک طرفه

الف- حداقل ضخامت در دال‌های یک طرفه

- برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزایی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h ، نباید از مقادیر جدول ۴-۷ (بر اساس نسبتی از طول دهانه، L) که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم 420 MPa تنظیم شده است، کمتر باشد؛ مگر آن که محاسبه خیز آن‌ها بر اساس بند ۱-۵-۱-۷ ب انجام شود. برای سایر مقادیر تنش تسلیم، مقادیر جدول ۴-۷ باید در $(0.4 + \frac{f_y}{700})$ ضرب شود.



جدول ۴-۷- حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه توپر

گاهی شرایط تکیه	گاه ساده تکیه	یک انتهای ممتد	دو انتهای ممتد	طره (کنسولی)
حداقل ضخامت	$\frac{L}{20}$	$\frac{L}{24}$	$\frac{L}{28}$	$\frac{L}{10}$

- برای دال‌های بتن آرمه ساخته شده با بتن سبک (با جرم مخصوص، w_c ، در محدوده ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر مترمکعب)، مقادیر جدول ۶-۷ باید در بزرگ‌ترین مقدار (الف) و (ب)، ضریب اصلاح بتن سبک ضرب گردد.

الف - $1.65-0.03w_c$

ب - $1/0.9$

- برای دال‌هایی که از ترکیب بتن معمولی و بتن سبک و با استفاده از شمع ساخته می‌شوند و بتن سبک در فشار قرار می‌گیرد، مقادیر جدول ۴-۷ باید مطابق بند قبل اصلاح شوند.
- اگر کف‌سازی بتنی با دال به صورت یک‌پارچه اجرا شود، یا اگر کف‌پوش به صورت مرکب با دال کف طراحی شود، ضخامت کلی دال، h ، می‌تواند شامل ضخامت کف‌پوش نیز باشد.

ب- محدودیت‌های خیز دال

- در دال‌هایی که بار سربار ناشی بارهای مرده و زنده در آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع بوده و محدودیت‌های حداقل ضخامت مندرج در بند ۲-۵-۳-۷ الف برآورده نشود، باید خیز آنی و خیز دراز مدت مطابق با ضوابط مربوط به حالت حدی بهره‌برداری (فصل ۱۹ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)) محاسبه گردد و کنترل گردد.
- در دال‌های بتنی مرکب با سربار ناشی بارهای مرده و زنده کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع، که ضوابط بند ۲-۵-۳-۷ الف تأمین می‌شود، نیازی به محاسبه خیز پس از مرکب شدن عضو نیست؛ اما لازم است خیزی که پیش از مرکب شدن عضو رخ می‌دهد، بررسی گردد؛ مگر آن که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند ۲-۵-۳-۷ الف را تأمین نماید.
- در دال‌های با سربار بیش از ۵ کیلوپاسکال مقادیر خیز باید به صورت دقیق بر اساس فصل ۱۹ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه و کنترل گردد.
- تعبیه خیز اولیه برای دال‌های با دهانه بزرگ به گونه‌ای که بتواند تغییر شکل دراز مدت ناشی از بار مرده را جبران نماید الزامی است.

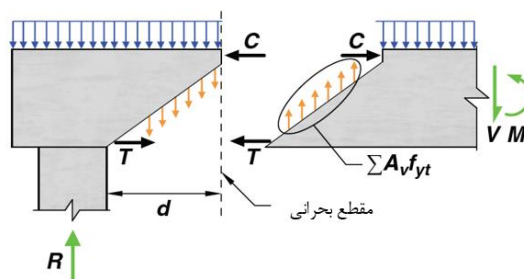
پ- بازشو در دال یک طرفه

- در طراحی دال‌های یک طرفه باید اثر بازشوهای احتمالی در نظر گرفته شود. وجود بازشو می‌تواند در مقاومت خمشی و برشی دال و همچنین ارزیابی مقطع بحرانی مؤثر باشد. وجود بازشو همچنین می‌تواند رفتار دال را از یک طرفه به دو طرفه تغییر دهد.



ت - مقاومت مورد نیاز

- مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب دار مطابق فصل سوم و چهارم محاسبه شود.
- برای هر ترکیب بار ضریب دار، باید شرایط زیر در تمام مقاطع با در نظر گرفتن اندرکنش آثار بار در نظر گرفته شود.
- الف - $\Phi M_n \geq M_u$ در همه مقاطع در طول دهانه؛
- ب - $\Phi V_n \geq V_u$ در همه مقاطع در طول دهانه.
- ضریب کاهش مقاومت، Φ ، باید مطابق با این فصل محاسبه شود.
- مقدار M_n و V_n مطابق با فصل نهم آیین نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود. در صورت رعایت ترکیب بارهای طراحی در خصوص نحوه در نظر گرفتن بار خاک در ترکیب بارها، میزان نیروی محوری هر ترکیب بار می تواند در محاسبه ظرفیت برشی برای مقابله با برش ضریب دار در همان ترکیب بار مورد استفاده قرار گیرد.
- در صورت وجود نیروی محوری قابل توجه در دال، مقاومت دال برای اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نیز می بایست کنترل گردد.
- برای دال هایی که با تکیه گاه به صورت یکپارچه ساخته شده باشند، M_u در بر تکیه گاه محاسبه می شود.
- در صورت برقراری هر سه شرط زیر، مقطع بحرانی در برش در فاصله d از بر تکیه گاه بوده، و می توان طراحی در برش را در فاصله بین بر تکیه گاه تا مقطع بحرانی، بر اساس برش در مقطع بحرانی انجام داد:
- الف - نیروی عکس العمل تکیه گاهی در جهت برش اعمالی، موجب اعمال فشار به ناحیه انتهایی دال شود.
- ب - بارها بر روی سطح فوقانی دال یا در تراز نزدیک به آن اعمال گردد.
- پ - بار متمرکز و یا گسترده خطی در فاصله بر تکیه گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد.
- در صورتی که هر یک از شرایط "الف" تا "پ" بند فوق برقرار نباشد، برش ضریب دار، V_u ، را باید در بر تکیه گاه محاسبه نمود.



شکل ۷-۱ - مقطع بحرانی در برش وقتی که بار در قسمت بالایی تیر وارد شود

- در دالی که بخشی از آن مانند بال تیر T شکل در نظر گرفته می شود، اگر میلگردهای خمشی اصلی دال موازی با محور طولی تیر باشد، باید میلگردهایی بر اساس موارد زیر در بالای دال در جهت عمود بر محور طولی تیر در

دال اضافه شوند. این ضوابط در مورد تیرچه‌ها اعمال نمی‌شود. در این حالت فاصله این میلگردها باید کمتر از Δh و 45° میلی‌متر باشد که در آن h ضخامت دال است.

- میلگردهای عمود بر محور طولی تیر باید برای مقاومت در برابر بار ضریب‌دار وارد بر بخشی از عرض دال که مانند کنسول فرض می‌شود، طراحی گردد.

- عرض مؤثر قسمت کنسولی دال را باید مطابق جدول ۵-۷ در نظر گرفت.

- در تیرهای T شکل که دارای دال یکپارچه و یا مرکب می‌باشند، عرض مؤثر بال، b_f ، باید برابر با عرض جان تیر، b_w ، به اضافه قسمتی از بال در هر طرف تیر مطابق جدول ۵-۷ در نظر گرفته شود. در این جدول h ضخامت دال و s_w فاصله آزاد بین جان تیر مورد نظر و جان تیر مجاور آن است.

جدول ۵-۷- محدودیت ابعاد برای عرض مؤثر بال از بر جان تیر T شکل

وضعیت	عرض مؤثر بال، از بر جان تیر
بال در دو طرف جان	$8h$
	$0.5s_w$
	$l_n/8$
بال در یک طرف جان	$6h$
	$0.5s_w$
	$l_n/12$

- حداقل آرماتور خمشی، A_{smin} ، باید برابر با $18A_g/100$ در نظر گرفته شود. این آرماتور حداقل باید در وجه کششی قرار گیرد. در صورتی که در ترکیب بارهای مختلف وجه کششی تغییر می‌کند حداقل آرماتور باید در هر دو وجه قرار گیرد. در صورت وجود نیروی محوری در دال، تعیین وجه کششی با احتساب این نیرو انجام پذیرد.
- میزان حداقل آرماتور در جهت عمودی بر اساس آرماتور حداقل حرارت و جمع‌شدگی نیز برابر $18A_g/100$ است که می‌تواند در دو وجه تقسیم شود.
- در همه مقاطعی که شرط $V_u > \Phi V_c$ برقرار باشد، لازم است حداقل مساحت آرماتور برشی، A_{vmin} ، تأمین شود. در صورت نیاز به آرماتور برشی، A_{vmin} باید مطابق آرماتور برشی حداقل دال‌ها مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود.
- اگر با انجام آزمایش مشخص شود که مقادیر M_n و V_n بدون استفاده از آرماتور برشی قابل تأمین هستند، نیازی به رعایت بند قبل نیست. در این آزمایش باید آثار نشست نامتقارن، انقباض، خزش، و تغییرات درجه حرارت به طور واقع بینانه منظور گردد.
- در دال‌های یک طرفه درجاریز حداقل یک چهارم آرماتورهای مربوط به حداکثر لنگر مثبت، باید به‌عنوان آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای، در دال ادامه داده شوند.



- در دال‌های یک طرفه درجاریز آرماتورهای طولی یک‌پارچگی سازه‌ای که به تکیه‌گاه‌های ناپیوسته می‌رسند، باید به گونه‌ای مهار شوند تا در بر تکیه‌گاه، تنش کششی تسلیم آن‌ها تأمین شود.
- اگر در ادامه دادن آرماتورهای یک‌پارچگی سازه‌ای نیاز به وصله باشد، باید وصله را در نزدیکی بر تکیه‌گاه‌ها به کار برد. وصله‌ها می‌توانند به صورت مکانیکی، جوشی، و یا پوششی کششی (کلاس B) مطابق فصل ۲۱ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) باشند.

ث- جزئیات آرماتورگذاری در دال یک طرفه

- پوشش بتن برای میلگردها باید مطابق فصل چهارم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در نظر گرفته شود.
- طول گیرایی و وصله میلگردهای آجدار و میلگردهای گروه شده باید مطابق فصل ۲۱ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) تعیین شود.
- حداقل فاصله بین آرماتورهای دال نباید از مقادیر قطر بزرگ‌ترین میلگرد، $1/33$ برابر قطر بزرگ‌ترین سنگدانه و 25 میلی‌متر کمتر باشد.
- برای دال‌های توپر، حداکثر فاصله میلگردهای طولی آجدار، s ، در مقاطع بحرانی کم‌ترین مقدار از $2h$ و 350 میلی‌متر، و در بقیه مقاطع کم‌ترین مقدار از $3h$ و 350 میلی‌متر باشد.
- نیروی کششی یا فشاری محاسبه شده در آرماتورها در هر مقطعی از دال، باید در هر طرف آن مقطع با طول گیرایی لازم تأمین شود.
- مقطع بحرانی برای کنترل طول گیرایی شامل موارد زیر است:
 - در محل تنش حداکثر؛
 - در محل‌هایی در طول دهانه که نیازی به میلگرد کششی برای مقاومت در برابر خمش نیست و در آن محل میلگردها قطع یا خم می‌شوند.
- میلگردها باید به طول بزرگ‌ترین از d و $12d_b$ ، بعد از مقطعی که نیازی به مقاومت در برابر خمش نباشد، ادامه داده شوند. ادامه‌ی آرماتور در تکیه‌گاه‌های دهانه‌های ساده و در انتهای آزاد طره‌ها ضرورت ندارد. d عمق مؤثر مقطع و d_b قطر آرماتور مقطع شده است.
- آرماتورهای خمشی کششی ادامه داده شده باید حداقل به اندازه طولی برابر با l_a بعد از نقطه خم یا قطع میلگرد کششی که در آن نیازی به مقاومت در برابر خمش نیست، ادامه یابد.
- آرماتور خمشی کششی را نباید در ناحیه‌ی کششی قطع کرد؛ مگر این که یکی از موارد زیر تأمین شده باشد.
 - در نقطه قطع میلگرد شرط $V_u \leq \left(\frac{2}{3}\right)\phi V_n$ برقرار باشد.



- برای آرماتورهای با قطر ۳۶ میلی‌متر و کمتر، میلگرد ادامه داده شده در نقطه قطع باید مساحتی دو

$$\text{برابر سطح لازم برای خمش تأمین کند و شرط } V_u \leq \left(\frac{3}{4}\right) \phi V_n \text{ برقرار باشد.}$$

- مقطع خاموت اضافی، علاوه بر آن چه برای مقاومت در برابر برش لازم است، در طولی برابر با $0.75d$ از

انتهای میلگرد قطع شده تأمین شود. مساحت خاموت اضافه نباید کمتر از $\frac{0.41sb_w}{f_{yt}}$ باشد؛ و فاصله s

نباید بیش از $\frac{d}{8\beta_b}$ باشد (β_b نسبت مساحت میلگردهای قطع شده به مساحت کل میلگردهای کششی

مقطع است).

- برای آرماتور خمشی در محل‌هایی که تنش آن مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نیست، مانند دال‌های شیب‌دار، پلکانی یا ماهیچه‌ای، و یا در جایی که آرماتور کششی موازی با وجه فشاری نیست، مهار کافی باید تأمین شود.

- در دال‌های با دهانه‌ی کمتر از ۳ متر می‌توان از شبکه سیمی جوش شده که قطر آن کمتر از ۱۶ میلی‌متر بوده، و به صورت منحنی از نقطه‌ای نزدیک به بالای دال در روی تکیه‌گاه تا نقطه‌ای نزدیک به پایین دال در وسط دهانه عبور می‌کند، استفاده شود. چنین شبکه‌ای باید به صورت ممتد از روی تکیه‌گاه (منحنی شکل) گذشته و یا در تکیه‌گاه مهار شود.

- در تکیه‌گاه‌های ساده، باید حداقل یک سوم آرماتور مربوط به حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، به داخل تکیه‌گاه ادامه یابد. برای دال‌های پیش ساخته، امتداد این آرماتورها باید حداقل تا وسط طول تکیه‌گاه ادامه یابد.

- برای سایر تکیه‌گاه‌ها، باید حداقل یک چهارم آرماتور محاسبه شده برای حداکثر لنگر مثبت در پایین دال، حداقل به اندازه 15° میلی‌متر به داخل تکیه‌گاه، ادامه یابد.

- در تکیه‌گاه‌های ساده و نقاط عطف، قطر آرماتور کششی مربوط به لنگر مثبت، باید به صورتی محدود گردد که طول مهاری آن، l_d ، شرایط زیر را تأمین نماید. در صورتی که انتهای آرماتور بعد از مرکز تکیه‌گاه‌ها به قلاب استاندارد یا مهار مکانیکی (حداقل معادل با قلاب استاندارد)، متصل باشد، نیازی به تأمین شرایط زیر نیست.

- در صورتی که انتهای میلگرد توسط نیروی عکس‌العمل فشاری محصور شده باشد:

$$l_d \leq \left(1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a \right)$$

- در صورتی که انتهای میلگرد توسط نیروی عکس‌العمل فشاری محصور نشده باشد:

$$l_d \leq \left(\frac{M_n}{V_u} + l_a \right)$$

در رابطه‌های فوق، M_n با فرض تسلیم تمام میلگردها در مقطع، و V_u نیز در همان مقطع محاسبه می‌شود.

همچنین l_a در تکیه‌گاه عبارت است از طول ادامه یافته بعد از مرکز تکیه‌گاه؛ و l_a در نقطه عطف عبارت است

از طول بعد از نقطه عطف که باید حداقل معادل با بزرگ‌ترین از مقادیر d و $12d_b$ باشد.



- حداقل یک سوم آرماتورهای مربوط به لنگر منفی تکیه‌گاهی، باید به اندازه بزرگ‌ترین مقدار d ، $۱۲d_b$ یا $l_n/16$ بعد از نقطه عطف ادامه داده شوند.

۷-۱-۵-۲- ضوابط کلی طراحی دال دو طرفه

الف - حداقل ضخامت در دال‌های دو طرفه

- برای دال‌های دو طرفه و بدون تیرهای داخلی که در تمامی لبه‌ها دارای تکیه‌گاه هستند و حداکثر نسبت دهانه بزرگ به دهانه کوچک آن‌ها برابر با ۲ است، حداقل ضخامت دال برای بارهای متعارف (سر بار مرده و زنده کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع) باید مطابق موارد زیر کنترل شود؛ مگر این که دال محدودیت‌های مربوط به خیز را مطابق بند ۷-۳-۳-۵ ب تأمین کرده باشد.

- الف - ضخامت دال از مقادیر جدول ۷-۸ کمتر نباشد.
- ب - برای دال بدون کتیبه (پهنه) برابر با ۱۲۵ میلی‌متر اختیار شود.
- پ - برای دال دارای کتیبه (پهنه) با رعایت شرایط مربوط به کتیبه دال‌ها، برابر با ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

در حالتی که تنش تسلیم آرماتور بیش از ۵۵۰ مگاپاسکال باشد، حد خیز محاسبه شده بر طبق بند ۷-۳-۳-۵ ب، باید با فرض یک مدول گسیختگی کاهش یافته برابر با $f_t = 0.42\sqrt{f_c}$ ، تأمین شود.

جدول ۷-۶ - حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی [۱]

بدون کتیبه			با کتیبه			fy [۲] (MPa)
چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	
بدون تیر لبه	با تیر لبه [۳]	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه [۳]	-	
$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/36$	
$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	۲۸۰
$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	۴۲۰
$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	۵۵۰

[۱] l_n دهانه آزاد در جهت بلند است که از بر تا بر تکیه‌گاه‌ها اندازه‌گیری می‌شود (mm).

[۲] برای fy بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون‌یابی محاسبه شود.

[۳] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_f کمتر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. α_f نسبت سختی خمشی تیر به دال است.

- ضخامت کلی دال، h ، برای دال‌های با تیرهایی در تمامی کناره‌ها بین تکیه‌گاه‌ها، باید حدود جدول ۷-۷ را تأمین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۷-۱-۵-۲ ب برآورده شود.



جدول ۷-۷- حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در همه لبه‌ها

حالت	حداقل مقدار h (mm)	$\alpha_{fm}[۱]$
(الف)	دال بدون تیر است و جدول ۷-۶- باید کنترل شود	$\alpha_{fm} \leq ۰/۲$
(ب)(۲) و (۳)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	$۰/۲ < \alpha_{fm} \leq ۲$
(پ)	۱۲۵	
(ت)(۲) و (۳)	$\frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	$\alpha_{fm} > ۲$
(ث)	۹۰	

[۱] مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه چشمه است.

[۲] l_n دهانه آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی‌متر است که از بر تا بر تیرها اندازه‌گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال است.

- در لبه‌های غیر ممتد دال، یک تیر لبه با $\alpha_f \geq ۰/۸$ باید تأمین شود؛ و یا حداقل ضخامت مورد نیاز در قسمت‌های (ب) یا (ت) جدول ۷-۷، باید حداقل ۱۰ درصد در چشمه با لبه غیرممتد افزایش یابد.
- اگر کف‌سازی بتنی با دال به صورت یکپارچه اجرا شود، یا اگر کف پوش به صورت مرکب با دال کف طراحی شود، ضخامت کلی دال، h ، می‌تواند شامل ضخامت کف پوش هم بشود.
- اگر از خاموت‌های یک یا چند شاخه به‌عنوان میلگرد برشی استفاده شود، ضخامت دال نباید از ۱۵۰ میلی‌متر و یا ۱۶ برابر قطر خاموت کمتر باشد.

ب- محدودیت‌های خیز دال دو طرفه

- خیز آنی و دراز مدت دال‌های دو طرفه باید مطابق با ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری (فصل ۱۹ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)) محاسبه و کنترل شوند مگر اینکه محدودیت‌های بند قبلی را تأمین کنند.
- خیز پس از مرکب شدن دال‌های بتنی مرکبی که ضوابط بند ۷-۱-۵-۲ الف را تأمین می‌کنند، لازم نیست محاسبه شود. خیزی که پیش از مرکب شدن دال رخ می‌دهد، باید مورد بررسی قرار گیرد؛ مگر آن که ضخامت دال پیش از مرکب شدن، ضوابط بند ۷-۱-۵-۲ الف را برآورده کند.
- در صورتی که سربار وارد بر دال از ۵ کیلوپاسکال بیشتر باشد محاسبات خیز دال باید به صورت دقیق بر اساس ضوابط فصل ۱۹ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه و کنترل گردد.
- تعبیه خیز اولیه برای دال‌های با دهانه بزرگ به‌گونه‌ای که بتواند تغییر شکل دراز مدت ناشی از بار مرده را جبران نماید الزامی است.



پ- طراحی خمشی در دال دو طرفه

- مقاومت مورد نیاز باید بر اساس ترکیب بارهای ضریب دار فصل سوم و فرایندهای تحلیل مشخص شده در این فصل محاسبه شود.
- در صورت وجود نیروی محوری قابل توجه در دال، مقاومت دال برای اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نیز می بایست کنترل گردد.
- برای دال هایی که با تکیه گاه به صورت یک پارچه ساخته می شوند، می توان M_{II} در تکیه گاه را در بر تکیه گاه محاسبه نمود.
- در محاسبه میزان M_{II} لازم است اثر لنگر تابیدگی دال در طراحی مقدار لنگر طراحی در هر امتداد مد نظر قرار گیرد. در صورت طراحی با استفاده از نرم افزارهای عددی این لنگر در طراحی در نظر گرفته می شود. به صورت ساده شده می توان میزان لنگر تابیدگی M_{xy} را با هر یک از لنگرهای M_x و M_y جمع کرد تا به میزان لنگر نهایی طراحی در هر یک جهت های X و Y رسید.
- در مواردی که بارهای ثقیلی، باد یا زلزله موجب می شوند که در اتصال دال به ستون بدون تیر، لنگر ضریب دار نامتعادل، M_{sc} ، ایجاد شود، باید بخشی از این لنگر معادل $\gamma_f M_{sc}$ با عملکرد خمشی، و باقیمانده آن از طریق اثر نیروی برشی که توسط خروج از مرکزیت اطراف ستون در دال ایجاد می شود، به ستون منتقل گردد. مقدار γ_f از رابطه $V-V$ محاسبه می شود:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (V-V)$$

b_1 : بعد مقطع بحرانی برش منگه ای در جهت دهانه ای که لنگر نامتعادل برای آن محاسبه شده

b_2 : بعد مقطع بحرانی برش منگه ای در جهت عمود بر b_1

در این حالت باید موارد زیر مد نظر قرار گیرد:

- عرض مؤثر دال، b_1 و b_2 ، باید برابر عرض ستون یا سرستون به اضافه فاصله ای در هر طرف و به اندازه $1/5$ برابر ضخامت دال یا کتیبه باشد.

در جایی که کتیبه یا سرستون وجود دارد، فاصله در هر طرف باید کمترین دو مقدار زیر باشد:

▪ $1/5$ برابر عمق کتیبه یا عمق سرستون $(1/5h)$ ؛

▪ فاصله لبه کتیبه یا سرستون به علاوه $1/5$ برابر ضخامت دال $(1/5h)$ ؛

- در مواردی که محدودیت های V_u و ε_t در جدول ۷-۸ تأمین شود، مجاز است که مقدار γ_f به حداکثر مقدار اصلاحی ارائه شده در جدول ۷-۸ افزایش یابد؛ به طوری که V_c می تواند بر اساس مقاومت برشی دو طرفه بدون آرماتور طبق فصل هشتم آیین نامه بتن ایران (آبا) محاسبه می شود. V_u نیروی برشی



ضریب‌دار در مقطع بحرانی دال است که در عملکرد دو طرفه (ناشی از بارهای ثقلی) بدون انتقال لنگر حاصل می‌شود.

- طراحی برای آن قسمت از لنگر ضریب‌دار نامتعادل (M_{sc}) که با خمش منتقل نمی‌شود، و با اثر نیروی برشی خارج از محور در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود $M_{sc} \gamma_v$ ، باید بر اساس ضوابط بند ۷-۱-۵-۲ صورت گیرد.
- تراکم میلگردها در بالای ستون، باید با کم‌تر کردن فاصله میلگردها و یا با میلگردهای اضافی تأمین شود؛ تا لنگر در عرض مؤثر دال را تحمل نماید.

جدول ۷-۸- حداکثر γ_f اصلاح شده برای دال‌های دو طرفه

موقعیت ستون	جهت دهانه	V_u	ϵ_t (در عرض b_1)	حداکثر γ_f اصلاح شده
ستون گوشه	در هر جهت	$\leq 0.5\phi V_c$	$\geq \epsilon_t + 0.003$	۱
ستون کناری	عمود بر کناره	$\leq 0.75\phi V_c$	$\geq \epsilon_t + 0.003$	۱
	موازی کناره	$\leq 0.4\phi V_c$	$\geq \epsilon_t + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$
ستون میانی	در هر جهت	$\leq 0.4\phi V_c$	$\geq \epsilon_t + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1$

ت- برش یک طرفه ضریب‌دار در دال دو طرفه

- در صورت برقراری هر سه شرط زیر، مقطع بحرانی در برش در فاصله d از بر تکیه‌گاه بوده، و می‌توان طراحی در برش را در فاصله بین بر تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی، بر اساس برش در مقطع بحرانی انجام داد:
- الف- نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی در جهت برش اعمالی، موجب اعمال فشار به ناحیه انتهایی دال شود.
- ب- بارها بر روی سطح فوقانی دال یا در تراز نزدیک به آن اعمال گردد.
- پ- بار متمرکز و یا گسترده خطی در فاصله بر تکیه‌گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد.
- در صورتی که هر یک از شرایط "الف" تا "پ" بند فوق برقرار نباشد، برش ضریب‌دار، V_u را باید در بر تکیه‌گاه محاسبه نمود.

ث- برش دو طرفه ضریب‌دار

- دال‌ها باید برای برش دو طرفه در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز و نواحی تکیه‌گاه‌ها در مقاطع بحرانی مطابق با فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) ارزیابی شوند. در صورتی که ظرفیت بتن دال برای این برش کافی نباشد



می‌توان از خاموت یا گل میخ سردار و یا کلاhek برشی استفاده کرد و مطابق با فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) به طراحی آن‌ها پرداخت.

- در صورتی که مقدار $\alpha_f \frac{l_2}{l_1}$ کمتر از یک باشد تیرهای متصل به ستون از سختی لازم برخوردار نیستند و قادر نیستند کل برش موجود در اتصال دال-تیر-ستون را منتقل کنند. در این حالت بخشی از برش توسط دال و به صورت برش دو طرفه به ستون منتقل می‌شود که باید کنترل شود. در این رابطه l_1 طول دهانه‌ای است که در امتداد آن لنگر محاسبه می‌شود و l_2 طول دهانه عمود بر آن است.
- نیروی برشی دو طرفه نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار دال منتقل شده به ستون باید مطابق موارد زیر مورد بررسی قرار گیرد:

- برای برش دو طرفه با لنگر ضریب‌دار منتقل شده به ستون، نیروی برشی ضریب‌دار، V_u ، باید در مقاطع بحرانی محاسبه شود. نیروی برشی ضریب‌دار مربوط به هر ترکیب از نیروی برشی ناشی از برش مستقیم و نیروی برشی منتقل شده به وسیله M_{sc} است؛ که γ_v طبق رابطه (۷-۸)، و M_{sc} در بند ۷-۱-۵-۲ پ تعریف شده است.

- بخشی از M_{sc} که به دلیل خروج از مرکزیت برش انتقال می‌یابد ($\gamma_v M_{sc}$)، باید در مرکز سطح مقطع بحرانی اعمال شود.

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (۷-۸)$$

- تغییرات تنش برشی ضریب‌دار ناشی از $\gamma_v M_{sc}$ ، باید به صورت خطی، حول مرکز سطح مقطع بحرانی در نظر گرفته شود.

ج- مقاومت طراحی

- برای هر ترکیب بار ضریب‌دار، مقاومت طراحی باید موارد ۱ تا ۴ را، تأمین نماید.
- ۱- $\phi M_n \geq M_u$ در همه مقاطع در طول دهانه در هر جهت.
- ۲- $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ در عرض دال (b1)
- ۳- $\phi V_n \geq V_u$ در همه مقاطع در طول دهانه در هر جهت برای برش یک طرفه.
- ۴- $\phi V_n \geq V_u$ در مقاطع بحرانی برای برش دو طرفه.
- ضریب کاهش مقاومت، ϕ ، باید مطابق با ضوابط این فصل محاسبه شود.
- M_n باید مطابق با بند فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود.
- در محاسبه M_n برای دال‌های با کتیبه، ضخامت کتیبه در زیر دال، نباید از یک چهارم فاصله لبه کتیبه تا بر ستون یا سرستون بیشتر در نظر گرفته شود.



- مقاومت برشی طراحی دال‌ها در مجاورت ستون‌ها، بارهای متمرکز یا نواحی عکس‌العمل، باید برابر با بیشترین مقدار، در حالت برش یک طرفه در هر مقطع بحرانی در صفحه‌ای در عرض کل دال و برای برش دو طرفه در مقطع بحرانی مطابق با فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود.
- V_n باید مطابق با فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود. در صورت رعایت نحوه اعمال بار خاک در ترکیب بارها، میزان نیروی محوری هر ترکیب بار می‌تواند در محاسبه ظرفیت برشی برای مقابله با برش ضریب‌دار در همان ترکیب بار مورد استفاده قرار گیرد.

ح- کتیبه دال‌ها

- در مواردی که برای کاهش حداقل ضخامت مورد نیاز یا کاهش مقدار آرماتور منفی روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود. همچنین ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد. از طرفی در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه، نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله لبه کتیبه از بر ستون یا سرستون منظور کرد.
- در مواردی که برای افزایش سطح مقطع بحرانی برش از افزایش ضخامت دال در اطراف ستون استفاده می‌شود، باید کتیبه در سطح زیرین دال اجرا شود.

خ- بازشوها در سیستم دال‌ها

- در سیستم دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه پیش‌بینی کرد؛ مشروط بر آن که با انجام تحلیل ویژه (مانند مدل‌سازی بازشو در روش‌هایی مانند اجزا محدود) بتوان نشان داد که سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به خیز را تأمین می‌کند.
- در دال‌های با تیر، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کنند؛ مگر آن که تحلیل قابل قبولی ارائه شود.
- در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط زیر را در تعیین محل و ابعاد بازشوهای دال‌های بدون تیر رعایت کرد. در تمامی موارد باید در اطراف بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی معادل با آرماتورهای قطع شده قرار داد.
- در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال، می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.
- در نواحی مشترک بین دو نوار ستون متقاطع دال، فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.
- در محل تلاقی یک نوار ستون و یک نوار میانی، فقط یک چهارم آرماتورهای هر نوار در هر جهت را می‌توان قطع کرد.



- اگر بازشو در فاصله‌ای کم‌تر از چهار برابر ضخامت دال از محیط ستون، بار متمرکز یا سطح عکس‌العمل قرار داشته باشد، اثرات بازشو باید مطابق با فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در محاسبات محیط برش پانچ در دال‌های بدون کلاhek برشی و یا دال‌های با کلاhek برشی در نظر گرفته شود.

د- آرماتورگذاری در دال‌های دو طرفه

- مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد، بر مبنای لنگرهای خمشی ضریب‌دار وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند.
- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ ، برابر با $18Ag/1000$ است. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال مورد نظر تعبیه شود. در صورتی که در ترکیب بارهای مختلف وجه کششی تغییر می‌کند حداقل آرماتور باید در هر دو وجه قرار گیرد.
- اگر تنش برشی بر روی مقطع بحرانی برش دو طرفه در اطراف ستون، بار متمرکز یا سطح عکس‌العمل، $v_{uv} > \phi 0.17 \lambda_s \sqrt{f'_c}$ باشد، $A_{s,min}$ که در عرض دال تعبیه می‌شود، باید رابطه ۷-۳۲ را تأمین نماید. در این رابطه b_{slab} مطابق بند ۷-۳-۶-۳ پ، α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود، ϕ ضریب کاهش مقاومت برش، و λ_s مطابق رابطه ۷-۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y} \quad (۹-۷)$$

$$\lambda_s = \frac{2}{\sqrt{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (۱۰-۷)$$

- پوشش بتن برای میلگردها باید مطابق فصل چهارم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در نظر گرفته شود.
- طول گیرایی و وصله میلگردهای آجدار و میلگردهای گروه شده باید مطابق فصل ۲۱ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) تعیین شود.
- حداقل فاصله S نباید از مقادیر قطر بزرگ‌ترین میلگرد، $1/33$ برابر قطر بزرگ‌ترین سنگدانه و ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.
- برای دال‌های توپر، حداکثر فاصله میلگردهای طولی آجدار، S، در مقاطع بحرانی کم‌ترین مقدار از ۲h و ۳۵۰ میلی‌متر، و در بقیه مقاطع کم‌ترین مقدار از ۲h و ۳۵۰ میلی‌متر باشد.
- در مواردی که دال بر تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها تکیه دارد، مهار میلگردهای عمود بر لبه ناپیوسته باید موارد ۱ و ۲ را تأمین نماید.

۱- میلگردهای خمشی مثبت باید تا لبه دال ادامه یابند؛ و به صورت مستقیم یا با قلاب‌دار، حداقل برابر ۱۵۰

میلی‌متر داخل تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها مهار شوند.



۲- میلگردهای خمشی منفی باید خم یا قلاب شوند؛ و یا به صورت دیگر در تیرهای لبه، ستون‌ها یا دیوارها به گونه‌ای مهار شوند که طول مهاری کافی از بر داخلی تیر لبه، ستون و یا دیوار تأمین گردد.

- در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر لبه یا دیوار منتهی نشود، و یا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

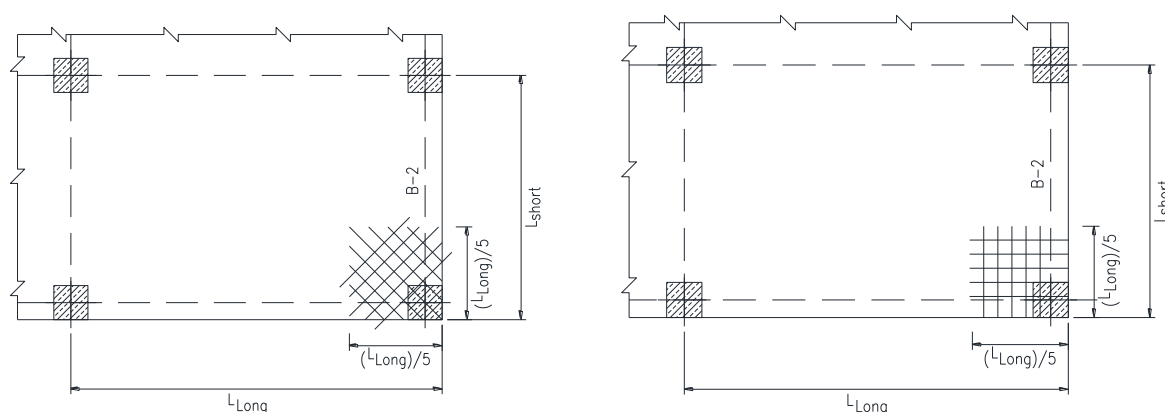
ذ- جزئیات اختصاصی آرماتور گذاری دال‌های با تیر

- برای دال‌های دو طرفه (با تیرهای میانی)، و برای دال‌های قارچی با دیوارهای لبه و یا تیرهای لبه با α_f بزرگ‌تر از یک، در گوشه‌های خارجی دال‌ها باید آرماتورهای گوشه به شرح بندهای زیر را پایین و بالای دال اضافه کرد.
- ۱- آرماتورهای گوشه به طور جداگانه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشند حداکثر لنگر خمشی مثبت دال در عرض واحد را تحمل کنند.

۲- لنگر ضریب‌دار به دلیل آثار گوشه، M_{II} ، حول محوری عمود بر قطر گذرنده از گوشه در بالای دال، و حول محوری موازی قطر گذرنده از گوشه در پایین دال فرض می‌شود.

۳- میلگردهای گوشه را می‌توان در راستای موازی با قطر در بالای دال، و در راستای عمود بر قطر در پایین دال قرار داد. هم‌چنین میلگردهای گوشه را می‌توان به صورت دو شبکه متعامد و به موازات اضلاع چشمه‌ها در گوشه‌ها، در بالا و پایین دال تعبیه نمود در این حالت می‌توان از اضافه ظرفیت آرماتور موجود استفاده کرد.

۴- آرماتورهای گوشه باید در هر امتداد، از گوشه تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگ‌تر، قرار داده شوند. حداکثر فاصله این آرماتورها، ۲ برابر ضخامت دال است.



شکل ۷-۲- آرماتور گذاری ویژه گوشه دال (حالت متعامد و مورب)

ر- جزئیات اختصاصی آرماتور گذاری دال‌های بدون تیر

- در آرماتور گذاری دال‌های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط کلی آرماتور گذاری دال‌های دو طرفه ضوابط بندهای زیر باید رعایت شوند.



- ۱- برای تعیین محل خم یا قطع کردن میلگردها باید حداقل طول‌های مندرج در شکل ۷-۱۵ رعایت شوند.
- ۲- در مواردی که طول دهانه‌های مجاور هم برابر نباشند، طول آرماتورهای منفی فراتر از بر تکیه‌گاه مطابق آن چه در شکل ۷-۳ نشان داده شده است، باید بر مبنای طول دهانه بزرگ‌تر محاسبه شود.
- ۳- خم کردن میلگردهای مثبت برای ادامه آن‌ها به عنوان آرماتور منفی به شرطی مجاز است که در تأمین طول‌های حداقل توصیه شده در شکل ۷-۳، زاویه خم بزرگ‌تر از ۴۵ درجه در نظر گرفته نشود.
- ۴- طول میلگردها نباید کوچک‌تر از مقادیر توصیه شده در شکل ۷-۳ در نظر گرفته شوند. همچنین در صورتی که دال‌ها به عنوان اعضای اصلی مقاوم در برابر بار جانبی عمل کنند، این طول باید حداقل برابر با آن چه از محاسبه به دست می‌آید، در نظر گرفته شود.
- ۵- همه میلگردهای آجدار یا سیم‌های آجدار پایین داخل نوار ستون، باید در هر جهت ادامه یابند؛ و یا با وصله مکانیکی کامل، وصله جوش شده کامل یا وصله پوششی کلاس B وصله شوند.
- ۶- حداقل دو میلگرد یا سیم آجدار پایین نوار ستون در هر جهت باید از ناحیه محدود شده به وسیله میلگردهای طولی ستون عبور نمایند، و در تکیه‌گاه‌های خارجی مهار شوند.

نوار	موقعیت	حداقل درصد A_s در مقطع	با کتیبه	بدون کتیبه
نوار ستونی	فوقانی	۵۰ درصد باقی مانده		
	تحتانی	۱۰۰ درصد		
نوار میانی	فوقانی	۱۰۰ درصد		
	تحتانی	۵۰ درصد باقی مانده		

شکل ۷-۳- حداقل طول میلگردهای آجدار در دال‌های دو طرفه بدون تیر

ز- میلگردهای برشی - خاموت‌ها

- استفاده از خاموت‌های تک پایه، U ساده، U چندگانه و خاموت بسته به عنوان میلگرد برشی مجاز است.
- در صورت استفاده از خاموت، محل قرارگیری و فاصله‌گذاری آن‌ها باید مطابق با جدول ۷-۹ باشد.

جدول ۷-۹- موقعیت اولین خاموت و محدودیت‌های فاصله‌گذاری

جهت اندازه‌گیری	تعریف اندازه‌گیری	بیشترین فاصله (mm)
عمود بر وجه ستون	فاصله از بر ستون تا اولین خاموت	$0.5d$
	فاصله بین خاموت‌ها	$0.5d$
موازی با وجه ستون	فاصله بین ساق عمودی خاموت‌ها	$2d$

۷-۱-۶- آرماتور سیستم‌های تیرچه دو طرفه

- سیستم تیرچه‌ی دو طرفه شامل ترکیب یک پارچه‌ی تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است، که برای عملکرد دو طرفه طراحی می‌شود. در صورتی که شرایط زیر برقرار نباشد این سیستم باید به صورت دال با تیر طراحی شود:

- عرض تیرچه در هر عمقی در طول آن، حداکثر برابر با ۱۰۰ میلی‌متر باشد.
- ارتفاع کلی قسمت بیرون زده تیرچه حداکثر برابر با $3/5$ برابر عرض حداقل آن باشد.
- فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها حداکثر برابر با ۷۵۰ میلی‌متر باشد.
- ضخامت دال پیوسته باید حداقل برابر با بزرگ‌ترین یکی از دو مقدار یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها یا ۵۰ میلی‌متر باشد.

مقدار V_c در این سیستم را می‌توان $1/1$ برابر مقدار محاسبه شده در فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در نظر گرفت.

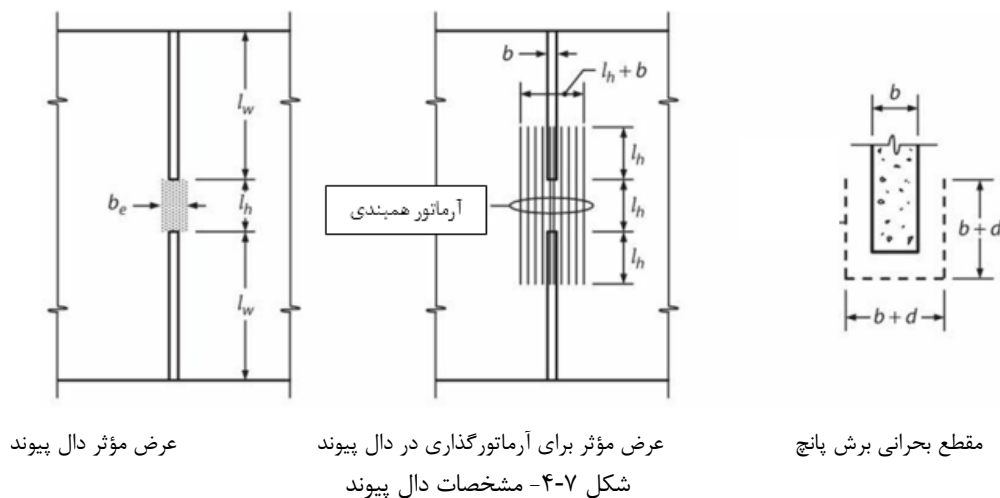
برای انسجام سازه‌ای، حداقل یک میلگرد در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه‌گاه برای تأمین تنش f_y مهار شود. سطح مقطع میلگردهای عمود بر تیرچه‌ها باید با در نظر گرفتن تمرکز بارها، الزامات مقاومت خمشی دال را تأمین نماید؛ و باید حداقل برابر سطح میلگردهای جمع‌شدگی و حرارت برابر با $18A_g/100$ باشد.

۷-۱-۷- رفتار همبندی دال و دیوارهای سازه‌ای

- اگر فاصله بین دو دیوار l_h از ۸ برابر ضخامت دال کمتر باشد، در این صورت دال مانند یک تیر همبند رفتار می‌کند. در این حالت لازم است موارد زیر مد نظر قرار گیرد (شکل ۷-۴):
- عرض این دال همبند به اندازه فاصله بین دو دیوار به علاوه ضخامت دیوار است.



- آرماتور مورد نیاز خمشی باید در عرض دال همبند و حداقل به اندازه l_h و یا طول مهار مستقیم در کشش در دو سمت ادامه یابد. این آرماتورها باید در دو لایه بالا و پایین دیوار قرار گیرند.
- در این حالت لازم است آرماتورهای خمشی در فاصله بین دو دیوار به صورت یک درمیان با استفاده از سنجاقی و خاموت بسته مهار شوند.
- فاصله این خاموت‌ها نباید از نصف ضخامت دال، ۸ برابر قطر آرماتور طولی و ۲۴ برابر قطر آرماتور عرضی بیشتر باشد.
- در صورتی که فاصله بین دو دیوار از ۴ برابر ضخامت دال کمتر باشد باید ضوابط مربوط به تیر عمیق مطابق فصل ۱۱ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) برای دال پیوند رعایت شود.
- در این گونه دال‌های پیوند احتمال رخداد برش پانچ در لبه دیوار نیز وجود دارد. این پانچ در یک محیط سه وجهی با اضلاعی برابر ضخامت دیوار به علاوه عمق مؤثر دال در لبه دیوار اتفاق می‌افتد. مقاومت برشی پانچ بتن باید از فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) استفاده کرد.

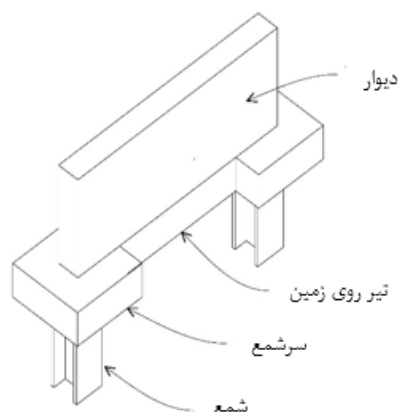


۲-۷- دیوارها

۱-۲-۷- کلیات

- ضوابط این فصل باید در طراحی دیوارهای بتن آرمه رعایت شوند.
- طراحی دیوارها به عنوان تیر روی زمین باید بر اساس ضوابط فصل یازدهم و پانزدهم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) انجام شود. در صورتی که این دیوارها مطابق ضوابط از نوع تیر عمیق باشند، باید ضوابط بند تیرهای عمیق در فصل یازدهم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) در مورد آن‌ها رعایت شوند.





شکل ۷-۵- رفتار دیوار به صورت تیر روی زمین که ممکن است به صورت تیر عمیق باشد

- دیوارهای حائل طره‌ای به صورت دال یک طرفه (تیر طره‌ای) و در حالت پشت‌بنددار به صورت دال دو طرفه رفتار می‌کند. در حالتی که مقطع دیوار ثابت است مقطع بحرانی در پای این دیوارها قرار دارد ولی در حالت مقطع متغیر مقطع بحرانی باید با تحلیل مناسب در ارتفاع دیوار تعیین شود.
- در طراحی دیوار حائل متکی به سقف رفتار دیوار بسته به وجود تکیه‌گاه در امتداد طول دیوار می‌تواند یک یا دو طرفه باشد. اگر فاصله تکیه‌گاه‌ها بیشتر از ۲ برابر ارتفاع آزاد دیوار باشد رفتار دیوار به صورت دال یک طرفه خواهد بود. در این حالت باید ضوابط بخش دال نیز برای این دیوارها لحاظ شود.
- طول افقی دیوار که به‌عنوان ناحیه‌ی مؤثر برای تحمل هر یک از بارهای متمرکز وارد بر دیوار در نظر گرفته می‌شود، نباید از پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر، و یا از فاصله مرکز تا مرکز بارهای متمرکز بیش‌تر باشد. طول افقی مؤثر باربری اتکایی نباید خارج از درزهای قائم دیوار قرار گیرد؛ مگر آن که بر اساس طراحی صورت گرفته، انتقال نیروها به روش مناسبی درزها صورت پذیرد.
- برای تأمین پایداری دیوارها باید آن‌ها را در مقاطع متقاطع مجاور مانند کف‌ها، بام‌ها، ستون‌ها، پشت‌بندهای دیواری، ستون‌های دیواری، دیوارهای متقاطع و شالوده‌ها مهار کرد. اتصال دیوار به دیگر قطعات باید مطابق فصل ۱۷ آیین‌نامه بتن ایران (آبا) انجام شود.

۷-۲-۲- حداقل ضخامت دیوارها

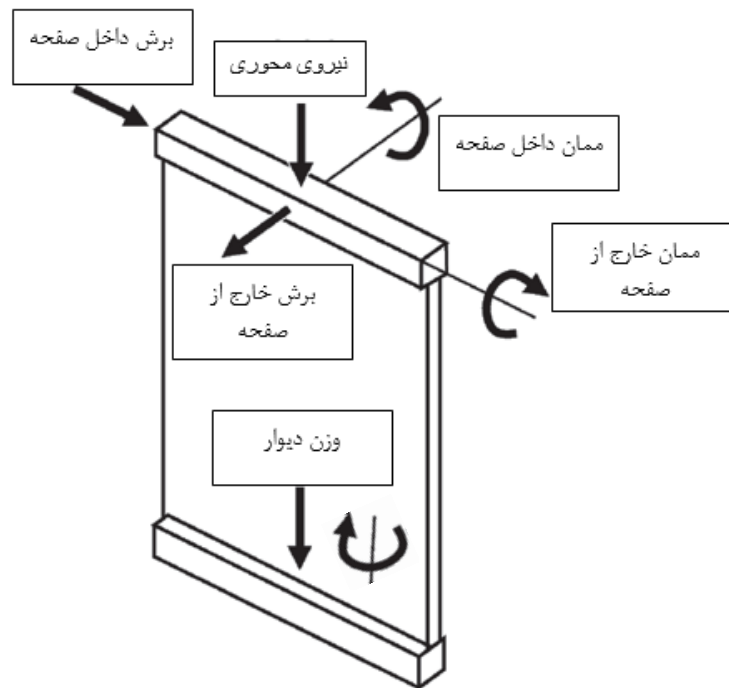
حداقل ضخامت دیوار و پوشش نهایی سازه‌های زیرزمینی که در تماس با خاک قرار دارند، برابر با ۲۵۰ میلی‌متر است.

۷-۲-۳- نیروهای طراحی

- دیوارها باید برای تمامی بارهایی که به آن‌ها وارد می‌شوند، از جمله بارهای با برون‌محوری و بارهای جانبی، طراحی شوند. در دیوارهای بیرونی ایستگاه‌ها و دیوارهایی که بار گسترده خارج صفحه به آن‌ها وارد می‌شود و



رفتار دو طرفه و یا یک طرفه در راستای افقی دارند یک لنگر خارج از صفحه حول محور قائم به وجود می‌آید که در شکل مشخص شده است. طراحی دیوار برای این نیرو در کنار طراحی برای برش داخل صفحه اهمیت زیادی دارد که باید برای آن‌ها آرماتور افقی طراحی شود که توضیحات آن در بندهای بعدی آمده است.



شکل ۷-۶- نیروهای وارد بر دیوار

- اثرات لاغری در دیوارها باید بر اساس ضوابط فصل ششم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) تعیین شوند.
- دیوارها باید برای حداکثر لنگر خمشی ضریب‌دار، M_{II} (داخل و یا خارج صفحه)، که ممکن است همراه با نیروهای محوری ضریب‌دار، P_{II} ، در هر یک از ترکیب‌های بارگذاری به دیوار وارد شود، طراحی گردند. مقدار بار محوری نهایی (ضریب‌دار) با برون‌محوری، نباید بیشتر از $\phi P_{n,max}$ مطابق فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) باشد. همچنین لنگر خمشی طراحی M_{II} باید بر اساس اثرات لاغری موضوع مطابق فصل ششم آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، تشدید شده باشد.
- دیوارها باید برای حداکثر برش داخل صفحه و نیز برش خارج از صفحه طراحی شوند.

۷-۲-۴ - مقاومت خمشی همراه با نیروی محوری

- طراحی دیوارها در کلیه مقاطع باید بر اساس تأمین مقاومت خمشی، برشی و محوری مطابق فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) و اعمال اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در هر ترکیب بار صورت گیرد.



- در دیوارهای غیر باربر، که در آن‌ها بار محوری قابل ملاحظه نیست، M_n را باید بر اساس مقاومت خمشی خالص مطابق فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه نمود.
- در دیوارهای باربر، مقاومت اسمی محوری P_n و مقاومت اسمی خمشی M_n ، داخل یا خارج از صفحه و همچنین ظرفیت اندرکنش نیروی محوری به همراه لنگر خمشی را می‌توان مطابق با ضوابط فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه نمود.
- به‌عنوان یک روش جایگزین، در دیوارهای زیر اثر بار محوری و لنگر خمشی خارج از صفحه، در دیوارهای با مقطع مستطیل توپر که در آن‌ها برون‌محوری برآیند بارهای ضریب‌دار، کم‌تر از یک ششم ضخامت دیوار است، می‌توان مقاومت محوری اسمی مقطع، P_n ، را با استفاده از رابطه تجربی زیر تعیین نمود.

$$P_n = 0.55f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (۱۱-۷)$$

در این رابطه، k ضریب طول مؤثر دیوار در جهت خارج از صفحه است که باید به شرح زیر تعیین شود.

- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آن‌ها از چرخش حول یک یا هر دو انتها جلوگیری شده باشد: $k=0/8$
 - در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آن‌ها از چرخش حول دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری نشده باشد: $k=1/0$
 - در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی: $k=2/0$
- l_c : طول عضو فشاری از مرکز به مرکز گره‌های انتهایی است
 h : ضخامت دیوار است.

۷-۲-۵- مقاومت برشی

- برای برش مقاوم داخل صفحه دیوار، V_n ، در هیچ مقطع افقی از دیوار، نباید بیشتر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.
- مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = (\alpha_c \lambda_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (۱۲-۷)$$

ρ_t درصد آرماتور افقی دیوار است.

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین می‌شود که در آن h_w ارتفاع کل دیوار از روی فونداسیون و یا پایه است:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است، α_c برابر با ۰/۱۷ است.



ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی $1/5$ است، α_c برابر با $0/25$ است.

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین $1/5$ و 2 است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین

می‌شود.

تبصره ۱: طراحی برای برش داخل صفحه منجر به محاسبه آرماتورهای افقی می‌گردد. اگر دیوار تحت لنگر خارج صفحه حول محور قائم دیوار در اثر بار گسترده عمود بر صفحه دیوار باشد لازم است آرماتورهای خمشی افقی برای این لنگر به صورت مجزا طراحی شده و به آرماتورهای برشی افقی دیوار اضافه شود. در صورتی که آرماتور حداقل برشی برای دیوار تعیین‌کننده باشد از اضافه ظرفیت آرماتورهای حداقل افقی می‌توان برای مقابله با این خمش خارج صفحه استفاده کرد. این موضوع در محل تقاطع دیوارهای انتهایی ایستگاه‌های مترو از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

تبصره ۲: در شرایطی که دیوارهای پشت‌بنددار در ایستگاه وجود دارد با توجه به پیچیدگی رفتار دو دیوار متقاطع (مانند دیوارهای برگشتی انتهایی مترو) لزوم انجام تحلیل و مدل‌سازی سه‌بعدی اجتناب‌ناپذیر است. لذا لازم است مدل سه‌بعدی برای تحلیل دیوار به همراه تمامی بخش‌های متصل به آن‌ها انجام شود و بر اساس آن نیروهای طراحی مشخص شده در شکل ۴-۱ تعیین شود و بر اساس آن طراحی و کنترل صورت گیرد.

تبصره ۳: با توجه به اینکه دیوارهای برگشتی و دیوارهای عرضی در محل تغییر مقطع در زلزله‌های شدید به مانند دیوار برشی عمل می‌کنند، پیشنهاد می‌شود در مناطق لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد (مطابق استاندارد 2800) از اجزای مرزی در طرفین این دیوارها و طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر از هر دیوار عمود بر آن استفاده شود. ضوابط فاصله‌داری و مقدار آرماتورهای عرضی و طولی حداقل مطابق فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران است.

- در دیوارهای تحت اثر نیروی محوری خالص کششی، مقدار ضریب α_c در رابطه ۷-۱۳ بر اساس رابطه زیر تعیین می‌شود که در آن علامت N_u برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

$$\alpha_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \geq 0 \quad (7-13)$$

- مقاومت برشی خارج صفحه باید بر اساس ضوابط فصل هشتم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود.

۷-۲-۶- محدودیت‌های مقادیر آرماتورها

- آرماتور قائم و افقی دیوارهایی که عمده بار وارد بر آن‌ها ناشی از خمش و برش خارج از صفحه است، می‌بایست طبق ضوابط دال‌ها تعیین گردد. علاوه بر این در صورتی که دیوار تحت نیروی برشی داخل صفحه نیز قرار گیرد، لازم است ضوابط حداقل آرماتورهای افقی و قائم طبق ضوابط فصل ۱۳ آبا نیز کنترل گردد.

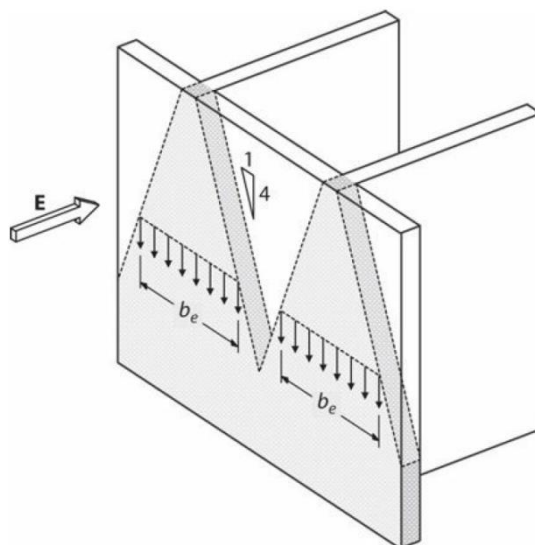


- در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلی‌متر، به جز دیوارهای حائل طره‌ای، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید حداقل در دو شبکه، هر یک نزدیک به یک وجه دیوار در نظر گرفته شوند.
- آرماتور کششی- خمشی باید به صورت مناسبی توزیع شده و تا جایی که ممکن است، به وجه کششی نزدیک باشد.
- در مواردی که به آرماتورهای طولی برای تأمین مقاومت محوری فشاری نیاز است، و یا سطح مقطع کل آرماتور طولی A_{st} از یک درصد مساحت کل مقطع، $1\% A_g$ ، بیشتر است، باید از تنگ‌های عرضی برای مهار آرماتورهای طولی استفاده شود. در این حالت آرماتورهای طولی دیوار باید به صورت یک در میان در طول دیوار مهار شوند و تنگ‌ها باید داری شرایط زیر باشند:
 - فاصله قائم این تنگ‌ها نباید از $1/33$ برابر قطر بزرگ‌ترین سنگدانه کمتر باشد.
 - فاصله قائم این تنگ‌ها نباید از ۴۸ برابر قطر تنگ و ۱۶ برابر قطر آرماتور طولی بیشتر باشد.
 - حداقل قطر این تنگ‌ها برای آرماتور با قطر ۳۲ میلی‌متر و کمتر برابر ۱۰ میلی‌متر و برای آرماتور با قطر بیشتر از ۳۲ برابر ۱۴ میلی‌متر است.
 - در صورت استفاده از سنجاقی لازم است این سنجاقی‌ها در یک سمت خم ۱۳۵ درجه داشته و در سمت دیگر خم آن‌ها ۹۰ درجه باشد و نحوه قرارگیری آن‌ها طوری باشد که در طول و ارتفاع جهت قرارگیری خم ۱۳۵ درجه به صورت یک در میان جابجا شود.

۷-۲-۷- دیوارهای مرکب (چندپایه)

- در صورتی که یک یا چند دیوار در راستاهای مختلف با یکدیگر برخورد کنند تشکیل مقطع بالدار می‌دهند و در این حالت ظرفیت دیوار با توجه به مقطع بالدار می‌تواند در نظر گرفته شود به شرطی که عرض مؤثر بال در مقطع بالدار با اندازه حداقل نصف فاصله تا جان مجاور و یا ۲۵ درصد کل ارتفاع دیوار در نظر گرفته شود. در این حالت در بخش‌های انتهایی فوقانی دیوار باید هر پایه به صورت مجزا مورد بررسی قرار گیرد.





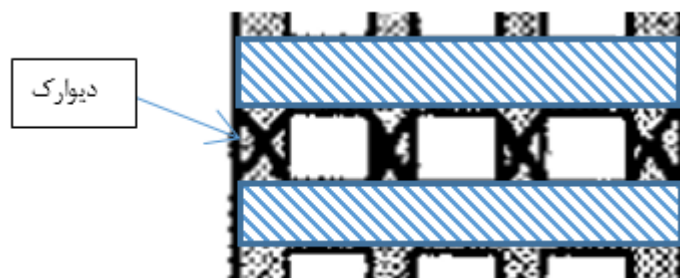
شکل ۷-۷- عرض مؤثر بال کششی و فشاری دیوار بر اساس آیین نامه

۸-۲-۷ آرماتورگذاری حداقل اطراف بازشو

- علاوه بر حداقل آرماتورهای مورد نیاز طراحی، حداقل دو آرماتور با قطر ۱۶ میلی متر یا معادل آن در دیوارهای با دو سفره آرماتور در دو جهت، و یک آرماتور با قطر ۱۶ میلی متر در دیوارهای با یک سفره آرماتور در دو جهت، باید در اطراف بازشوهای درها، پنجره ها و یا بازشوهای با اندازه مشابه تعبیه شوند. این آرماتورها باید برای توسعه تنش تسلیم میلگرد در گوشه های بازشو مهار شوند.

۹-۲-۷ تحلیل دقیق دیوارها با بازشوهای چندتایی

- هدف اصلی این بخش بررسی رفتار دیوارک هایی است که بنا به تعریف قطعات عمودی هستند که در بین دو بازشو مجاور قرار گرفته اند.



شکل ۸-۷- دیوارک در کنار بازشوهای مجاور

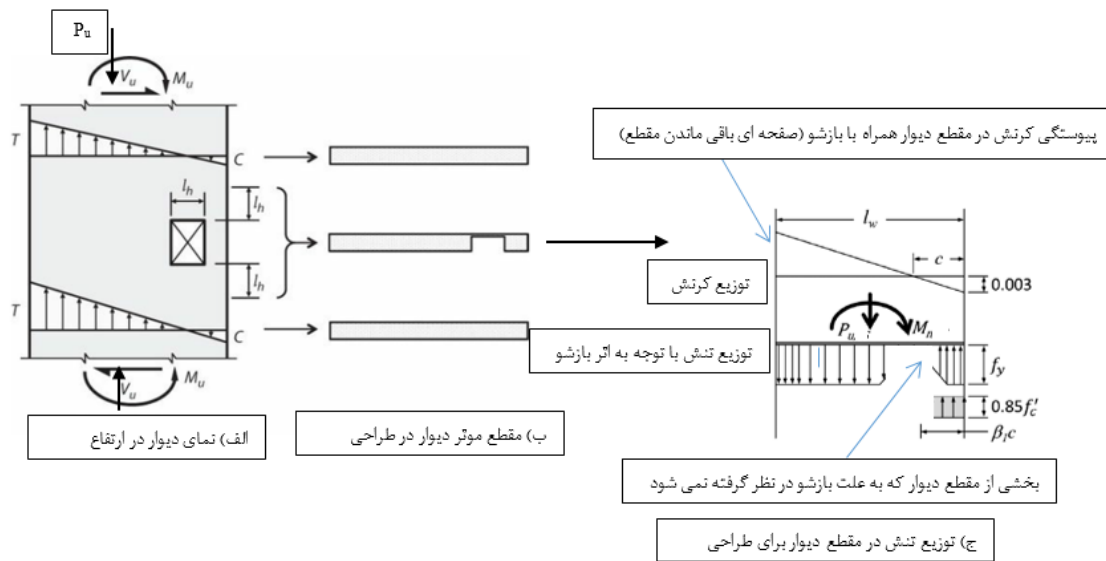


- در صورتی که نسبت طول به ارتفاع دیوارک کوچک‌تر یا مساوی $2/5$ باشد این اعضا رفتاری همانند ستون (احتمالاً ستون کوتاه) دارند و باید آرماتوربندی و ضوابط خمشی و برشی ستون در مورد آن‌ها در نظر گرفته شود.
- در صورتی که نسبت طول به ارتفاع دیوارک بین $2/5$ و 6 باشد به دو روش می‌توان این دیوارک‌ها را طراحی کرد. در هر حالت مدل‌سازی اجزا محدود برآورد دقیق‌تری از نیروها در المان‌های اطراف بازشو می‌دهد. روش اول همانند حالت اول (ستون مانند) و روش دوم با در لحاظ کردن موارد زیر:
 - در تعیین ظرفیت برشی می‌توان از اثرات نیروی محوری صرف نظر کرد.
 - آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به صورت دورگیر (با یک یا چند قطعه با رعایت طول وصله) اجرا شوند مگر اینکه تنها از یک سفره آرماتور استفاده شده باشد در این حالت آرماتور افقی تک لایه باید دارای خم انتهایی 180° درجه باشد که آرماتور قائم لبه را در بر بگیرد.
 - فاصله عمودی آرماتورهای عرضی نباید بیشتر از 150 میلی‌متر در نظر گرفته شود.
 - آرماتورهای عرضی باید حداقل تا 300 میلی‌متر فراتر از ارتفاع آزاد در بالا و پایین دیوار پایه ادامه یابند.

۷-۲-۱۰- تحلیل دقیق دیوارها با بازشوهای مجزای تکی

- در صورت وجود یک بازشو مجزا در دیوار، اثرات بازشو در انتقال نیروهای محوری، خمشی و برشی باید در نظر گرفته شود.
- در بسیاری از موارد، در نظر گرفتن نمودارهای اندرکنش نیروهای فشاری و لنگر خمشی برای مقاطع کاهش یافته، پاسخگوی نیازهای طراحی است. در این موارد حداقل چهار مقطع مجزا باید کنترل گردند. دو مقطع در داخل دیوار اصلی و بلافاصله در بالا و پایین بازشو و دو مقطع در بالا و پایین ارتفاع بازشو. در حالتی که مقاطع در داخل دیوار اصلی و بلافاصله در بالا و پایین بازشو مورد بررسی قرار می‌گیرند دو نکته زیر باید برای آن‌ها رعایت گردد:
 - الف- سطح مقطع بازشو باید از سطح مقطع دیوار در بالا و پایین دیوار کم شود
 - ب- به علت وجود دیوار در اطراف بازشو، محنی کرنش در مقطع پیوسته در نظر گرفته می‌شود.





شکل ۷-۹- تحلیل دیوار در اطراف بازشو

- با حرکت به سمت بالا و پایین در ارتفاع دیوار اثرات بازشو کم کم کاهش می یابند و در فاصله ای برابر با عرض بازشو، می توان از اثرات منفی بازشو صرف نظر کرده و مقطع دیوار را کاملاً توپر و پیوسته در نظر گرفت.
- مقاطع بالایی و پایینی در محدوده بازشو باید برای دو قسمت عمودی دیوار در دو طرف بازشو به صورت مجزا از یکدیگر در نظر گرفته شده و هر قسمت برای نیروهای وارد بر آن قسمت طراحی گردد.
- لازم است آرماتورهای افقی در بالا و پایین بازشوها مجزا تعبیه گردند. علت این امر ایجاد تداخل و گسستگی در مسیر انتقال نیروی محوری است. در اثر این گسستگی در مسیر نیرو، مسیر نیروهای محوری باید متمایل به دو طرف بازشو گردد و در اثر ایجاد این زاویه، یک میدان کشش در بالا بازشو ایجاد می گردد. جهت جلوگیری از ایجاد ترک های عمودی در بالا و پایین بازشو، لازم است تا آرماتورهای افقی جهت مقابله با این کشش در مقطع قرار گیرند. این آرماتورها، علاوه بر آرماتورهای برشی مورد نیاز دیوار می باشند و باید در دو طرف بازشو به نحو مناسبی مهار گردند.
- در حالتی ارتفاع دیوار در بالای بازشو، H_w ، کمتر از یک چهارم عرض بازشو، L_n ، باشد رفتار بخش بالایی بازشو به صورت خمشی است و همانند تیر معمولی باید تحت نیروهای وارد طراحی شود.
- اگر ارتفاع دیوار در بالای بازشو بیش از یک چهارم عرض بازشو باشد رفتار این بخش همانند تیر عمیق است و می توان بر اساس مدل بست و بند آرماتورهای افقی مورد نیاز در بالا و پایین بازشو را تعیین کرد. اصول این روش به صورت زیر است:

- در این روش تنش فشاری بالای بازشو (σ_p) بر اساس تنش فشاری متوسط در بالای دیوار تعیین می شود. نیروی قائم حاصل از این تنش برابر است با:

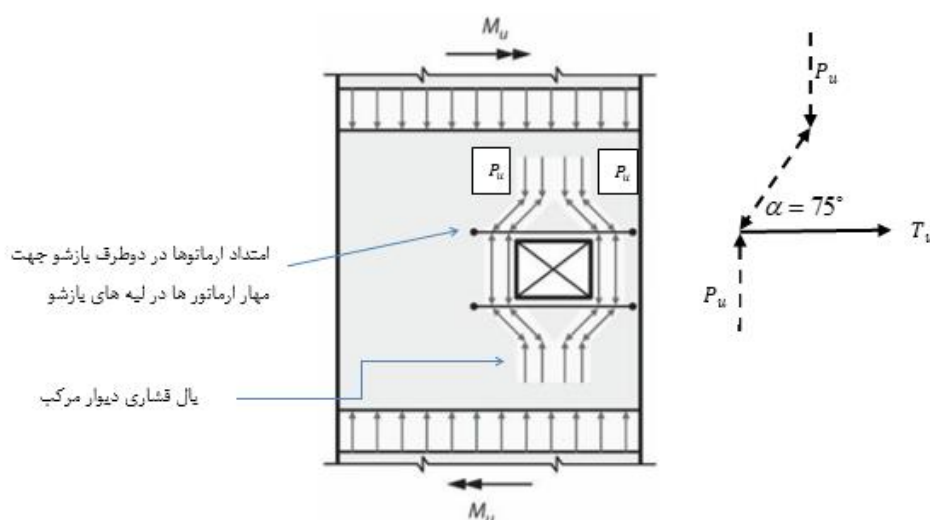


$$P_u = 1.5\sigma_p \times \left(\frac{l_n}{2}\right) \times t_w \quad (۱۴-۷)$$

t_w : ضخامت دیوار

- با فرض متقارن توزیع شدن نیرو در دو طرف بازشو، و با توجه به ناچیز فرض کردن اثر بازشو در فاصله‌ای معادل با عرض بازشو زاویه در نظر گرفته شده بین محور افقی و مسیر انتقال نیرو برای محاسبه کشش ناشی از این گسستگی در مسیر انتقال بار، α ، حدود ۷۵ درجه لحاظ می‌گردد.
- از آنجاکه در طراحی این بخش جهت طراحی آرماتور کششی از نظریه تیرهای عمیق استفاده شده است، باید از ضریب کاهش مقاومت ۰/۷۵ برای طراحی آرماتور کششی استفاده نمود. توصیه می‌شود تا این آرماتورها در حداکثر ارتفاعی برابر با ضخامت دیوار در هر انتهای بازشو قرار داده شوند. بنابراین مقدار آرماتور مورد نیاز از رابطه زیر حاصل می‌گردد.

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{P_u \cdot \cot \alpha}{0.75 f_y} = 0.36 \frac{P_u}{f_y} \quad (۱۵-۷)$$



شکل ۷-۱- روش بست و بند جهت تعیین آرماتور افقی بالای بازشو در حالتی که $H_w > 0.25L_n$

۷-۳- کنترل پایداری

در سازه‌های زیرزمینی با توجه به اینکه وزن سازه جایگزین نسبت به وزن خاک برداشته شده معمولاً کمتر است، اگرچه به نظر می‌رسد ظرفیت باربری خاک دچار مشکل نشود اما در هر حال کنترل ظرفیت باربری خاک ضروری است. علاوه بر کنترل ظرفیت باربری خاک کنترل پایداری مجموع خاک و سازه در برابر فشار بالازدگی الزامی است.

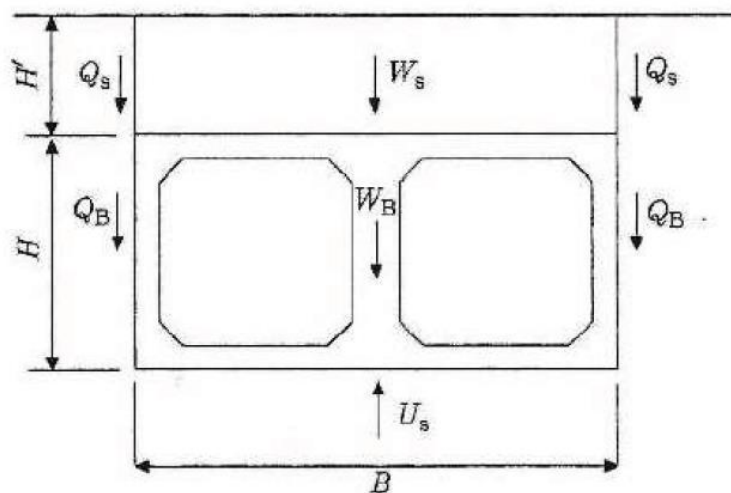


۷-۳-۱- کنترل پایداری در برابر بالازدگی^۱

در حالات زیر کنترل بالازدگی سازه الزامی است.

- ایستگاه یا تونل با روباره با ضخامت کم
- حالتی که بخشی از سازه به سطح زمین برسد.
- سازه‌های بزرگ (با سطح زیاد)

در چنین حالتی معادله زیر می‌بایست بررسی گردد. در این معادله وزن سازه و بارهای عمودی با بار برکنش مقایسه می‌گردد. در این حالت می‌توان از مقاومت برشی خاک روباره و اصطکاک بین سازه و خاک اطراف نیز به‌عنوان نیروی مقاوم استفاده کرد (هر چند پیشنهاد می‌شود که صرف‌نظر گردد) استفاده از مقاومت برشی کفسازی مربوط به خیابان غیرمجاز است.



شکل ۷-۱۱- کنترل برکنش

$$\frac{W_s + W_b + 0.7(Q_s + Q_b)}{U_s} \leq 1.35 \quad (۷-۱۶)$$

U_s : مقدار نیروی بالازدگی وارد بر کف تونل (ایستگاه) بر اساس حداکثر ارتفاع تراز آب زیرزمینی

$$U_s = \gamma_w h B \quad (۷-۱۷)$$

γ_w : وزن مخصوص آب (kN/m^3)

h : حداکثر تراز قابل پیش‌بینی آب زیرزمینی (m)

B : عرض ایستگاه (m)

^۱ Uplift



W_B : وزن سازه (kN)

W_s : وزن روباره در عرض مؤثر (kN)

$$W_s = \gamma_s B \quad (۱۸-۷)$$

γ_s : وزن مخصوص خاک (شامل آب) (kN/m^3)

Q_s : مقاومت برشی خاک روباره (kPa)

Q_B : مقاومت اصطکاکی بین سازه و خاک (kPa)

$$Q_s = H'(c_s + k_0 \sigma'_{vs} \tan \phi_s) \quad (۱۹-۷)$$

$$Q_B = H'(c_B + k_0 \sigma'_{vB} \tan \phi_B) \quad (۲۰-۷)$$

C_s و C_B : چسبندگی خاک اطراف تونل و خاک سربار تونل (kPa)

σ'_{vs} و σ'_{vB} : فشار مؤثر خاک در مرکز سربار تونل و مرکز تونل (kPa)

ϕ_s : زاویه اصطکاک داخلی خاک سربار تونل

ϕ_B : زاویه اصطکاک داخلی بین مصالح تونل و خاک اطراف که می‌توان $\frac{2}{3}$ زاویه اصطکاک داخلی خاک اطراف تونل در

نظر گرفت

پیشنهاد می‌شود کنترل بالازدگی بدون در نظر گرفتن اثر مثبت Q_s و Q_B انجام گردد.

در صورتی که رابطه فوق ارضا نشود می‌توان مقاومت سازه را زیاد کرد یا به وسیله مهارهایی کف و یا دیوارها را بر خاک

اطراف دوخت.





پیوست ۱

دیاگرام فشار ظاهری خاک (AEP)

برای دیوارهای مهار شده



فشار ظاهری جانبی خاک^۱، بر اساس تجربیات کارهای مشابه و برای طراحی اولیه کاربرد دارد. دیاگرام‌های بار ظاهری برای طراحی اولیه و احتمالاً تخمین حد بالای بار وارد بر دیوار و اجزای مهار به کار می‌روند. در هر حال استفاده از این دیاگرام‌ها به تنهایی پاسخ گوی نیاز طراحی نیست و لذا در طراحی مرحله دوم مجاز نیست.

پ-۱-۱- فشار ظاهری خاک برای دیوارهای مهار^۲

الف- خاک‌های دانه‌ای

فشار خاک بر دیوارهای مهار موقت یا دائمی می‌تواند با به شکل زیر تعیین گردد. ماکزیمم مقدار دیاگرام p_a به صورت زیر تعیین می‌گردد:

برای دیوار با یک ردیف انکر:

$$p_a = k_a \gamma'_s H \quad (\text{پ-۱-۱})$$

برای دیوار با ترازهای متعدد انکر:

$$p_a = \frac{k_a \gamma'_s H^2}{1.5H - 0.5H_1 - 0.5H_{n+1}} \quad (\text{پ-۱-۲})$$

p_a : ماکزیمم مقدار فشار دیاگرام (kPa)

k_a : ضریب فشار محرک خاک

γ'_s : وزن مخصوص مؤثر خاک (kN/m^3)

H : عمق نهایی خاک‌برداری (m)

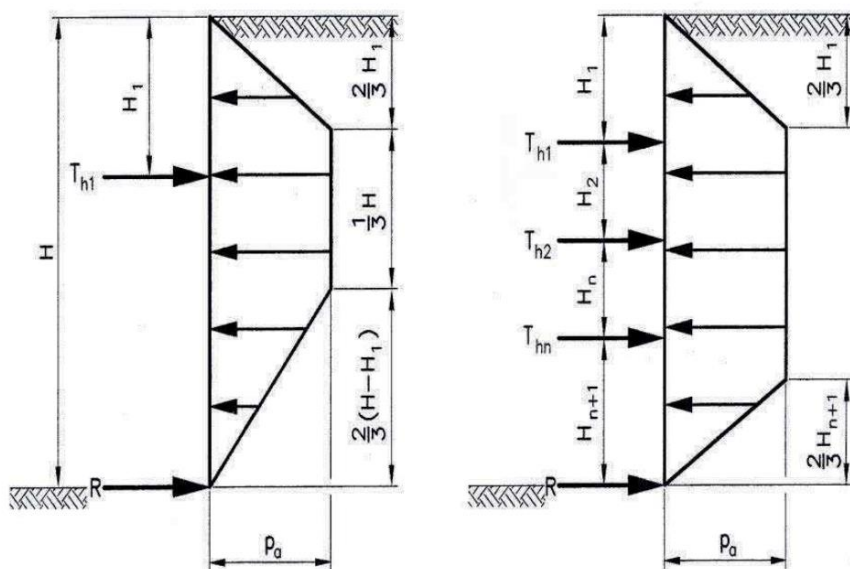
H_1 : فاصله بالاترین انکر تا سطح زمین (m)

H_{n+1} : فاصله پایین‌ترین انکر تا کف گود (m)

^۱ Apparent Earth Pressure(AEP)

^۲ Anchored Wall





شکل پ-۱-۱- فشار ظاهری خاک بر دیوارهای انکر شده در روش ساخت بالا به پایین و خاک بدون چسبندگی دیوار با یک و چند ردیف انکر

علاوه بر روابط ارائه شده برای تعیین p_a ، رابطه مربوط به خاک‌های مهارشده با استرات نیز به عنوان حداکثر مقدار دیاگرام می‌بایست بررسی گردد.

الف- خاک‌های ریزدانه

در خاک‌های چسبنده توزیع فشار ظاهری خاک به عدد پایداری، N_s ، بستگی دارد که به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$N_s = \frac{\gamma_s H}{S_u} \quad (\text{پ-۱-۳})$$

γ_s : وزن مخصوص کل خاک (kN/m^3)

H: عمق کل حفاری (m)

S_u : مقاومت برشی زهکشی نشده متوسط خاک (kPa)

• خاک‌های سخت ($N_s \leq 4$)

برای دیوارهای موقت انکر شده در این نوع خاک چسبنده توزیع فشار ظاهری مانند شکل ۱، ۷، ۵، ۱۱، ۳ است. اما مقدار ماکزیمم دیاگرام از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$p_a = 0.2\gamma_s H \sim 0.4\gamma_s H \quad (\text{پ-۱-۴})$$

در نبود اطلاعات دقیق و تجربیات مشابه، زمانی که انکرها با ۷۵ درصد بار طراحی (غیر ضریب‌دار) یا کمتر قفل شده‌اند مقدار p_a برابر با $0.3\gamma_s H$ و زمانی که انکرها با ۱۰۰ بار طراحی (غیر ضریب‌دار) قفل شده‌اند مقدار p_a برابر با

$0.4\gamma_s H$ است.



برای انکرهای دائم در خاک چسبنده سخت توزیع فشار ظاهری زمین مانند خاک‌های دانه‌ای است. k_a بر اساس زاویه اصطکاک زهکشی شده خاک چسبنده تعیین می‌گردد. در دیوارهای انکر شده دائم ملاک طراحی ماکزیمم مقدار حالت موقت و دائم خواهد بود.

• خاک‌های نرم و متوسط ($N_s \geq 6$)

در این خاک‌ها فشار زمین وارد دیوار موقت یا دائم با توجه به شکل (۳-۱۴) تعیین می‌گردد. مقدار حداکثر فشار دیاگرام نیز از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$p_a = k_a \gamma_s H \quad (\text{پ-۱-۵})$$

$$k_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma_s H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5.14S_{ub}}{\gamma_s H} \right) \geq 0.22 \quad (\text{پ-۱-۶})$$

γ_s : وزن مخصوص خاک (kN/m^3)

H : عمق نهایی خاک‌برداری (m)

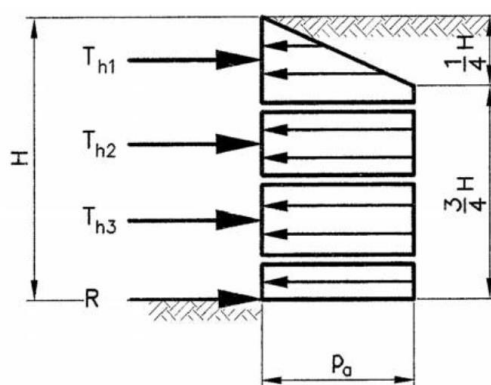
S_u : مقاومت زهکشی نشده خاک پشت سازه (kPa)

S_{ub} : مقاومت زهکشی نشده خاک زیر کف حفاری (kPa)

d : عمق سطح محتمل پایه زیر کف حفاری (m)

مقدار d از ضخامت لایه خاک نرم (تا متوسط) چسبنده زیر کف حفاری تا حداکثر مقدار $\frac{B_e}{\sqrt{2}}$ که B_e عرض مقطع

حفاری است در نظر گرفته می‌شود.



شکل پ-۱-۲- توزیع فشار ظاهری خاک در دیوارهای انکر شده از بالا به پایین در خاک‌های نرم تا متوسط چسبنده

برای خاک‌های چسبنده با $4 < N_s < 6$ حداکثر مقدار p_a از دو روش ارائه شده می‌بایست مدنظر قرار گیرد.



پ-۱-۲- فشار ظاهری خاک برای دیوارهای مهار شده با استرات

الف- دیاگرام فشار ظاهری خاک در خاک‌های دانه‌ای

در این حالت توزیع فشار خاک مطابق شکل ۳-۱۶ است و حداکثر مقدار بار دیاگرام نیز مطابق رابطه زیر است:

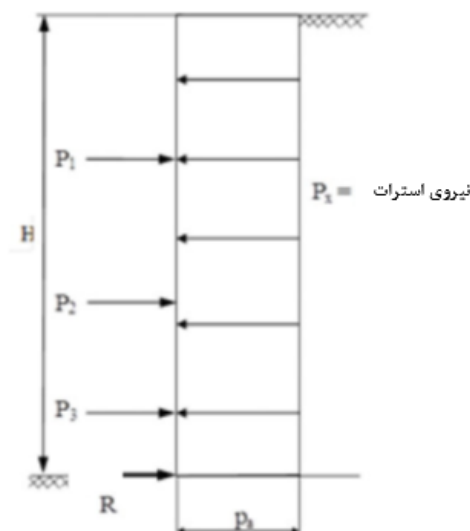
$$p_a = 0.65k\gamma_s H \quad (\text{پ-۱-۷})$$

k : مقدار متوسط فشار خاک در حالت سکون و محرک برای دیوارهای با صلبیت نسبی (دیوار دیافراگمی، شمع ممانی،

شمع سکانتی) و ضریب فشار محرک خاک برای دیوارهای انعطاف‌پذیر (شیت پایل و یا شمع فاصله‌دار سازه نگهبان)

γ_s : وزن مخصوص خاک (اگر خاک زیر تراز آب باشد باید از وزن مخصوص غوطه‌ور استفاده گردد) (kN/m^3)

H : عمق نهایی خاک‌برداری (m)



شکل پ-۱-۳- فشار ظاهری خاک دیوارهای مهار شده (استرات) در خاک بدون چسبندگی

P_1 : نیرو در بالاترین مهار گود (kN)

P_2 : نیرو در مهار نزدیک به بالاترین مهار گود (kN)

P_n : نیرو در مهار n ام گود (kN)

ب- دیاگرام فشار ظاهری خاک در خاک‌های ریزدانه

در خاک چسبنده توزیع فشار ظاهری خاک و مقدار آن و مانند حالت دیوارهای مهاری شده است.



مراجع



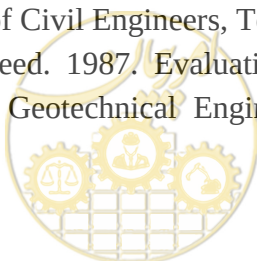
مراجع

- 1) ACI (1977), "Recommended Practice for Design and Construction of Concrete Bins, Silos and Bunkers for Storing Granular Materials," ACI Committee 313 Report (revised 1983, 1991 now MCP 4\ 39pp.
- 2) ACI Committee, and International Organization for Standardization. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary." American Concrete Institute, 2019.
- 3) AISC Committee. "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)." American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois (2010).
- 4) Alejano, L. R., Alonso, E., Rodriguez-Dono, A., and Fdez-Manin, G., 2010. Application of the convergence-confinement method to tunnels in rock masses exhibiting Hoek–Brown strain-softening behavior. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 47 (1): 150–160.
- 5) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2012) "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 4th Edition", Washington, D.C.
- 6) Anderson, Donald G. Seismic analysis and design of retaining walls, buried structures, slopes, and embankments. Vol. 611. Transportation Research Board, 2008.
- 7) ASCE. "Minimum design loads for buildings and other structures." American Society of Civil Engineers, 2013.
- 8) British Tunneling Society. Tunnel lining design guide. Thomas Telford, 2004.
- 9) Bray, J. D., T. Travasarou, Tand J. Zupan. 2010. Seismic Displacement Design of Earth Retaining Structures. In Proc., ASCE Earth Retention Conference 3, Bellevue, WA. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 638–655.
- 10) Briaud, Jean-Louis, and Larry Tucker. Design and construction guidelines for downdrag on uncoated and bitumen-coated piles. Vol. 393. National Academy Press, 1997.
- 11) Burland, J.B, Assessment of Risk of Damage to Buildings due to Tunneling and Excavation. In: Ishihara (ed.): Earthquake Geotechnical Engineering. Balkema, 1997, pp.1189–1201.
- 12) Cheney, R. and R. Chassie. 2000. Soils and Foundations Workshop Reference Manual, NHI-00-045. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- 13) FHWA-HI-88-042 or ADSC-TL-4. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 564.
- 14) F.H.W.A. Technical manual for design and construction of road tunnels-Civil elements. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-10-034, December 2009.
- 15) Guglielmetti, Vittorio, et al., eds. Mechanized tunneling in urban areas: design methodology and construction control. Taylor & Francis, 2008.
- 16) Hannigan, P. J., G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins, and F. Rausche. 2006. Design and Construction of Driven Pile Foundations, FHWA-NHI-05-042 and NHI-05-043, Federal Highway Administration, U.S. department of Transportation, Washington, D.C., Vols. I and



II.

- 17) Hashash, Youssef MA, et al. "Seismic design and analysis of underground structures." Tunneling and underground space technology 16.4 (2001): 247-293.
- 18) Ishihara, K. and M. Yoshimine. 1992. "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes." Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 32, No. 1, March, pp. 173–188.
- 19) ITA (2000) International tunneling association, working group No. 2: guidelines for the design of shield tunnel lining. Tunneling and Underground Space Technology, 15, 303-331.
- 20) Kavazanjian, E., Jr., N. Matasovi , T. Hadj-Hamou, and P. J. Sabatini. 1997. Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways. Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report No. FHWA-SA-97-076. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- 21) Lazarte, Carlos A., et al. Soil nail walls reference manual. No. FHWA-NHI-14-007. 2015.
- 22) Loganathan, Nagen, An Innovative Method for Assessing Tunneling-Induced Risks to Adjacent structures., Parsons Brinckerhoff, Inc., New York, NY, January 201.
- 23) Metro. 2012. Metro Rail Design Criteria, Section 5 Structural/Geotechnical, revised January 25, 2012.
- 24) National Fire Protection Association. "NFPA 220-Standard on types of building construction." (1999).
- 25) National Fire Protection Association. NFPA 130: standard for fixed guideway transit and passenger rail systems. NFPA, 2003.
- 26) National Highway Institute (US), et al. Technical manual for design and construction of road tunnels--civil elements. AASHTO, 2010.
- 27) Panet, M. "Analysis of convergence behind the face of a tunnel." (1982).
- 28) Penzien, J., 2000. Seismically -induced racking of tunnel linings. Int.J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 29, 683_691.
- 29) Potyondy, J. G. 1961. "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials," G otechnique. Vol. 11, No. 4, pp. 339–353.
- 30) Rankin, W.J.: Ground Movements Resulting from Urban Tunneling: Predictions and Effects. Eng. Geol. of Underground Movements (1988), pp.79–92.
- 31) Reese, L. C., and M. W. O'Neill. 1988. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods,
- 32) Sabatini, P. J., D. G. Pass, and R. C. Bachus. Geotechnical engineering circular no. 4: Ground anchors and anchored systems. No. FHWA-IF-99-015. 1999.
- 33) TEC (2016) Tunnel Engineering Committee, Standard Specifications for Tunneling - 2016: Cut-and-Cover Tunnels. Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan
- 34) TEC (2016) Tunnel Engineering Committee, Standard Specifications for Tunneling - 2016: mountain tunnels, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan
- 35) Tokimatsu, K. and B. Bolton Seed. 1987. Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking. Journal of Geotechnical Engineering. American Society of Civil



- Engineers, Vol. 113, No. 8, pp. 861–878.
- 36) Tomlinson, M. J. 1986. Foundation Design and Construction, Fifth Edition. Longman Scientific and Technical, London, p. 842.
 - 37) USACE. EM 1110-2-2901, Engineering and Design, Tunnels and Shafts in Rock. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 1997.
 - 38) Vorobieff, G., and L. LOUIS. Guide to road tunnels part 2: planning, design and commissioning. No. AGRT02-19. 2019.
 - 39) Wang, J.-N., 1993. Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
 - 40) Wells, D.L., Coppersmith, K.J., 1994. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. Bull. Seismol. Soc. Am. 84 Ž4., 974_1002.
 - 41) Yang, Y., Zhou, J., Xu, F., Xing, H. (2016). An Experimental Study on the Water-Induced, Advances in Materials Science and Engineering, pp: 1-12.
 - 42) Zhou, H., Zhang, C., Li, Z., Hu, D., Hou, J. (2014). Analysis of mechanical behavior of soft rock s and stability control in deep tunnels, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 6, pp: 219-226.

۴۳) آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها (نشریه شماره ۱۳۹)، تجدید نظر اول، ۱۳۷۹

۴۴) آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، تجدید نظر دوم، سازمان برنامه و بودجه کشور، ۱۴۰۰

۴۵) آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳

۴۶) دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، سازمان مدیریت و برنامه کشور، ۱۳۸۵

۴۷) دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، نشریه ۳۶۱، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲

۴۸) راهنمای طراحی دیوارهای حائل، تجدید نظر اول، سازمان برنامه و بودجه کشور، ۱۳۹۶

۴۹) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲

۵۰) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲

۵۱) مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲



خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از پنجاه سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هشتصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال های اخیر در سایت اینترنتی nezamfanni.ir قابل دستیابی می باشد.



**Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization**

**Specifications for
Design of Urban and Suburban
Railway Stations
Vol.II:
Structural Design**

No.804-2

Last Edition 09/10/2021

Deputy of Technical and Infrastructure
Development Affairs

Department of Technical and Executive
Affairs, Consultants and Contractors

nezamfanni.ir

2021



این ضابطه

با عنوان جلد دوم «ضوابط طراحی
ایستگاه‌های قطار شهری و حومه» ملاک
طراحی سازه ایستگاه‌ها در خطوط قطار شهری
و حومه‌ای کشور است.

