

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

گرایش راه و ترابری

پایان نامه کارشناسی ارشد

توسعه روشی برای کنترل انقباض و انقباض در روسازی بتنی پیوسته

نگارش

سهیل الهی

استاد راهنما:

حسین قاسم زاده طهرانی

خرداد ۱۳۹۵

تقدیم‌نامه

تقدیم به پروردگار بفضیله و مهربان، به یگانه بی‌نیاز هستی که پرتو دانش و معرفت را به تمام عالم می‌تاباند و عناصر هستی تجلی‌گر آن است

تقدیم به برترین دارایی‌های زندگی‌ام

پدر و مادر

که همیشه همراه و یاورم بودند و هستند

تقدیم به برادر و خواهر دوست داشتنی‌ام

و همچنین دوستان مهربانم که حضورشان مایه دلگرمی من بود

سپاس‌گزاری

سپاس پرودگار یکتا را که در همه احوال مشمول لطف و رحمتش هستیم، پروردگاری که هستی‌مان بخشید و به طریق علم و دانش رهنمونمان شد و همواره ما را از مواهب ارزشمند تفکر و پژوهش بهره‌مند ساخت.

سپاس از استاد گرامی و فرهیخته جناب آقای دکتر قاسم زاده که در کمال سعه صدر، با حسن خلق و فروتنی از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ ننموده‌اند و بی‌شک بدون راهنمایی‌های ارزشمندشان انجام این پژوهش، امری ناممکن بود.

سپاس و تقدیر از اساتید بزرگوار جناب آقای دکتر آقایان و جناب آقای دکتر توکلی که زحمت داوری پایان‌نامه اینجانب را متقبل شدند.

و با تشکر خالصانه از تمامی کسانی که در مراحل انجام این تحقیق، انگیزه‌بخش بوده‌اند و به‌نحوی مرا در به پایان رساندن پژوهش یاری و همراهی کرده‌اند. باشد که این کمترین سپاس‌گوی بخش کوچکی از مهربانی‌شان باشم.

تعهد نامه

اینجانب سهیل الهی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران - راه و ترابری دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه توسعه روشی برای کنترل انبساط و انقباض در روسازی بتنی پیوسته تحت راهنمایی آقای دکتر حسین قاسم زاده طهرانی متعهد می

شوم

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

هدف اصلی این پژوهش توسعه یکی از روش‌های کنترل روسازی بتنی پیوسته برای کاهش حرکت انتهایی طولی این نوع روسازی تحت بارگذاری حرارتی می‌باشد. یکی از معضلات روسازی‌های بتنی وجود درزهای عرضی در انتهای دال‌های بتنی می‌باشد. یکی از این نوع درزها درزهای انبساطی است که برای اجازه به حرکت طولی انتهای روسازی تحت اثر دما ایجاد می‌شود. درزهای عرضی موجب مشکلات زیادی در روسازی بتنی چون پکیدگی لبه روسازی، مشکلات انتقال بار در درز، خرابی آب‌بندی درز و ... می‌شود. بنابراین تا حد امکان سعی در کم کردن تعداد و کاهش پهنای این درزها می‌باشد. با استفاده از روسازی بتنی پیوسته مشکل کاهش تعداد این درزها تا حدودی حل می‌شود اما با توجه به طول زیاد این نوع روسازی‌ها حرکت انتهایی دال تحت اثر دما افزایش یافته که به ناچار می‌بایست پهنای درزهای انبساطی عریض‌تر در نظر گرفته شود. بنابراین در این پژوهش تلاشی در جهت کاهش حرکت انتهایی روسازی بتنی پیوسته و به تبع آن کاهش پهنای درزهای انبساطی در انتهای دال روسازی صورت گرفته است.

پارامترهای تأثیرگذار در کاهش حرکت انتهایی روسازی بتنی پیوسته اصطکاک بین دال روسازی و لایه زیرین و آرماتوربندی این روسازی می‌باشند. اما با توجه به طول زیاد این نوع روسازی، موارد مذکور در کنترل حرکت طولی روسازی سهم زیادی نخواهند داشت. بنابراین می‌بایست از روش‌هایی برای کنترل حرکت روسازی بتنی بهره گرفته شود. این روش‌ها شامل سیستم درز انبساطی، تیر بال پهن و تیرک مهاری می‌باشند. دو روش اول با فلسفه اجازه حرکت به دال روسازی و روش تیرک مهاری با هدف کنترل و مهار حرکت انتهایی روسازی بتنی بیان شده‌اند. با توجه به هدف این پژوهش در کنترل حرکت روسازی بتنی پیوسته سیستم تیرک مهاری مطلوب در نظر گرفته می‌شود.

این سیستم روسازی از المان‌هایی به نام تیرک‌های مهاری بهره می‌گیرد که به صورت عرضی در زیر دال روسازی بتنی اجرا می‌شود. این تیرک‌ها درون لایه زیرین قرار می‌گیرند. با تغییرات حرارتی و حرکت طولی روسازی، تیرک‌ها نیز میل به حرکت در جهت طولی روسازی دارند اما نیروی عکس‌العمل خاک از حرکت زیاد این تیرک‌ها جلوگیری کرده و بنابراین باعث کاهش حرکت کل سیستم روسازی می‌شود.

در گذشته جزئیات اجرایی این سیستم مهاری بر مبنای تجربیات میدانی ارائه شده بود. در این پژوهش با استفاده از آنالیز اجزای محدود جزئیات مختلف این سیستم مهاری تحلیل و بررسی شده و درنهایت به ارائه طرحی مناسب در جهت کاهش حرکت انتهایی روسازی بتنی پیوسته پرداخته می‌شود. براساس نتایج آنالیزهای

انجام گرفته، روسازی بتنی پیوسته با سیستم مهاری دو تیرکی (دو تیرک در هر انتهای دال روسازی) مطلوب می‌باشد که یکی از تیرک‌های مهاری در انتهای دال و تیرک دوم در کمترین فاصله (به لحاظ اجرایی و فنی) نسبت به تیرک اول اجرا شود. همچنین ارتفاع تیرک‌ها بین ۰/۵ تا ۱ متر پیشنهاد می‌شود. برای کاهش تنش‌های بسیار زیاد دال در حد فاصل تیرک‌های انتهایی، افزایش ضخامت موضعی دال در این ناحیه انجام شده و با در نظر گرفتن این افزایش ضخامت جزئیات آرماتوربندی‌های طولی و برشی دال و تیرک مهاری پیشنهاد می‌شود.

پس از بررسی مقاومت فشاری لایه زیرین و مقدار بالازدگی دال روسازی، این نتایج حاصل شد که خاک تثبیت شده با آهک به لحاظ تنش‌های فشاری وضعیت مناسبی ندارد ولی در عوض مقدار بالازدگی دال بسیار مطلوب می‌باشد.

واژگان کلیدی: روسازی بتنی پیوسته؛ روسازی بتنی؛ کنترل حرکت انتهایی روسازی بتنی؛ تیرک مهاری؛ نرم افزار آباکوس؛ بارگذاری حرارتی؛ روش اجزاء محدود

فهرست عنوان‌ها

ت	تقدیم‌نامه.....
ث	سیاس‌گزاری.....
ح	چکیده.....
د	فهرست عنوان‌ها.....
ز	فهرست شکل‌ها.....
ط	فهرست جدول‌ها.....
۱	فصل ۱ کلیات.....
۱-۱	۱-۱- مقدمه.....
۲-۱	۲-۱- معرفی روسازی‌های بتنی.....
۳-۱	۳-۱- معرفی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته.....
۴-۱	۴-۱- شرح مسئله.....
۵-۱	۵-۱- ضرورت تحقیق.....
۶-۱	۶-۱- پارامترهای در نظر گرفته شده در پژوهش.....
۷-۱	۷-۱- سازمان‌بندی پایان‌نامه.....
۱۳	فصل ۲ مطالعات پیشین.....
۱-۲	۱-۲- مقدمه.....
۲-۲	۲-۲- شلبی و لدبتر (۱۹۶۲).....
۳-۲	۳-۲- میشل (۱۹۶۳).....
۴-۲	۴-۲- دپارتمان راه تگزاس (۱۹۶۴-۱۹۶۶).....
۱-۴-۲	۱-۴-۲- مک کالو و سیویل (۱۹۶۴).....
۲-۴-۲	۲-۴-۲- مک کالو (۱۹۶۵).....
۳-۴-۲	۳-۴-۲- مک کالو و هربر (۱۹۶۶).....
۴-۴-۲	۴-۴-۲- مک کالو و سیویل (۱۹۶۶).....
۵-۲	۵-۲- دمرایت و تیلور (۱۹۷۷).....
۶-۲	۶-۲- وسویچ و دیگران (۱۹۸۷).....
۷-۲	۷-۲- مک کالو و وو (۱۹۹۲).....
۸-۲	۸-۲- مک کالو و دیگران (۱۹۹۳).....

۳۴	۹-۲- هو و کا او (۲۰۰۳).....
۳۷	۱۰-۲- گریفیث و دیگران (۲۰۰۵).....
۳۸	۱۱-۲- یوسفی (۲۰۰۷).....
۳۹	۱۲-۲- اداره راه فدرال و انجمن بتن مسلح آمریکا (۲۰۰۹).....
۳۹	۱۳-۲- جاپسوال (۲۰۱۲).....
۳۹	۱۳-۲- مطالعه نمونه‌های انتخابی مختلف-----
۵۲	۱۳-۲- نتیجه-----

فصل ۳ معرفی مدل و فرآیند انجام کار..... ۵۷

۵۸	۱-۳- انبساط و انقباض در روسازی بتنی و مشکلات ناشی از آن.....
۵۸	۲-۳- حل مشکلات انبساطی و انقباضی روسازی بتنی در اثر حرارت.....
۵۸	۱-۲-۳- اصطکاک لایه زیرین روسازی با دال روسازی-----
۶۱	۲-۲-۳- آرماتور بندی-----
۶۲	۳-۲-۳- استفاده از سیستم‌های انتهایی-----
۶۳	۳-۳- معرفی مدل‌سازی روسازی بتنی پیوسته با سیستم تیرک مهاری.....
۶۴	۱-۳-۳- بارگذاری-----
۶۴	۲-۳-۳- جزئیات تیرکهای مهاری-----
۶۶	۳-۳-۳- لایه زیرین-----
۶۶	۴-۳-۳- تعیین فاصله تیرکهای مهاری-----

فصل ۴ مدل‌سازی رفتار دال بتنی با تیرک مهاری..... ۶۹

۷۰	۱-۴- مقدمه.....
۷۰	۲-۴- تأثیر ضریب اصطکاک لایه زیرین بر حرکت انتهایی روسازی بتنی.....
۷۹	۳-۴- تعیین تعداد، موقعیت و فاصله تیرکهای مهاری از یکدیگر.....
۹۱	۴-۴- تعیین ارتفاع مناسب تیرک مهاری با توجه به پارامترهای مختلف.....
۱۰۲	۵-۴- بررسی مقادیر ماکزیمم پارامترهای مختلف در آنالیز اجزای محدود و مسلح‌سازی دال و تیرک‌های مهاری.....
۱۰۲	۱-۵-۴- طراحی فولاد دال و تیرک مهاری-----
۱۰۹	۲-۵-۴- بررسی مقاومت فشاری لایه زیرین-----
۱۱۰	۳-۵-۴- حداکثر بالازدگی دال روسازی-----
۱۱۱	۶-۴- صحت سنجی مدل آنالیز اجزای محدود.....

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادها..... ۱۲۳

۱۲۴	۱-۵- مقدمه.....
-----	-----------------

۱۲۴.....۲-۵- نتایج.....

۱۲۶.....۳-۵- پیشنهادها برای مطالعات آتی.....

۱۲۷.....منبع‌ها.....

۱۳۱.....پیوست ۱ میانگین‌گیری تنش‌های فشاری از المان‌های لایه زیرین.....

۱۳۵.....پیوست ۲ جداول مربوط به محاسبه مقادیر نمودارهای شکل ۴-۲۰.....

پیوست ۳ مشخصات مصالح خاکی براساس سیستم طبقه بندی متحد (AASHTO, (USCS

۱۳۹.....2001).....

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۱ شمای کلی اتصال انگشتی (Changshu Sinta Rubber Products Co., Ltd) ۷
- شکل ۱-۲ شمای کلی درز انبساط (Delatte, 2014) ۸
- شکل ۱-۳ شمای کلی سیستم تیر بال پهن (Delatte, 2014) ۸
- شکل ۱-۴ شمای کلی سیستم تیرک مهاری (Delatte, 2014) ۹
- شکل ۱-۲ نمونه‌ای از نمودارهای حرکت انتهایی - دما (McCullough & Sewell, 1964) ۱۷
- شکل ۲-۲ نمودار شیب روسازی-حرکت انتهایی برای انواع مختلف زیراساس (McCullough & Sewell, 1964) ۱۸
- شکل ۲-۳ خرابیهای مشاهده شده سیستم مهاربندی طبق گزارش مک کالو (McCullough B. F., 1965) ۲۰
- شکل ۲-۴ شمای کلی منطقه مورد مطالعه (Herber & McCullough, 1966) ۲۲
- شکل ۲-۵ شمای کلی سازه (پل) جنوبی (Herber & McCullough, 1966) ۲۳
- شکل ۲-۶ شمای کلی سازه (پل) شمالی (Herber & McCullough, 1966) ۲۳
- شکل ۲-۷ تاثیر شرایط محیطی مختلف در حرکت انتهایی روسازی (McCullough & sewell, 1966) ۲۵
- شکل ۲-۸ نرخ حرکت انتهایی در برابر ترم شیب و طول روسازی برای زیراساس تثبیت شده سیمانی (McCullough & sewell, 1966) ۲۶
- شکل ۲-۹ حرکت فصلی روسازی تحت تاثیر طول دال با مقایسه ۳ نیروی اصطکاک متفاوت (Jaiswal, et al., 2012) ۳۰
- شکل ۲-۱۰ حرکت فصلی روسازی تحت تاثیر طول دال با مقایسه بین ضخامتهای متفاوت دال (Jaiswal, et al., 2012) ۳۰
- شکل ۲-۱۱ منحنی نیروی اصطکاک - جابجایی فرض شده برای برنامه pscp2 (McCullough & Moody, 1993) ۳۱
- شکل ۲-۱۲ نمودار حرکت لغزشی - نیروی اصطکاک (Moody, 1993 & McCullough) ۳۱
- شکل ۲-۱۳ ارتباط بین حرکت انتهایی و دمای دال روسازی ۳۲

- شکل ۲-۱۴ نمودار حرکت فصلی - طول دال با مقایسه اجرای تابستانی و زمستانی (Moody, 1993 & McCullough)
- ۳۳ (Moody, 1993)
- شکل ۲-۱۵ مقایسه نرخ حرکت واقعی و پیشبینی شده (Moody, 1993 & McCullough)
- ۳۴ (Moody, 1993 & McCullough)
- شکل ۲-۱۶ تاثیر روش و نسبت آرماتور بر الف- تنش بتن ب - جابجایی بتن
- ۳۵ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۱۷ فرآیند نصب ترک سنج (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۰ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۱۸ نصب کرنش سنج به شبکه آرماتورها (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۱ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۱۹ سلول فشاری (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۱ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۰ سلول فشاری مونتاژ شده با جک (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۱ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۱ نصب سلول فشاری مونتاژ شده با جک (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۲ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۲ مناطق انتخابی نمونهها در ایالت تگزاس (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۳ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۳ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۴ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۴ محل نصب ۸ ترک سنج روی دال روسازی مورد مطالعه (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۴ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۵ حرکت دال بتنی - دمای بتن در نقاط مختلف دال روسازی (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۵ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۶ توزیع نرخ حرکت فصلی و روزانه در نقاط مختلف (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۵ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۷ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۶ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۸ جمع شدگی بتن تحت دمای ثابت ۶۰ درجه فارنهایت (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۶ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۲۹ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۷ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۰ نرخ حرکت روزانه دال بتنی (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۷ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۱ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۸ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۲ نرخ حرکت روزانه دال بتنی در سنین مخلف (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۸ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۳ مکان گیجها در تیرکهای ۱ و ۴ (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۹ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۴ نرخ حرکت بتن در سنین مختلف در تیرک ۱ (Jaiswal, et al., 2012)
- ۴۹ (Jaiswal, et al., 2012)
- شکل ۲-۳۵ اندازهگیری کرنش سنجها در ارتفاع مختلف تیرک ۱ (Jaiswal, et al., 2012)
- ۵۰ (Jaiswal, et al., 2012)

- شکل ۲-۳۶ مکان اندازه‌گیرنده‌های نصب شده در انتهای آزاد دال (Jaiswal, et al., 2012) ۵۱
- شکل ۲-۳۷ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012) ۵۱
- شکل ۲-۳۸ حرکت دال بتنی - دمای بتن در فواصل مختلف از مرکز دال (Jaiswal, et al., 2012) ۵۱
- شکل ۲-۳۹ نرخ حرکت روزانه دال بتنی در سنین مختلف بتن (Jaiswal, et al., 2012) ۵۲
- شکل ۲-۴۰ حرکت سالیانه دال روسازی - نوع سیستم انتهایی (Jaiswal, et al., 2012) ۵۴
- شکل ۲-۴۱ مثالی از یک روسازی پیوسته بتنی با سیستم مهاری AL (Jaiswal, et al., 2012) ۵۴
- شکل ۳-۱ مدل کلاسیک اصطکاک (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987) ۵۹
- شکل ۳-۲ نمودار حرکت افقی - مقاومت اصطکاک حاصل شده از آزمایش فشار فعال برای یک دال با ضخامت ۸ اینچ و دارای زیر اساس انعطاف پذیر (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987) ۶۰
- شکل ۳-۳ نیروهای وارد شده به تیرک مهاری از طرف لایه زیرین در حرکت طولی روسازی بتنی ۶۶
- شکل ۳-۴ تاثیرات مقید شدن روسازی به علت مقاومت اصطکاک ایجاد شده در برابر حرکت، روی تنشهای کششی بتن (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987) ۶۷
- شکل ۴-۱ نحوه آرایش المانها در دالی با طول ۲۵ متر ۷۱
- شکل ۴-۲ آرایش المانهای مدل روسازی بتنی بر روی لایه بستر ۷۲
- شکل ۴-۳ حرکات انتهایی دال روسازی بتنی با طول ۲۵ متر و ضریب اصطکاک ۰/۵ ۷۴
- شکل ۴-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت ۷۵
- شکل ۴-۵ اثر ضریب اصطکاک بر طول مشارکت کننده دال در جابجایی انتهایی ۷۹
- شکل ۴-۶ نمونه‌هایی از تیرکهای مهاری اجرایی در تگزاس (McCullough B. F., 1965) ۸۰
- شکل ۴-۷ آرایش المانهای لایه زیرین دال بتنی با ابعاد متفاوت ۸۱
- شکل ۴-۸ انواع دال یک تیرکی مدلسازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۸۲
- شکل ۴-۹ انواع دال دو تیرکی مدلسازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۸۳
- شکل ۴-۱۰ دال سه تیرکی مدلسازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس ۸۳
- شکل ۴-۱۱ محل قرارگیری تیرک مهاری دوم نسبت به تیرک مهاری انتهایی در آنالیز اجزای محدود ۸۵

- شکل ۴-۱۲ آرایش المان‌ها در قسمتی از الف- دال روسازی و ب- لایه زیرین دال برای مدل دال با طول ۶۰۰ متر و فاصله تیرک ۲۰ متر ۸۶
- شکل ۴-۱۳ حرکات انتهایی روسازی بتنی براساس فاصله تیرکهای مهاری از یکدیگر در سیستم دو تیرکی ۹۰
- شکل ۴-۱۴ قسمتی از دال و لایه زیرین در مدل مورد آنالیز دارای تیرک مهاری با ارتفاع ۱ متر ۹۲
- شکل ۴-۱۵ حداکثر تنش فشاری اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر ۹۳
- شکل ۴-۱۶ حداکثر کرنش فشاری اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر ۹۳
- شکل ۴-۱۷ حداکثر تنش برشی اتفاق افتاده در روسازی بتنی در مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر ۹۳
- شکل ۴-۱۸ حداکثر کرنش کششی اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر ۹۴
- شکل ۴-۱۹ نمودارهای تغییرات (الف) حداکثر تنش‌های فشاری بستر (ب) حداکثر کرنش‌های فشاری بستر (ج) حداکثر تنش برشی دال (د) میانگین تنش‌های فشاری بستر و (ه) حداکثر کرنش کششی بستر در مقابل تغییرات ارتفاع تیرک مهاری ۹۷
- شکل ۴-۲۰ نسبت پارامترهای مختلف در مدل‌های با ارتفاع تیرک مهاری الف- ۰/۲۵، ب- ۰/۵، ج- ۰/۷۵، د- ۰/۲۵، ه- ۰/۵، و- ۱/۷۵ و ز- ۲ متر به مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر ۱۰۱
- شکل ۴-۲۱ مدلسازی دال ۶۰۰ متری با ۳ تیرک مهاری در انتهای آن ۱۰۳
- شکل ۴-۲۲ افزایش ضخامت دال ۶۰۰ متری مابین تیرک‌های مهاری انتهایی ۱۰۳
- شکل ۴-۲۳ حداکثر مقدار تنش محوری در دال ۶۰۰ متری با ۳ تیرک مهاری ۱۰۴
- شکل ۴-۲۴ حداکثر مقدار تنش محوری در دال ۶۰۰ متری بعد از افزایش موضعی ضخامت دال ۱۰۴
- شکل ۴-۲۵ حداکثر بالادگی دال در روسازی ۶۰۰ متری با سیستم مهاری ۲ تیرکی ۱۱۰
- شکل ۴-۲۶ جزئیات اجرایی تیرکهای مهاری در روسازی‌های بتنی پیوسته (McCullough & Sewell, 1964) ۱۱۲
- شکل ۴-۲۷ شمای کلی قسمت انتهایی دال روسازی مدل شده با ۵ تیرک مهاری در انتها ۱۱۳

شکل ۴-۲۸ گستره مقادیر مدول الاستیسیته برای اساس‌های تثبیت شده با مصالح قیری در مراجع مختلف (Huang, 2004) (وزارت راه و شهرسازی، موسسه قیر و آسفالت ایران پژوهشکده حمل و نقل).

۱۱۴.....(۱۳۹۰)

شکل ۴-۲۹ حرکت انتهایی روسازی بتنی دارای سیستم مهاری ۵ تیرکی الف - با حضور لایه زیرین ب -

بدون حضور لایه زیرین ۱۱۷

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲ تاثیر شیب و سایر عوامل بر نرخ حرکت انتهایی روسازی با زیر اساس شنی و ماسه‌ای
۱۹ (McCullough & Sewell, 1964)
- جدول ۲-۲ مقادیر ضرایب A با استفاده از رگرسیون (McCullough & sewell, 1966) ۲۷
- جدول ۳-۲ آنالیز حساسیت برای تنش انقباضی حرارتی (Hu & Dong-wei, 2003) ۳۵
- جدول ۴-۲ تاثیر پارامترهای طراحی بر تنش و جابجایی دیواره انتهایی تیرک مهاری (Hu & Dong- CRCP
wei, 2003) ۳۷
- جدول ۵-۲ مشخصات مکانهای انتخابی مورد مطالعه (Jaiswal, et al., 2012) ۴۳
- جدول ۶-۲ خلاصه نتایج بخشهای آزمایشی (Jaiswal, et al., 2012) ۵۳
- جدول ۷-۲ تنش ممانعت شده خاک در دیواره تیرک مهاری برای تنشهای مختلف در بتن (Jaiswal, et al.,
2012) ۵۵
- جدول ۱-۴ گستره ضرایب اصطکاک ارائه شده برای لایه زیرین (Roesler & Hiller, 2013) ۷۱
- جدول ۲-۴ حرکت انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت (میلیمتر) ۷۴
- جدول ۳-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت و یافتن مقدار حداکثر طول
مشارکت کننده دال (میلیمتر) ۷۷
- جدول ۴-۴ طول مشارکت کننده کل در حرکت انتهایی روسازی بتنی به‌ازای ضرایب اصطکاک متفاوت ۷۸
- جدول ۵-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی (mm) براساس موقعیتهای متفاوت تیرکهای مهاری ۸۴
- جدول ۶-۴ ابعاد مش برای مدل دال بتنی ۶۰۰ متری با فاصله تیرک مهاری ۲۰ متر ۸۷
- جدول ۷-۴ مقایسه حرکات انتهایی روسازی‌های بتنی با دو مش بندی متفاوت تحت بارگذاری دمایی ۸۸
- جدول ۸-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی در سیستم مهاری دو تیرکی برحسب میلیمتر ۸۹
- جدول ۹-۴ پارامترهای اندازه‌گیری شده در سیستم مهاری دو تیرکی برحسب ارتفاع تیرک مهاری ۹۴
- جدول ۱۰-۴ پارامترهای اندازه‌گیری شده ماکزیمم در سیستم مهاری دو تیرکی برحسب ارتفاع تیرک
مهاری ۹۸

- جدول ۴-۱۱ پارامترهای اندازه‌گیری شده قبل و پس از افزایش ضخامت موضعی دال در سیستم مهاری دو تیرکی ۱۰۵
- جدول ۴-۱۲ مقادیر درصد فولاد ماکزیمم (بالانس) برحسب مقاومت‌های مختلف بتن و فولاد ۱۰۶
- جدول ۴-۱۳ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر) (مقررات ملی ساختمان ایران، ۱۳۸۹) ۱۰۷
- جدول ۴-۱۴ ضرایب بلوک تنش بتن (طاحونی، ۱۳۹۰) ۱۰۷
- جدول ۴-۱۵ مقاومت فشاری توصیه شده برای خاک‌های تثبیت شده با آهک (Little & Nair, 2009) ... ۱۱۰
- جدول ۴-۱۶ نرخ حرکت انتهایی دال روسازی برحسب $3 - 10 \times in^{\circ}F$ و براساس پارامترهای متفاوت ... ۱۱۱
- جدول ۴-۱۷ مقادیر ضریب پواسون برای اساس‌های تثبیت شده با آسفالت متراکم براساس دما ۱۱۵
- جدول ۴-۱۸ مقادیر ضریب پواسون برای اساس‌های تثبیت شده با آسفالت با دانه بندی باز براساس دما. ۱۱۵
- جدول ۴-۱۹ مقادیر ضریب اصطکاک برای انواع مختلفی از مصالح زیرین دال روسازی بتنی ۱۱۶
- جدول ۴-۲۰ مقادیر ضرایب زیراساس برای انواع مختلف آن (McCullough & sewell, 1966) ۱۱۶
- جدول ۴-۲۱ مقادیر مدول برجهندگی برای انواع مصالح خاکی براساس سیستم طبقه‌بندی متحد (USCS) ۱۱۹
- جدول ۴-۲۲ مقادیر ضریب پواسون برای مصالح دانه‌ای نامحدود و بستر ۱۲۰
- جدول ۴-۲۳ میزان تفاوت مدل اجزای محدود با فرمول تعیین پیش‌بینی حرکت انتهایی دال ۱۲۱

فصل ۱ کلیات

۱-۱- مقدمه

راهسازان از دیرباز بر لزوم و اهمیت روسازی راه‌ها واقف بودند و بر حسب مورد و نیاز، از انواع روسازی‌ها استفاده می‌کردند. روسازی راه‌ها در مناطقی که دارای زمین‌های سست و آب و هوایی مرطوب بود و برای حمل و نقل کالا و مسافری از ارابه استفاده می‌شد، بیشتر توسعه پیدا کرد. از جمله روسازی‌های قدیمی که هنوز آثار آن برجا مانده است می‌توان به روسازی سنگفرش جاده شاهی در مسیر شیراز به شوش اشاره کرد (طباطبائی، ۱۳۹۰).

در مناطقی نظیر ایران راه‌ها معمولاً بصورت راه شنی و خاکی ساخته می‌شد. از روسازی محکم و مقاومتر فقط در مواردی استفاده می‌شد که راه از زمینهای سست، نمکزار، آب گیر و یا لجنی عبور می‌کرد. در مسیرهای عبوری از نمکزار از سنگریزه یا خرده آجر، در مسیرهای عبوری از لجنزار از زغال چوب و شنریزی بر روی آن و نهایتاً سنگ فرش استفاده می‌شد (طباطبائی، ۱۳۹۰).

طبق تعریف آیین نامه روسازی راههای آسفالتی ایران، روسازی راه، سازه‌ای است که بر روی آخرین لایه متراکم شده خاک زمین طبیعی موجود یا اصلاح شده، خاکریزی‌ها، یا کف برش‌های خاکی یا سنگی که به طور کلی بستر روسازی نامیده می‌شود، قرار می‌گیرد (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

روسازی معمولاً متشکل از قشرهای مختلف نظیر زیراساس، اساس و لایه‌های آسفالتی یا بتنی و یا ترکیبی از آنها است که هر یک از این لایه‌ها تابع مشخصات فنی و دارای ضخامت معینی می‌باشد (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

هدف از روسازی راه‌ها احداث سطحی صاف و در عین حال ایمن برای استفاده کننده است. روسازی باید بتواند وزن حاصل از خودروها را تحمل کند و به سازه زیرین انتقال دهد زیرا معمولاً بستر خاکی توانایی تحمل این بارگذاری را ندارد (طباطبائی، ۱۳۹۰). روسازی، عبور و مرور راحت، سریع، ایمن و بدون گرد و غبار را در یک سطح هموار فراهم می‌کند (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

براساس طبقه بندی آیین نامه روسازی آسفالتی راه های ایران، انواع روسازی به سه دسته انعطاف پذیر، سخت یا بتنی و مختلط یا مرکب تقسیم می شوند (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

در روسازی‌های انعطاف پذیر که شامل انواع روسازی‌های آسفالتی و شنی هستند، از لایه‌های با سختی (ضریب ارتجاعی) کم استفاده می‌شود. این نوع از روسازی، بارهای خارجی را در سطح کوچکی به خاک بستر منتقل

می کند بنابر این خاک بستر در این نوع روسازی نقش تعیین کننده‌ای دارد و مطالعه بستر روسازی ضروری به نظر می‌رسد (طباطبائی، ۱۳۹۰). روسازی‌های انعطاف پذیر مرسوم از سیستم‌های چند لایه‌ای شامل مصالح مرغوب در بالا که شدت تنش‌ها زیاد است و مصالح با مرغوبیت کمتر در پایین که شدت تنش‌ها کمتر می‌باشد، تشکیل شده‌اند که این موضوع باعث اقتصادی‌تر شدن این دسته از روسازی‌ها می‌شود (Huang, 2004). روسازی آسفالتی معمولاً از سه نوع مصالح متمایز تشکیل شده است: زیراساس، اساس و آسفالت (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

انواع جدید روسازی‌های انعطاف پذیر شامل روسازی تمام آسفالتی و روسازی^۱ DS می‌باشند. روسازی تمام آسفالتی به روسازی اطلاق می‌شود که تمام لایه‌های آن از مخلوطهای آسفالتی تشکیل شده است و مورد دوم اشاره به روسازی آسفالتی دارد که در آن لایه اساس علاوه بر لایه رویه از مخلوط آسفالتی تشکیل شده است (هاس، هادسن، & زانیوسکی، ۱۳۹۰).

در مقابل، انواع مختلفی از روسازی‌های بتنی ساخته می‌شود. که اکثر آنها دو مشخصه اساسی دارند. اول اینکه در برابر بارهای ترافیکی به واسطه خمش بتن مقاومت می‌کنند (مسلح سازی بتن برای کنترل ترک می‌باشد نه تحمل بار)، دوم اینکه انقباض روسازی به خاطر جمع شدگی بتن و انقباض و انبساط بتن به خاطر تأثیرات حرارتی می‌باشد که برای کاهش تأثیرات و یا کنترل این انقباض و انبساط در انواع مختلف روسازی از درز، آرماتورهای مسلح کننده یا هر دوی آنها استفاده می‌شود. روسازی‌های بتنی مرسوم به صورت غیر مسلح درزدار، روسازی بتن مسلح دارای درز و روسازی بتن مسلح پیوسته می‌باشند که هر سه مورد برای روکش نیز استفاده می‌شود؛ هرچند روسازی بتنی غیرمسلح درزدار رایج تر می‌باشد (Delatte, 2014).

روسازی‌های پیش‌تنیده و پیش‌ساخته نیز که کاربردهای مشابهی دارد به ندرت استفاده می‌شود. انواع دیگر روسازی شامل بتن غلتکی و بتن متخلخل یا نفوذ پذیر به طور کلی برای موارد خاص صنعتی یا محوطه پارکینگ‌ها استفاده می‌شود (Delatte, 2014). البته در ایران از بتن غلتکی در معدودی از راههای ارتباطی نیز استفاده شده است (دستورالعمل اجرایی و کنترل کیفی روسازی‌های بتن غلتکی، ۱۳۹۲).

روسازی‌های مرکب روسازی‌هایی هستند که ترکیبی از روسازی سخت و انعطاف پذیر می‌باشند. برای مثال در روسازی فرودگاهها که با روسازی بتنی طرح می‌شوند ممکن است دال بتنی بر روی اساس قیری اجرا شود و یا برای بهسازی و ترمیم از روکش آسفالتی روی روسازی بتنی یا روکش بتنی روی روسازی آسفالتی استفاده

^۱ Deep Strength

شود. در واقع در روسازی مرکب اجزای روسازی از لایه‌های مختلف غیر آسفالتی، آسفالتی و بتنی تشکیل می‌شود (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

همانطور که در بالا ذکر شد یکی از ویژگی‌های روسازی بتنی انبساط و انقباض زیاد بتن است که می‌تواند به مشکلات عدیده‌ای منجر شود. در این پایان نامه روشی نوین برای کنترل این معضل روسازی بتنی بررسی خواهد شد.

۱-۲- معرفی روسازی های بتنی

همانطور که ذکر شد سه نوع روسازی اصلی عبارتند از: روسازی انعطاف پذیر یا آسفالتی، روسازی صلب یا بتنی و روسازی مرکب (Huang, 2004).

در روسازی بتنی، در شرایطی که خاک بستر روسازی از کیفیت مقاومتی مطلوبی برخوردار بوده و ترافیک، سنگین و یا خیلی سنگین نباشد، رویه بتنی می‌تواند روی بستر و در غیر این صورت بر روی لایه‌های زیراساس یا اساس قرار داده شود. مقاومت فشاری و کششی روسازی بتنی زیاد است و بار ترافیک را، بدون تغییر شکل زیاد دال بتنی، در سطح گسترده‌تری به خاک بستر منتقل می‌سازد. در این نوع روسازی، دال بتنی تحت اثر بار یا تابیدگی ناشی از گرادیان دما تغییر شکل می‌دهد و در آن تنش کششی ایجاد می‌شود. اگر تنش کششی از مقاومت کششی بتن زیادتر باشد، بتن می‌شکند و ترک می‌خورد. از این رو برخی از اینگونه روسازی‌ها بصورت مسلح طرح و اجرا می‌گردند (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱).

در روسازی‌های سخت، مقاومت و کیفیت قشر بتنی عامل تعیین کننده توان باربری رویه است و تغییرات مقاومتی خاک بستر روسازی، نقش کمتری دارد (معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، ۱۳۸۱). از این رو در مناطقی که دارای خاکهای سست می‌باشند استفاده از این روسازی‌ها بسیار فراگیر است.

در طی ۱۰۸ سال پس از اجرای اولین روسازی بتنی در بلفونتاین آمریکا حدود ۹۵۰۰ کیلومتر روسازی بتنی در این کشور اجرا شد، که نشان دهنده رشد سریع این نوع روسازی بوده است. پیشرفت روش‌های طراحی روسازی بتنی صلب مانند روسازی انعطاف پذیر دشوار نبود، این مسئله بسیار هم دور از انتظار نبود زیرا تنش خمشی در بتن از مدت‌ها قبل به عنوان تنها فاکتور طراحی مورد استفاده قرار می‌گرفت (Huang, 2004).

۱-۳- معرفی روسازی های بتنی مسلح پیوسته^۱

در یک طبقه بندی کلی، روسازی های بتنی به ۴ گروه تقسیم می شود :

- روسازی بتنی غیرمسلح درزدار (JPCP^۲)

- روسازی بتنی مسلح دارای درز (JRCP^۳)

- روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP^۴)

- روسازی بتنی پیش تنیده (PCP^۵)

درزها در بتن به گونه ای ایجاد می شوند که ترک های ناشی از دما و یا تغییرات رطوبتی رخ ندهد. به همین دلیل درزها را با توجه به هدفی که از ایجاد آن وجود دارد به ۴ دسته درزهای انقباضی، انبساطی، اجرایی و طولی تقسیم می کنند (Huang, 2004).

خرابی های زیادی در روسازی های دارای درز مانند ترک های عرضی و گسستگی درز (که باعث فقدان کیفیت سواری می شود) (AASHTO, 2004)، خرابی آب بندی درز (شامل خالی شدن درزگیر، خارج شدن درزگیر تحت فشار، رشد گیاهان هرز، اکسیداسیون، از بین رفتگی پیوستگی درزگیر با لبه دال و کمبود یا نبود درزگیر در داخل درز) اتفاق می افتد (Shahin, 2005). همچنین مشکلاتی در انتقال بار و استفاده از داول بار^۶ (رعایت مسائلی چون خوردگی، تراز بودن داول های انتقال بار، ماده درزگیر مناسب و ...) در درزها وجود دارد (Porter & Guinn, Jr, 2002). که نشان دهنده این نکته است که درزها نقاط ضعف روسازی های بتنی می باشند.

مزیت های طراحی بدون درز سبب شد تا در بسیاری از ایالات آمریکا (Huang, 2004)، پروژه هایی در اروپای شرقی، انگلیس و باند فرودگاه بندر لیورپول (Griffiths & Thom, 2007) از روسازی بتنی پیوسته استفاده شود.

طبق تعریف آقای گریفیث یک روسازی CRCP متشکل از الگوی منظمی از صفحات مربعی ترک خورده است که با یکدیگر توسط آرماتور گذاری و قفل و بست سنگدانه ها در ارتباط هستند. ترک ها همچنان که بتن در

¹ Continuously Reinforced Concrete Pavement

² Jointed Plain Concrete Pavement

³ Jointed Reinforced Concrete Pavement

⁴ Continuously Reinforced Concrete Pavement

⁵ Prestressed Concrete Pavement

⁶ Dowel bar

اثر برودت دچار انقباض می‌شود تدریجاً به وجود می‌آیند. این ترک خوردگی‌ها توسط مقاومت کششی بتن، ضریب انبساط حرارتی سنگدانه و انقباض بتن، مقدار و درجه آرماتورها و دمای بتن در هنگام اجرا کنترل می‌شود (Griffiths & Thom, 2007) و تا زمانی که این فواصل به صورت یکنواخت پراکنده شده باشند جای هیچ نگرانی نیست (Huang, 2004).

در یک روسازی بتنی پیوسته درزها بسیار کم‌ترند، به طوری که تنها درزهای اجرایی و جداسازی در فواصل زیاد وجود دارند. بنابراین هزینه نگهداری درزها از بین رفته و کیفیت سواری افزایش می‌یابد (Delatte, 2014). مزیت دیگر استفاده از این نوع روسازی این است که به علت در نظر گرفتن ضریب انتقال بار کمتر (در طراحی آشتو) در مقایسه با روسازی‌های JRCP و JPCP می‌توان ضخامت آن را تا حدود ۲/۵ تا ۵ سانتی متر کاهش داد. لازم به ذکر است خرابی عمده‌ای که در این نوع روسازی رخ می‌دهد پانچ شدن در لبه روسازی است که بین ترکهای عرضی موازی و یا تقاطع ترکهای Y شکل رخ می‌دهد (Huang, 2004). همچنین این نوع روسازی برای اجرای روسازی پیوسته طولانی که ترافیک سنگینی را تحمل می‌کند مناسب است (Griffiths & Thom, 2007).

به علت اجرای دالهای طولانی در این نوع روسازی حرکات انتهایی زیاد ناشی از تغییرات دما در دالها قابل انتظار خواهد بود (Griffiths & Thom, 2007). این رفتار طراح را مجاب به در نظر گرفتن درزهای عریض برای جلوگیری از تنشهای فشاری و کششی بتن می‌کند، که این عامل باعث افت کیفیت سواری خواهد شد. هرچند عواملی چون شبکه آرماتور بندی درونی و اصطکاک بین دال و لایه زیرین تا حدودی این حرکت را محدود می‌کند (AASHTO, 1993)، اما باز هم مشاهده می‌شود که حرکت‌های انتهایی دال قابل توجه است (Griffiths & Thom, 2007).

۴-۱- شرح مسئله

روشهایی که برای کنترل حرکت انتهایی معرفی شده‌اند علاوه بر تامین سطح هموار برای رانندگی، درزگیری بستر را در مقابل شرایط آب هوایی نیز تامین میکنند. در ابتدا دو روش زیر معرفی شدند:

- درزهای انبساطی که برای انتهای روسازی تعریف شدند، از وسیله انتقال بار (بین دالها) و ماده درزگیر تشکیل شده‌اند.

- استفاده از اتصال انگشتی فولادی^۱ مانند شکل ۱-۱ می‌باشد.

به علت هزینه نگهداری بالا در درزهای انبساطی و هزینه اولیه بالا در انگشتهای فولادی روش دیگری پیشنهاد شده است که در آن از مهارکننده‌های بتنی موسوم به تیرک مهاری^۲ استفاده می‌شود (McCullough & Sewell, 1964).



شکل ۱-۱ شمای کلی اتصال انگشتی (Changshu Sinta Rubber Products Co., Ltd)

در راهنمای طراحی روسازی که توسط سازمان حمل و نقل تگزاس در سال ۲۰۱۱ منتشر شده است از سه سیستم درز انبساط^۳، تیر بال پهن^۴ و تیرک مهاری نام برده است (Lenz, 2011).
قبل از ادامه بحث به معرفی این سه سیستم پرداخته می‌شود:

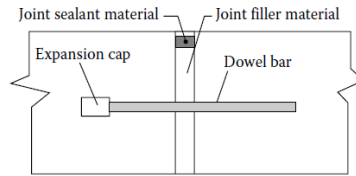
- سیستم درز انبساط از درزهای انبساطی در انتهای روسازی بتنی تشکیل شده است. این درزها برای حرکات آزادانه انتهای روسازی تعبیه شده است (شکل ۲-۱).

¹ Steel Finger Joint

² Anchor Lug (AL)

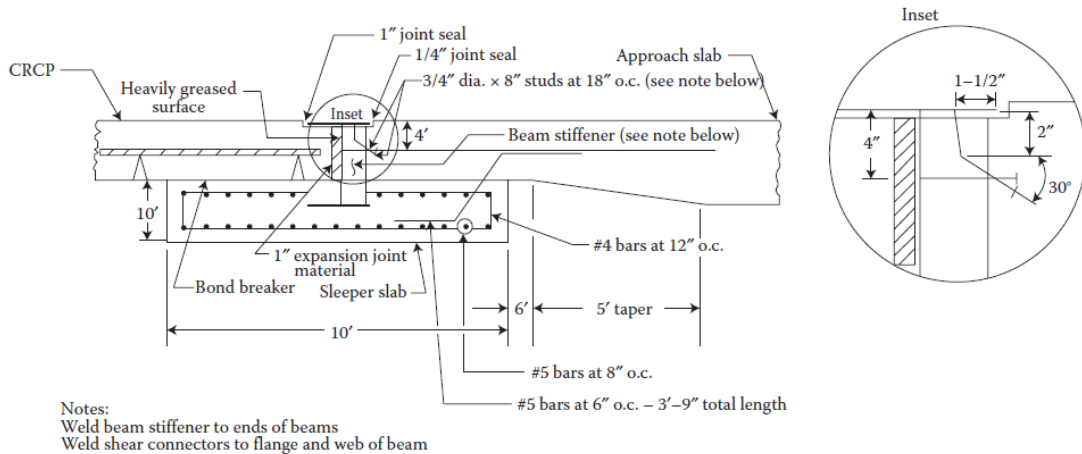
³ Expansion Joint (EJ)

⁴ Wide Flange Beam (WF)



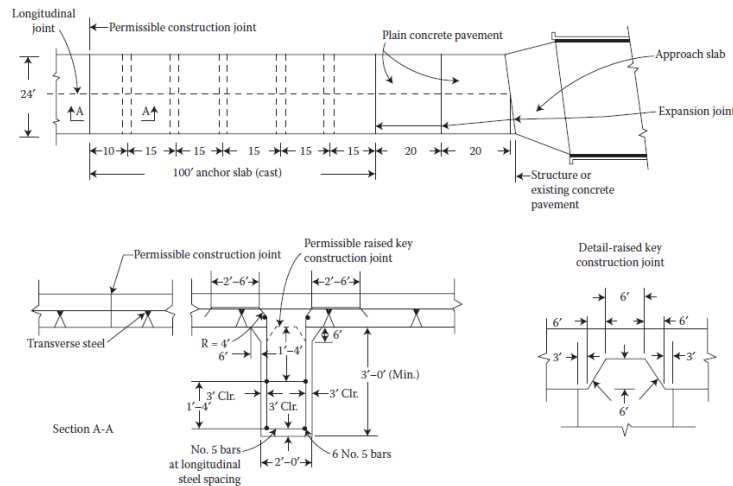
شکل ۱-۲ شمای کلی درز انبساط (Delatte, 2014)

- سیستم تیر بال پهن، از یک تیر آهن بال پهن، یک فضا و مصالح انعطاف پذیر در کنار جان تیر برای اجازه حرکت آزادانه به دال روسازی تشکیل شده است. سطح بالایی تیر آهن به طور کامل با سطح روسازی تراز می‌شود (شکل ۱-۳).



شکل ۱-۳ شمای کلی سیستم تیر بال پهن (Delatte, 2014)

- سیستم تیرک مهاری نیز که بعداً کاملتر توضیح داده می‌شود از تیرکهای مهاری بتنی در قسمت انتهایی روسازی بتنی به منظور مهار حرکت انتهای این روسازی استفاده می‌شود. این تیرکهای بتنی توسط آرماتوربندی به دال روسازی متصل می‌شوند (شکل ۱-۴).



شکل ۱-۴ شمای کلی سیستم تیرک مهاری (Delatte, 2014)

فلسفه سیستم‌های تیر بال پهن و درز انبساط این است که به حرکات انتهایی روسازی اجازه جابجایی می‌دهد. در صورتی که سیستم تیر مهاری حرکات روسازی را محدود می‌کند. بنابر این در صورت جابجایی‌های زیاد و ایجاد خسارت به سازه مجاور استفاده از دو سیستم اولیه کاربردی نبوده و در صورت جابجایی‌های کم، این سیستم تیر مهاری است که کاربرد خود را از دست می‌دهد. به این علت که هزینه‌های ایجاد این سیستم در مقایسه با دو سیستم مذکور بسیار بالاتر می‌باشد (Jaiswal, et al., 2012). پس تنها سیستمی که در حال حاضر می‌تواند حرکات انتهایی را تا حدودی مهار کند سیستم تیر مهاری می‌باشد.

اولین سیستم مهاربندی به شیوه تیر مهاری در سال ۱۹۵۹ میلادی در تگزاس اجرا شد که با توجه به نتایج خوب و قابل قبول در ایالات دیگر به کار برده شد (McCullough B. F., 1965). این سیستم ابتدا در مورد روسازی‌های JCP به کار گرفته شده بود اما با پدیدار شدن مشکل حرکت زیاد در روسازی‌های CRCP بلافاصله در این نوع روسازی‌ها نیز مورد استفاده قرار گرفت (McCullough B. F., 1966).

یکی از نگرشهایی که در مورد سیستم AL وجود دارد این است که سیستم‌های مهاری دیگر شامل سیستم درز انبساط و تیر بال پهن می‌توانند حرکت انتهایی مورد نیاز برای روسازی را پوشش دهند و نیاز به روش‌های پر هزینه‌ای چون AL نیست اما برای روسازی‌های بسیار طولانی در شرایط سخت دمایی روش‌های مذکور جوابگو نیست و می‌بایست از سیستم مهاری AL استفاده کرد.

۱-۵- ضرورت تحقیق

طبق پیشنهاد سازمان راه تگزاس^۱ این سیستم مهاری از ۵ تیرک^۲ به فواصل مشخص که در بخش انتهایی دال قرار دارد تشکیل شده است (McCullough & Sewell, 1964).

تمام تحقیقات انجام شده بر پایه شکل گیری تیرک‌های مهاری در بخش‌های انتهایی دال CRCP در ابعاد و اندازه‌ها و با فاصله‌های مشخص است. در این مطالعه تمام این پارامترها مورد آنالیز و بررسی قرار گرفته و با یکدیگر از جهت حرکت انتهایی لبه دال مقایسه می‌شوند. در نهایت شرایطی از لحاظ موقعیت و ابعاد تیرک‌های مهاری انتخاب می‌شود که در آن شرایط کمترین حرکت انتهایی روسازی (در پارامترهای مورد بررسی) رخ خواهد داد. کاهش حرکت انتهایی از دو جهت می‌تواند دارای اهمیت باشد. اول اینکه درزهای باریکتری در انتهایی روسازی در نظر گرفته شده که باعث افزایش کیفیت سواری می‌شود و دوم اینکه می‌توان بدون نگرانی از حرکات انتهایی زیاد، از روسازی CRCP طولانی‌تری استفاده کرد که با توجه به مطالب ذکر شده درباره مزیت‌های روسازی بدون درز گام مهمی در بهبود توسعه این نوع روسازی می‌باشد.

۱-۶- پارامترهای در نظر گرفته شده در پژوهش

در این مطالعه به تحلیل رفتار انبساطی و انقباضی دال روسازی، تیرک‌های مهاری و بررسی تنش‌های به وجود آمده در آنها با در نظر گرفتن عوامل زیر پرداخته می‌شود:

۱. اختلافات دمایی که در حرکت روسازی بسیار مهم است و عبارت است از دماهای متفاوتی که در

بازه‌های زمانی مختلف اتفاق می‌افتد. در بیشتر موارد برای بررسی حرکات روسازی از تفاوت دمایی

زمان ساخت روسازی و زمان مشاهده استفاده می‌شود.

۲. جنس و مشخصات لایه زیرین روسازی که از جهات مختلفی می‌تواند مورد بررسی قرار بگیرد از جمله

ویژگی اصطکاکی آن در ارتباط با لایه روسازی و یا از لحاظ تحمل و انتقال تنش‌های وارد شده به آن

در اثر فشارهای اعمالی توسط تیرک‌های مهاری که طی حرکات دمایی روسازی اتفاق می‌افتد.

۳. ابعاد تیرک‌های مهاری و نقش انکار ناپذیر آن در انتقال مناسب نیروهای مهاری.

¹ Texas Highway Department

² Lug

۴. ضخامت روسازی که با توجه به مطالعات به عمل آمده هرچه بیشتر باشد تنشهای انبساطی و انقباضی ایجاد شده در روسازی منجر به نیروی حرکتی بیشتری در روسازی می‌شوند (Wu & McCullough, 1992).

۵. فاصله مناسب بین تیرکها بسیار مهم است. در صورت ایجاد فاصله زیاد، تیرکهای بتنی تنشهای زیادی را متحمل می‌شوند و حرکت دال را به اندازه مورد نیاز نمی‌توانند مهار کنند و در صورت در نظر گرفتن فاصله کم سیستم AL به یک سیستم بسیار پرهزینه تبدیل می‌شود. بنابر این یکی از مواردی که در این مطالعه بررسی خواهد شد محاسبه فواصل مناسب این المانهای بتنی از یکدیگر می‌باشد. باید توجه داشت که به طور قطع این فاصله‌ها در طول دال متفاوت خواهد بود زیرا در میانه‌های دال حرکت طولی بسیار کم است در حالی که بیشترین حرکت طولی دال در انتهای آن اتفاق می‌افتد.

۶. یکی دیگر از مواردی که باید مورد ارزیابی قرار گیرد شکل ظاهری و ارائه جزئیات برای تیرکهاست. این مورد از جهت انسجام مناسب با دال روسازی و رفتار یکپارچه، و انتقال مناسب نیروهای مهاری حائز اهمیت می‌باشد. بنابر این یکی دیگر از مواردی که در این مطالعه ارائه خواهد شد جزئیات اجرایی تیرکها است.

برای تحلیل تنشهای ایجاد شده در عناصر سیستم AL و بررسی رفتار کلی این سیستم مهاربندی از نرم افزار اجزای محدود آباکوس استفاده خواهد شد.

۱-۷- سازمان بندی پایان نامه

این پایان نامه شامل ۵ فصل می‌باشد. در فصل اول کلیاتی در زمینه انواع روسازی‌ها و روسازی‌های بتنی، معرفی سیستم‌های مهاری و شرح مسئله مورد پژوهش ارائه می‌شود. در فصل دوم به بیان پیشینه پژوهش در ارتباط با انواع سیستم‌های مهاری موجود، مطالعات انجام شده در زمینه تیرک‌های مهاری، پارامترهای تأثیرگذار در حرکت انتهایی دال روسازی بتنی، خرابی در سیستم‌های مهاری و ... پرداخته شده است. در فصل سوم ابتدا راهکارهای حل مشکل انبساطی و انقباضی روسازی بتنی در اثر حرارت مطرح شده و سپس جزئیات مدلسازی روسازی بتنی دارای سیستم تیرک‌های مهاری در این پژوهش معرفی می‌شود. نتایج حاصل از آنالیزهای انجام گرفته و بحث و بررسی این نتایج موضوع فصل چهارم می‌باشد. موضوعات ارائه شده در فصل چهارم در ارتباط با تأثیر اصطکاک در حرکت انتهایی روسازی بتنی، دستیابی به موقعیت و جزئیات مناسبی از تیرک‌های مهاری در جهت کاهش حرکت انتهایی روسازی بتنی، ارائه طرح پیشنهادی در رابطه با مسلح‌سازی دال و تیرک‌های

مهاری و در نهایت صحت‌سنجی روسازی مدلسازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس می‌باشد. در فصل پنجم نتیجه‌گیری پژوهش انجام شده و پیشنهادهایی برای مطالعات آینده بیان شده است.

فصل ۲ مطالعات پیشین

۲-۱- مقدمه

در سال ۱۹۵۰ میلادی مشکلاتی در روسازی‌های بتنی درزدار به وجود آمد از جمله: کم شدن فاصله درزها و فشارهایی به سازه‌ها یا پل‌های مجاور در اثر انبساط روسازی بتنی. برای رفع این مشکل منطقه هوستون^۱ اولین سیستم مهاربندی را در سال ۱۹۵۹ در تگزاس ایجاد کرد که به واسطه عملکرد خوب آن در کل ایالت فراگیر شد (McCullough & Sewell, 1966).

همزمان با فراگیر شدن روسازی‌های بتنی پیوسته و ایجاد مشکل فوق در این نوع از روسازی‌ها این سیستم مهاربندی به این دسته از روسازی‌ها نیز تسری پیدا کرد (McCullough & Sewell, 1966).

در این فصل انواع روشها و سیستمهای مهاربندی و کنترل جابجایی درز روسازی‌های بتنی معرفی می‌شوند.

۲-۲- شلبی و لدبتر (۱۹۶۲)

شلبی و لدبتر روی مفهوم اساسی و فرضیات بکارگرفته شده در طراحی سیستم‌های مهاربندی توسط دپارتمان راه تگزاس^۲ (THD) تحقیق کردند. در سیستم مهاربندی اولیه که برای روسازی‌های درزدار به کار برده شده بود از دو تیرک مهاری که ۳ فوت عمق و ۲ فوت پهنا داشتند در دو انتهای روسازی استفاده شده است (Shelby & Ledbetter, 1962). این تیرک‌های بتنی برای انتقال نیرو به خاک از طریق مقاومت برشی و نیروی مقاوم^۳ لایه زیرین در نظر گرفته شده است (Shelby & Ledbetter, 1962). در طراحی‌ها احساس شد که قسمتهای بحرانی این سیستم نواحی تماسی تیرک مهاری با خاک بستر و سطح برشی در مقطع تیرک می‌باشند (McCullough & Sewell, 1966).

مهاربندی در روسازی‌های بتنی پیوسته مانند مهاربندی در روسازی بتنی درزدار می‌باشد با این تفاوت که در آن از ۵ تیرک بتنی به طول حدوداً ۹۰ فوت استفاده می‌شود. (McCullough B. F., 1966)

۲-۳- میشل (۱۹۶۳)

در مطالعات انجام شده توسط میشل که به منظور ارزیابی سیستم مهاربندی انتهایی انجام گرفت، از دو نوع تیرک مهاری بتنی استفاده شد: شمع استوانه‌ای و مستطیلی صلب (Jaiswal, et al., 2012).

¹ Houston District

² Texas Highway Department

³ Passive bearing

این پژوهش در دو بخش آزمایشگاهی و تئوری انجام گرفت. در بخش آزمایشگاهی که محدودیت‌هایی را در بر داشت به اعمال بارگذاری روی این دو سیستم مهار بندی پرداخته شد و در بخش تئوری نیز عناصر و اجزای مهم در نظر گرفته شد (Jaiswal, et al., 2012).

برای انجام این پژوهش فرض‌هایی از جمله خواص الاستیک خطی، چگالی و ضخامت یکنواخت، تغییر حجم یکنواخت بتن در صورت عدم اعمال نیروی خارجی و ضریب اصطکاک یکسان برای بستر در نظر گرفته شد (Jaiswal, et al., 2012). براساس این تحقیق برش و لنگر دال در نزدیکی درز بسیار پیچیده است زیرا مقاومت کششی خاک به صورت قابل توجه وجود ندارد و بارهای محوری و بارهای ترافیکی عرضی در جهت بارهای مهارتی حاصل از سیستم مهارتی عمل می‌کنند.

ترک‌های برشی و خمشی در نزدیکی درز گسترش می‌یابد.

به خاطر این پیچیدگی‌ها برای حل مسئله از سعی و خطا استفاده می‌شود و چون یکی از اهداف آنالیز استفاده از آن برای طراحی است، می‌توان از فرض‌های ساده‌کننده مانند مورد زیر استفاده کرد:

بارهای محوری دال و بارهای ترافیکی اثر ناچیزی روی برش و خمش حاصل از تیرک بتنی دارند.

روش آنالیز ارائه شده برای مقصود طراحی مناسب است اما به دلیل محدودیت‌ها، نتایج ارتباط کمی با مشاهدات دارد (Jaiswal, et al., 2012).

۲-۴- دپارتمان راه تگزاس (۱۹۶۶-۱۹۶۴)

در سال ۱۹۶۳ گزارشی از خرابیهایی روی این سیستم ارائه شد. و به این دلیل دپارتمان راه تگزاس (THD)

تحقیقاتی را در این زمینه آغاز کرد (McCullough & Sewell, 1966).

۲-۴-۱ مک کالو و سیویل (۱۹۶۴)

در گزارش ۲-۳۹ - THD که توسط مک کالو و سیویل ارائه شد، تلاشی در جهت بررسی پارامترهای تاثیرگذار بر حرکت انتهایی دال صورت گرفت (McCullough & Sewell, 1964).

در این پژوهش، این سیستم های مهاربندی^۱ (AL) روی خاکهای متفاوت با تعداد تیرکهای بتنی مختلف، شبیهها و طولهای روسازی متفاوت ساخته شد و اطلاعات آن به مدت ۲/۵ سال جمع‌آوری شد (McCullough & Sewell, 1964).

پارامترهای مورد بررسی عبارتند از:

۱. تعداد تیرکهای بتنی در انتهای روسازی.

۲. طول روسازی که در حرکت انتهایی مشارکت می‌کنند.

۳. شیب روسازی.

۴. تغییرات دمایی.

۵. ضریب اصطکاک بین روسازی و زیراساس.

روش آنالیز میدانی

اندازه‌گیریهای مقدار حرکت انتهایی به ازای درجه دما، به منظور محاسبه اثرات عوامل بر روی حرکت انتهایی انجام شده است. مقدار تغییر حرکت انتهایی به ازای دما خطی است پس شیب این خط نشان دهنده تغییر در طول روسازی به ازای هر درجه تغییر دماست (McCullough & Sewell, 1964).

$$y = a + bx \quad (۱-۲)$$

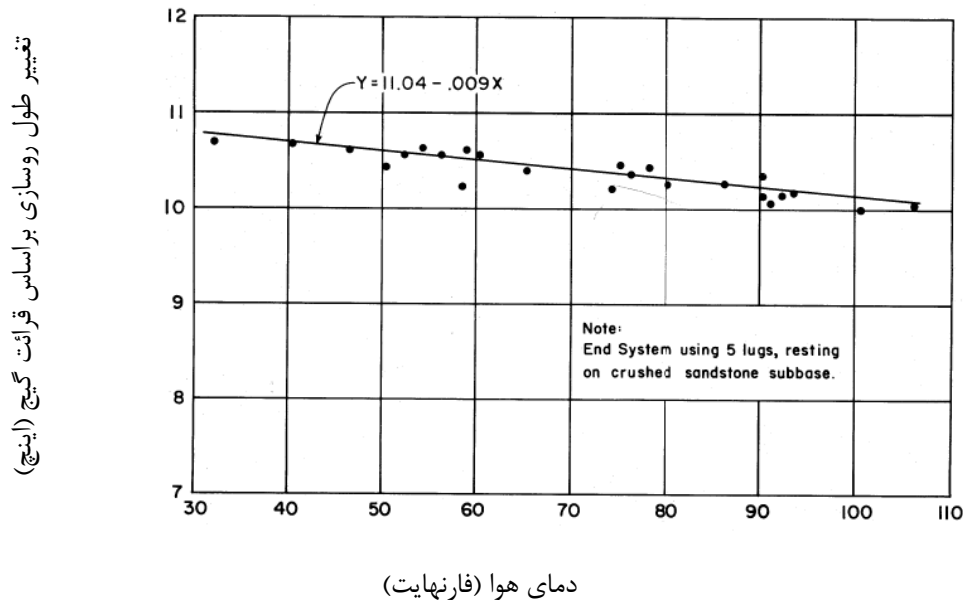
y = تغییر طول روسازی

b = شیب نمودار

x = دما

همانطور که در شکل ۱-۲ ملاحظه می‌شود، اختلاف b (شیب) در ترسیم گرافهای مختلف می‌تواند تاثیر عوامل مختلف را در میزان حرکت روسازی نشان دهند (McCullough & Sewell, 1964).

^۱ Anchor Lug



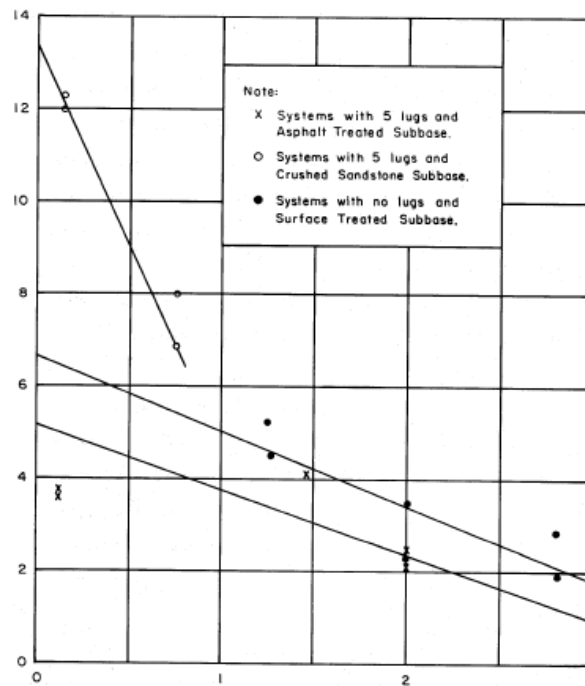
شکل ۱-۲ نمونه‌ای از نمودارهای حرکت انتهایی - دما (McCullough & Sewell, 1964)

تأثیر پارامترهای مختلف روی حرکت انتهایی

عواملی که بر حرکت انتهایی دال اثر می‌گذارند شامل طول دال، شیب، ضریب اصطکاک زیراساس و تعداد تیرکهای مهاری است که نحوه اثرگذاری هر کدام در ادامه بررسی می‌شود:

- طول دال: تا طول ۱۰۰۰ فوت نرخ حرکتی وجود دارد (نرخ حرکتی با طول دال رابطه مستقیم دارد) برای روسازی‌هایی با طول بیش از ۱۰۰۰ فوت این نرخ حرکتی برای طول ۱۰۰۰ فوت اتفاق می‌افتد، زیرا قسمت‌های میانی دال در این حرکت مشارکت زیادی انجام نمی‌دهند. پس در واقع حداکثر طول دال مشارکت‌کننده در حرکت انتهایی هر طرف دال ۵۰۰ فوت می‌باشد و حتی می‌توان برخی از اثرات (مانند شیب) را برای دال‌هایی با طول بیش از ۱۰۰۰ فوت برابر دانست.
- شیب: ابتدا تغییرات شیب مثبت و منفی و سپس تأثیر شیب با زیراساسهای مختلف بررسی شد، و این نتیجه حاصل شد که با افزایش شیب (مثبت یا منفی و با زیراساس‌های مختلف) نرخ حرکت انتهایی کاهش می‌یابد. منتها در شیب حالت منفی این کاهش ملایم‌تر از شیب مثبت می‌باشد. البته به علت تعداد کم نمونه‌ها احتمال اشتباه در نتیجه وجود دارد.
- ضریب اصطکاک زیراساس: با توجه به شکل ۲-۲ ضریب اصطکاک زیراساس تثبیت شده با آسفالت از ضریب اصطکاک زیراساس سنی و ماسه‌ای بیشتر و از ضریب اصطکاک زیراساس با سطح قیر پاشی شده کمتر می‌باشد.

نرخ حرکت انتهایی اینچ بر فارزهایت $\times 10^{-3}$



شیب مثبت انتهایی روسازی

شکل ۲-۲ نمودار شیب روسازی-حرکت انتهایی برای انواع مختلف زیراساس (McCullough & Sewell, 1964)

این مطالعه تنها به مقادیر تئوری اصطکاک پرداخته است. احتمالاً با توجه به اینکه مقادیر واقعی ضریب اصطکاک متفاوت از این مقادیر می‌باشد این نتیجه گیری به دست نمی‌آید (Jaiswal, et al., 2012).

- تعداد تیرک مهاری: در جدول ۲-۱ با توجه به این که طول همه دال ها بیشتر از ۱۰۰۰ فوت است و زیر اساس ها در یک وضعیت قرار دارند برای تعداد ۲ و ۳ تیرک بتنی از شیب $-0/15$ و برای تعداد ۴ و ۵ تیرک بتنی از شیب $+0/15$ استفاده شده است. همانطور که ذکر شد نرخ حرکت برای شیب های مثبت باید کمی بیشتر از حالت منفی باشد.

جدول ۱-۲ تاثیر شیب و سایر عوامل بر نرخ حرکت انتهایی روسازی با زیر اساس شنی و ماسه‌ای (McCullough & Sewell, 1964)

MOVEMENT FOR PAVEMENTS ON CRUSHED SANDSTONE SUBBASE								
No. of Lugs	2		3		4		5	
Slab Length	2,325		2,325		11,873		45,725	
% Grade	2,325		2,325		11,873		45,725	
- .75					9.37		11.02	
- .15	13.57		11.37					
+ .15					12.07		12.26	
+ .75				7.99		6.83		

این مقایسه در مورد تعداد تیرک‌های ۳، ۴ و ۵ صحیح است اما در مورد ۲ تیرک بتنی خیر. در صورتی که باید نرخ حرکتی ۲ تیرک بتنی به خاطر شیب منفی کمتر باشد، به علت کم بودن تعداد تیرک‌ها و حرکت آزادانه بیشتر این نرخ بیشتر است.

نتیجه

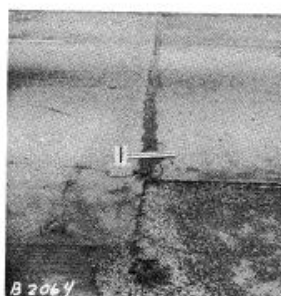
- حرکات انتهایی روسازی بتنی پیوسته به طور مستقیم با طول روسازی و تغییر دما مرتبط است و به طور غیر مستقیم با درصد شیب روسازی، اصطکاک زیر اساس و تعداد تیرک بتنی مرتبط می‌باشد.
 - جزئیات طراحی که توسط دپارتمان راه تگزاس ارائه شده بود بهتر است به منظور کاهش تیرک‌های بتنی برای یک زیر اساس و شرایط هندسی مشخص اصلاح شود.
 - با ترکیب حالات مختلف پارامترهای موثر می‌توان به حالتی رسید که به تیرک بتنی نیاز نباشد.
- در انتهایی این گزارش فرمول تجربی (با بهره‌گیری از پارامترهای تاثیرگذار بر حرکت انتهایی) به منظور پیشگویی حرکت انتهایی و نمودگرافی به منظور طراحی و تعیین تعداد تیرک بتنی ارائه شده است (McCullough & Sewell, 1964).

۲-۴-۲ مک کالو (۱۹۶۵)

در گزارش ۱-۳۹ - THD مک کالو به بررسی خرابیها در سیستم مهاربندی پرداخته است. خرابیهای مشاهده شده شامل موارد زیر بود (McCullough B. F., 1965):

- ترک های عرضی بسیار کوچک که ترافیک عامل گسترش آن است (شکل ۲-۳-الف)
- درز انبساط بسته شده که مهم به نظر نمی رسد (شکل ۲-۳-ب)

- ترک خوردگی پایه انتهایی پل^۱ که به خاطر نیروی انبساطی و حرکت دال می باشد و با ترک خوردگی به واسطه انبساط خاک متفاوت است (شکل ۲-۳-پ)



الف- ترکهای عرضی در دال قسمت
مهاربندی شده

ب- درز انبساط بسته شده بین
دالهای عملکردی روسازی و پل



پ- گسستگی دیواره پایه پل به واسطه انبساط روسازی

شکل ۲-۳ خرابیهای مشاهده شده سیستم مهاربندی طبق گزارش مک کالو (McCullough B. F., 1965)

این گزارش در دو فاز بررسی شد:

۱. بررسی داده‌های تمام سیستم‌های مهاربندی انتهایی در منطقه هوستون برای تعیین وسعت خرابی و ثبت عواملی که احتمالاً در خرابی تاثیرگذارند یا منتج به خرابی می‌شوند و طبقه بندی گسستگی‌ها به سه دسته زیر:

- بسته شدن کامل درزهای انبساط
- گسستگی دیواره پایه‌های پل
- مناطقی که معیارهای طبقه بندی خرابی (بسته شدن کامل درز انبساط) را دارد و به خاطر پهنای کم درز کمک زیادی به انبساط روسازی نمیکند (درز به طور کامل بسته نشده است).

¹Abutment wall

۲. حفاری در مجاورت چندین دال دارای مهاربندی انتهایی در حال خدمت، برای تعیین اینکه خرابی به خاطر گسستگی سازه‌ای سیستم مهاربندی یا گسستگی توده خاک بوده است. حوزه این فاز موارد زیر را در بر می‌گیرد:

- بررسی شرایط لایه زیرین سیستم مهاربندی برای فهمیدن این که گسستگی به خاطر ضعف سازه‌ای بتن و یا شرایط خاک بوده است.
- دو ناحیه انتخابی حفاری از نواحی گسستگی روی دو خاک متفاوت (رسی و ماسه‌ای) و یک ناحیه انتخابی از نواحی می باشد که سیستم مهاربندی به خوبی کار می‌کند.
- تعیین مشخصه های خاک

عوامل احتمالی خرابی که در این گزارش مورد بررسی قرار گرفتند عبارتند از عناصر سازه‌ای روسازی، عمر روسازی، فاصله تیرک تا پایه پل، شیب دال و وجود ترک در دال بتنی.

در نهایت این نتیجه گرفته شد که علت این گسستگیها عدم انتقال صحیح نیروهای انبساطی روسازی به توده خاک بوده است. آزمایشات مقاومتی خاک و مشاهدات نشان داد که خاک در طول صفحه افقی در پایین تیرک بتنی دچار گسستگی برشی می‌شود. این گسستگی می‌تواند به تفاوت در انتقال نیروهای روسازی از سیستم مهاربندی به خاک نسبت داده شود که علت آن قرار گرفتن پایین تیرک در لایه ضعیف خاک می‌باشد.

مک کالو با توجه به مورد مذکور و مشاهدات دیگر به این واقعیت دست یافت که طراحی درست انجام شده است و معضلات پیش آمده در سیستم مهاربندی ارتباطی به طراحی این سیستم ندارد.

البته مواردی چون عمر سیستم مهاربندی، فاصله بین تیرک و دیواره جلویی، نوع مصالح سنگدانه بتن، خاکریز و غیاب ترکهای عرضی در دال به عنوان عوامل ثانویه گسستگی ذکر شدند.

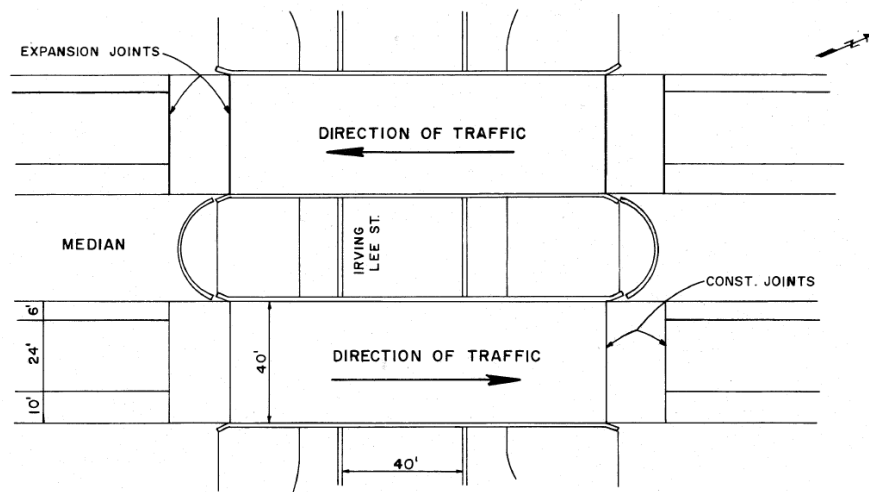
مک کالو در انتها با استفاده از مدل ریاضی و بهره بردن از کار متلاک و ریس نشان داد نیروهایی که روسازی تحمل می‌کند در بازه بیشتر از ۴۶ هزار پوند (نمونه‌های گسسته شده) و کمتر از ۶۷ هزار پوند (نمونه‌های قابل قبول) در هر فوت از پهنای روسازی می‌باشند.

بر اساس این تحقیق ترک یکی از علائم مهم در تعیین عملکرد قابل قبول سیستم می باشد (McCullough

۲-۴-۳ مک کالو و هربر (۱۹۶۶)

انتقال روسازی بتنی به سازه مجاور (پل) دارای مواردی چون درزگیری بین دال روسازی و سازه پل، ناهمواری سطح ایجاد شده توسط درز و درزگیر و ضرورت مهاربندی روسازی در مقابل حرکات انبساطی و انقباضی می‌باشد. هزینه اولیه و هزینه تعمیر و نگهداری موارد فوق منجر به ارائه طرح پیشنهادی جدیدی شد.

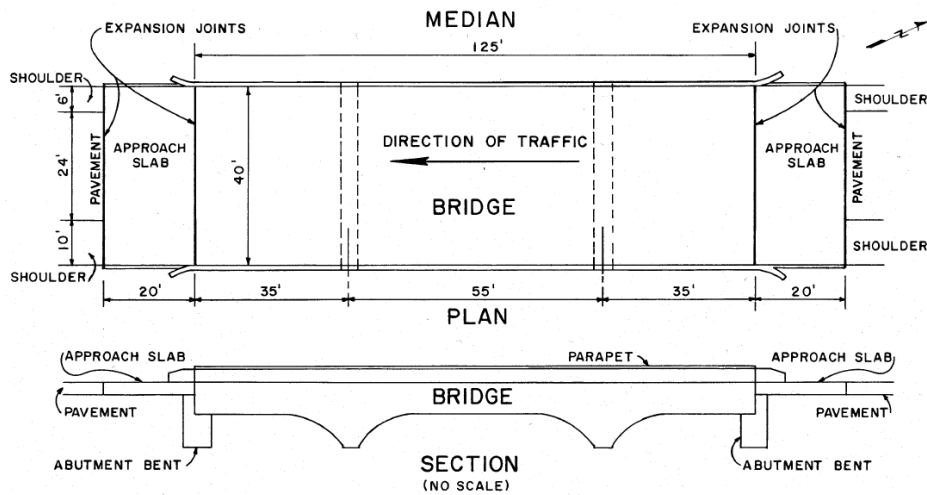
براساس گزارش ۳-۳۹ - THD پل هوایی مورد مطالعه از دو سازه (پل) جنوبی و شمال تشکیل شده است که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است.



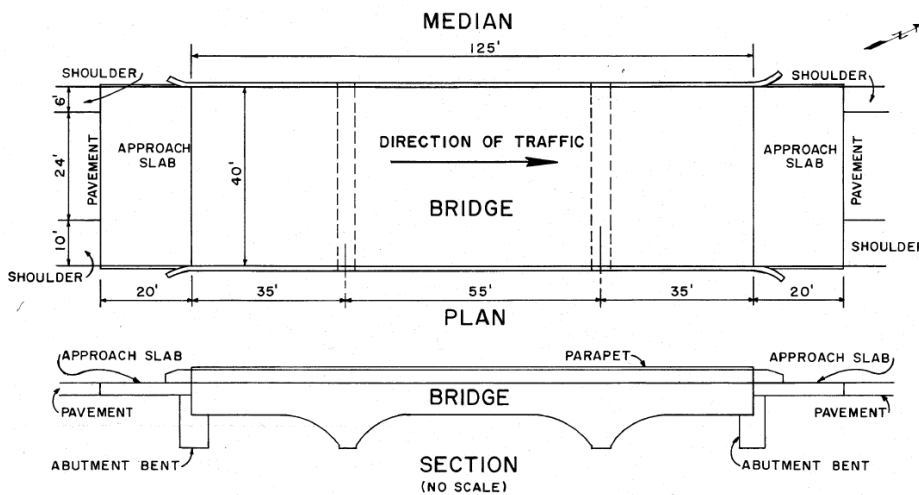
شکل ۲-۴ شمای کلی منطقه مورد مطالعه (Herber & McCullough, 1966)

سازه جنوبی به این علت که سیستم طراحی آن مرسوم است و از ۵ تیرک مهاری در انتها و یک دال عملکردی^۱ واسطه تشکیل شده است به عنوان واحد کنترل عملکرد سازه شمالی در نظر گرفته می‌شود. در سازه شمالی تیرکهای مهاری حذف شده است و دال روسازی، دال عملکردی و سازه پل به صورت یکپارچه می‌باشند. در این سازه درزهای اجرایی عرضی جایگزین درزهای انبساطی سازه جنوبی شدند. در شکل ۲-۵ و شکل ۲-۶ سازه‌های جنوبی و شمالی ترسیم شده‌اند.

^۱ Approach slab



شکل ۲-۵ شمای کلی سازه (پل) جنوبی (Herber & McCullough, 1966)



شکل ۲-۶ شمای کلی سازه (پل) شمالی (Herber & McCullough, 1966)

ترکهای یکسان در سیستم جدید (سازه شمالی) نشان می‌دهد که پیوستگی به طور جزئی یا کامل انجام شده است.

هرچند حرکاتی در درز انبساطی پل انجام شده است اما به خاطر پیوستگی دال عملکردی با پایه ابتدایی پل^۱ سیستم جدید مهار شده می‌باشد.

طبق پیشنهاد این گزارش به علت اینکه دال عملکردی نقطه ضعف این سیستم می‌باشد بهتر است حذف شود. همچنین بهتر است به منظور اجازه حرکت آزادانه به پل، داول‌هایی که روسازی را به پل متصل می‌کنند نیز حذف شوند.

^۱ Abutment bent

بنابراین با توجه به عملکرد رضایت بخش سیستم جدید، حذف هزینه‌های سیستم مهاربندی، حذف دال عملکردی و درز انبساط و متعاقباً حذف هزینه نگهداری درز و افزایش کیفیت رانندگی استفاده از این سیستم به جای سیستم سابق توصیه می‌شود.

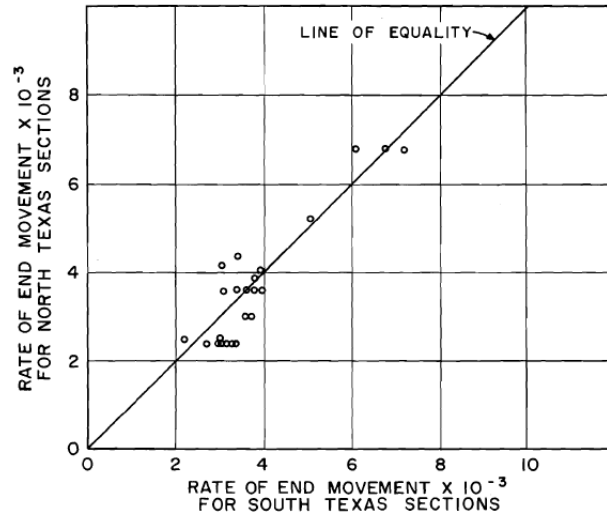
۲-۴-۴ مک کالو و سیویل (۱۹۶۶)

گزارش THD - ۳۹-۴F که گزارش نهایی این مجموعه از تحقیقات می‌باشد به منظور نتیجه‌گیری از گزارشات قبلی و ارزیابی مجدد فرمول پیش‌بینی حرکت انتهایی روسازی (که در گزارش THD - ۳۹-۲ ارائه شده بود) ارائه شده است. بدین منظور واحدهای مهاربندی مورد مطالعه برای در نظر گرفتن المانهای جا افتاده احتمالی در گزارش THD - ۳۹-۲ و تاثیرات محیطی افزوده شدند (مجموعاً ۱۸۶ واحد).

روش آنالیز مانند حالت قبل بود (بررسی تاثیر عوامل مختلف بوسیله اندازه گیری حرکت انتهایی به ازای درجه دما). در این گزارش علاوه بر عوامل طول روسازی، شیب روسازی، تعداد تیرک، ضریب اصطکاک، پارامترهایی چون عمر روسازی و شرایط محیطی نیز در نظر گرفته شد.

نگرانی عمده راجع به عمر روسازی درباره ورود مصالح خارجی به ترکهای انقباضی و افزایش طول روسازی بود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که این پارامتر تاثیر خاصی در حرکت انتهایی روسازی ندارد.

برای بررسی شرایط محیطی دو بخش مختلف از منطقه مورد نظر در نظر گرفته شدند که تمام پارامترها به جز منطقه جغرافیایی یکسان است. با ترسیم نمودار شکل ۲-۷ این نکته استنباط می‌شود که این دو منطقه از نظر شرایط محیطی تاثیر یکسانی در نرخ حرکت انتهایی دارند. (خط ۴۵ درجه برازش نقاط اندازه‌گیری شده است) پس این پارامتر نیز تاثیر خاصی در حرکت انتهایی روسازی ندارد.



شکل ۲-۷ تاثیر شرایط محیطی مختلف در حرکت انتهایی روسازی (McCullough & Sewell, 1966)

در نتیجه نیاز نیست پارامتر خاصی به معادله ارائه شده در گزارش ۲-۳۹ - THD افزوده شود.

در گزارش ۲-۳۹ - THD، برای یافتن ضرایب و بررسی رابطه ارائه شده (رابطه ۲-۱)، نمودارهای $\log(b)$ در برابر $\left[\frac{L}{|G|+1}\right]$ ترسیم شده بود. این نمودارها برای زیراساس‌های مختلف ترسیم شده که نمونه‌ای از آن در شکل ۲-۸ نمایش داده شده است. فرم کلی رابطه به شکل زیر می‌باشد.

$$\log(b) = \log(A_5) + A_4 \log\left[\frac{L}{|G|+1}\right] \quad (2-2)$$

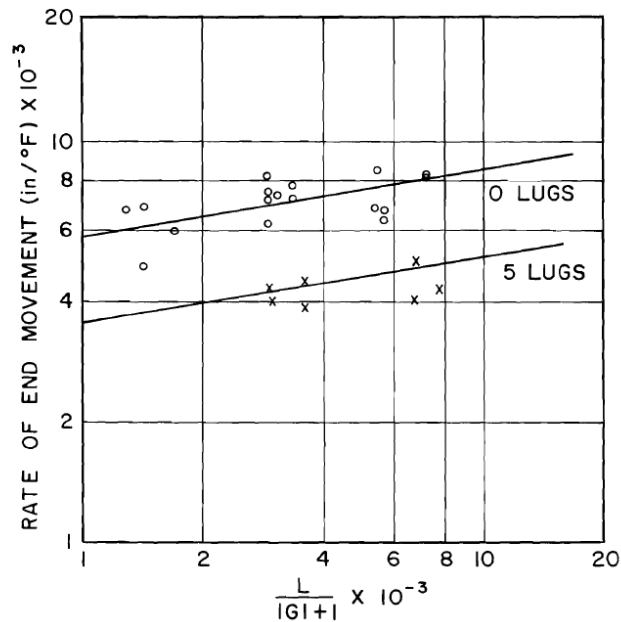
b = نرخ حرکت انتهایی (اینچ بر فارنهایت)

L = طول دال تاثیرگذار در حرکت انتهایی (فوت)

G = شیب روسازی

A_4 = عدد ثابت معادله

A_5 = عدد ثابت وابسته به نوع زیراساس و تعداد تیرک مهاری



شکل ۲-۸ نرخ حرکت انتهایی در برابر ترم شیب و طول روسازی برای زیراساس تثبیت شده سیمانی

(McCullough & Sewell, 1966)

با توجه به نمودارهای فوق این نتیجه حاصل شد که ضریب A_4 عددی ثابت است. بررسی‌ها در مورد ضریب A_5 نشان داد که این ضریب به عواملی چون نوع زیراساس و تعداد تیرک‌ها بستگی دارد. پس این ضریب طبق رابطه (۳-۲) بیان می‌شود:

$$\text{Log}(A_5) = A_1 + A_2 \text{Log}(K) + A_3 \text{Log}(N + 1) \quad (3-2)$$

عدد ثابت = A_1, A_2, A_3

K = ضریب اصطکاک زیر اساس

N = تعداد تیرک مهاری

مطالعات بیشتر در گزارش ۴F-۳۹ نشان داد بخشی از فرمول فوق که به زیراساس مربوط می‌شود فراتر از ضریب اصطکاک زیراساس است و می‌بایست اثراتی چون فشار خاک به تیرک‌های مهاری و تأثیر در حرکت انتهایی دال روسازی را در نظر گرفت. بنابراین ضریب K ضریب زیراساس نامیده شده و مقادیری متفاوت برای آن حاصل شد.

در نهایت معادله پیش‌بینی حرکت براساس رابطه (۴-۲) بیان می‌شود.

$$\text{Log}(b) = A_1 + A_2 \text{Log}(K) + A_3 \text{Log}(N + 1) + A_4 \text{Log} \left[\frac{L}{|G| + 1} \right] \quad (4-2)$$

با استفاده از رگرسیون، مقادیر A نیز طی جدول ۲-۲ به دست آمد.

جدول ۲-۲ مقادیر ضرایب A با استفاده از رگرسیون (McCullough & Sewell, 1966)

A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	R ²	Standard Error
-1.902	0.107	-2.027	-0.312	0.71	0.0008/°F

ضرایب کمی متفاوت از حالت قبل به دست آمد، خطاهای استاندارد بهبود یافت. این ضرایب با شرایط واقعی انطباق بیشتری دارد و معادله حاصل شده برای طراحی قابل اعتمادتر است (McCullough B. F., 1966).

۲-۵- دمرایت و تیلور (۱۹۷۷)

در سال ۱۹۷۷ مطالعاتی توسط دمرایت و تیلور برای ارزیابی کارایی و ویرایش آیین نامه‌ها روی دو نوع سیستم مهاربندی AL^۱ و WF^۲ انجام شد (Dhamrait & Taylor, 1977).

در سیستم WF متوسط حرکت $\frac{3}{4}$ اینچ گزارش شد که عملکرد خوب سیستم WF را نشان می‌دهد. علت دیگر رضایت از این سیستم سطح هموار در هنگام عبور خودرو و انتقال خوب برش به سازه مجاور بود. همچنین در صورت عدم استفاده از درزگیر خرابی خاصی مشاهده نشد.

در زیراساس‌هایی که دارای سیستم مهاربندی AL بودند حفره‌های ۶ تا ۱۲ اینچی در هر طرف تیرک مهارتی مشاهده شد که این فاصله زیاد بین تیرک و خاک به علت حرکت فشاری و برگشت دوباره تیرکها به جای خود و در نهایت شکل‌گیری حفره می‌باشد. فاصله ترکها در قسمت مهار شده بیشتر از روسازی مجاور آن بود که در کل تاثیر زیادی در ظرفیت سازه‌ای ندارد. هرچه آرماتوربندی به سطح روسازی نزدیکتر باشد ترک خوردگی‌های عرضی بیشتر می‌شود. همچنین شیب مشاهده شده بین تیرکها در برخی از موارد، به علت چرخش تیرکها، نشست متفاوت خاکریز، یا ترکیبی از این دو می‌باشد که باعث ایجاد سطح موجی در روسازی می‌شود. طبق تجربیات حاصل شده این معضل با ایجاد (برش) درز آزادسازی فشار ۴ اینچی و در بعضی از موارد با گل فشاری^۳ یا روکش سطح موجی شده اصلاح می‌شود. در این مطالعه حرکات میانگین سالانه تابستان تا زمستان سیستم AL از $\frac{3}{4}$ اینچ تجاوز نکرد که این مقدار به مطالعات شکل گرفته در تگزاس بسیار نزدیک بود.

¹ Anchor Lug

² Wide Flange Beam

³ Mud-Jacking

در هر دو مورد سیستم های AL و WF مشکلات ناشی از تحکیم مشاهده شد. فضاهاى خالی $\frac{3}{4}$ تا $\frac{3}{8}$ اینچی بین روسازی و زیراساس نشان داد که مشکلاتی در تحکیم و ناپایداری خاک وجود دارد و نمی توان این مشکل را به مسئله فشار دال به سازه مجاور نسبت داد. در هر دو مورد با افزایش عمر روسازی نرخ افزایش تعداد ترکها کاهش می یابد. در مورد خاکهای غیرچسبنده نیز می توان گفت سیستم WF دارای کارایی بیشتری نسبت به سیستم AL می باشد. هرچند مواردی در اینجا ذکر شد اما در این مطالعه نمی توان به راحتی این دو سیستم را با یکدیگر مقایسه کرد زیرا طول و دوره های زمانی متفاوت در مشاهدات دو سیستم وجود دارد (Dhamrait & Taylor, 1977).

۲-۶- وسویچ و دیگران (۱۹۸۷)

در سال ۱۹۸۷ مطالعاتی روی مفهوم اصطکاک زیراساس (با دال روسازی) توسط وسویچ ، وسمیت و مک کالو انجام شد. سه مولفه زیر در ارتباط با مفهوم اصطکاک بیان شد (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987):

- مولفه چسبندگی که بین روسازی بتنی و زیراساس می باشد.
- مولفه تکیه گاهی که به وسیله بافت سطحی زیراساس تاثیر می پذیرد.
- مولفه برشی که طی حرکت دال بر روی زیراساس تولید می شود.

در واقع بر خلاف مدل قدیمی اصطکاک که بزرگی اصطکاک بین دو سطح وابسته به زبری بین دو سطح تماس به عنوان ضریب اصطکاک و نیروی قائم اعمالی به سطح لغزنده بود، در روسازی بتنی به دلیل وجود عوامل فوق نمی توان از این مدل استفاده کرد که این مسئله منتج به نیروی اصطکاک بزرگتری می شود.

این تحقیقات به جای استفاده از مفهوم ضریب اصطکاک، مفهوم تنش اصطکاکی را در آنالیز روسازی مطرح کرد که تنش برشی تولید شده در سطح تماس دال بتنی و زیراساس به ازای هر متر مربع می باشد. این پارامتر به شدت به ضخامت روسازی و تنش تکیه گاهی^۱ وابسته است.

تاثیرات اصطکاکی زیر اساس تثبیت شده تا قبل از این مطالعه بررسی نشده است. گستره تنش اصطکاکی بین 0.16 psi برای زیر اساس تثبیت نشده تا $3/4 \text{ psi}$ برای زیر اساس انعطاف پذیر متغیر بود.

¹ Bearing stress

با انجام آزمایش روی دو لایه زیراساس تثبیت شده آسفالتی مشخص شد که ضخامت زیراساس و دمای داخلی تاثیرات قابل توجهی در خاصیت اصطکاکی زیراساس دارند و همچنین معلوم شد که بافت سطحی زیراساس تثبیت شده آسفالتی روی قیود اصطکاکی تاثیر قابل توجهی ندارد.

نتایج با استفاده از آزمایش کشش غیر مستقیم نمونه‌های زیراساس برای تخمین اصطکاک زیراساس ارائه شدند. نتیجه مهمی که از این مطالعه استخراج می‌شود این است که زیراساس‌های آسفالتی ضریب اصطکاک بیشتری نسبت به سایر زیراساس‌های غیر چسبنده (سنگدانه‌ای) دارند و همچنین برگه‌های پلی اتیلنی ضریب اصطکاک خیلی کمی دارند.

زیراساس‌های تثبیت شده با سیمان نسبت به سایر زیراساس‌ها منجر به تنش کششی زیادی در بتن به واسطه تغییرات دمایی می‌شوند. از این رو توصیه می‌شود بین هر روسازی بتنی و زیراساس‌های تثبیت شده سیمانی از کاهنده اصطکاک یا ماده پیوندزدا^۱ (که در قالبهای بتنی برای جلوگیری از چسبیدن بتن به دیواره قالب می‌شوند) استفاده شود (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987).

۲-۷- مک کالو و وو (۱۹۹۲)

به منظور بهینه‌سازی نرم افزار pscp2^۲ در جهت آنالیز رفتار حرکت دال روسازی به واسطه تغییرات حرارتی، گزارشی توسط مک کالو و وو در سال ۱۹۹۲ ارائه شد (Wu & McCullough, 1992).

طی این آنالیز موارد زیر بررسی شد:

ارتباط بین حرکت انتهایی و طول دال: حداکثر طول مشارکت کننده روسازی بتنی پیوسته در حرکت انتهایی ۱۲۵۰ فوت می‌باشد.

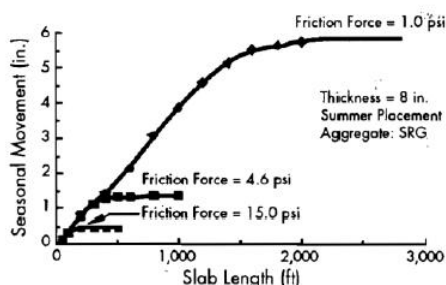
تاثیرات نوع سنگدانه روی حرکت دال: به عنوان نتیجه مقایسه بین سنگدانه‌های مختلف، حرکت انتهایی دالی که در آن از سنگدانه با ضریب انبساط حرارتی بیشتر استفاده شده بود، بیشتر می‌باشد.

تاثیر نیروی اصطکاکی زیراساس روی حرکت روسازی: براساس شکل ۲-۹ حرکت فصلی روسازی تحت تاثیر طول دال با مقایسه ۳ نیروی اصطکاک متفاوت همانطور که قابل انتظار است هرچه نیروی اصطکاک کاهش می‌یابد حرکت روسازی به خاطر نیروی مقاوم کمتر افزایش می‌یابد. تاثیرات نیروی اصطکاک روی دالهای بلند

¹ Bond breaker

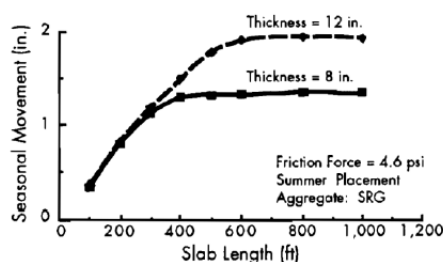
² Predict Stresses in Prestressed Concrete Pavements

بسیار بیشتر از دالهای کوتاه می باشد و علت آن اینگونه بیان می شود که اگر دال کوتاه باشد نیروی اصطکاک در گستره الاستیک باقی مانده و سر خوردگی کمتری اتفاق می افتد.



شکل ۲-۹ حرکت فصلی روسازی تحت تاثیر طول دال با مقایسه ۳ نیروی اصطکاک متفاوت (Jaiswal, et al., 2012)

تاثیر ضخامت دال روی حرکت روسازی: بر اساس شکل ۲-۱۰ هرچه ضخامت بیشتر باشد، حرکت انتهایی مجموع بیشتر است چون مقطع بزرگتر است و نیروی بزرگتری تولید می کند که منجر به نیروی افقی بیشتر و حرکت بیشتری می شود.



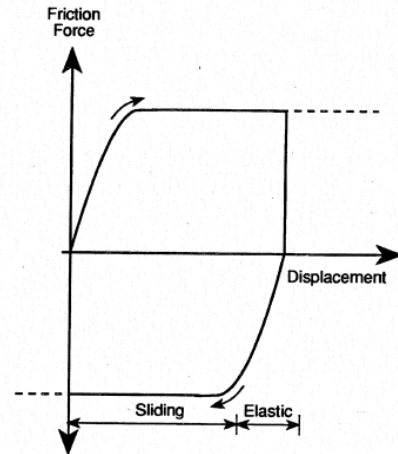
شکل ۲-۱۰ حرکت فصلی روسازی تحت تاثیر طول دال با مقایسه بین ضخامتهای متفاوت دال (Jaiswal, et al., 2012)

شیب دال روسازی: با افزایش شیب دال، نرخ حرکت کاهش می یابد (Wu & McCullough, 1992).

۲-۸- مک کالو و دیگران (۱۹۹۳)

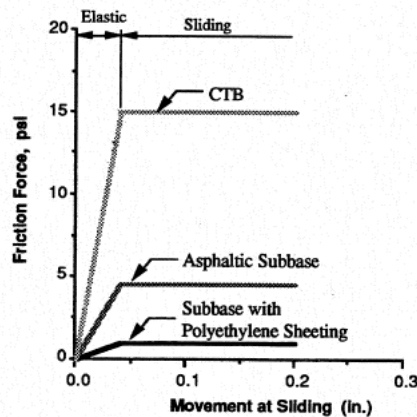
در ادامه تحقیق قبلی، مک کالو در سال ۱۹۹۳ مقاله ای را درباره پارامترهای تاثیر گذار روی حرکت انتهایی CRCP با تمرکز بیشتر بر روی خصوصیات دمایی ارائه کرد (McCullough & Moody, 1993).

شکل ۲-۱۱ اشاره به این موضوع دارد که طی تغییرات دمایی کوچک، حرکت دال در محدوده الاستیک خطی می ماند. اما اگر این تغییرات بزرگ شود سر خوردگی اتفاق می افتد.



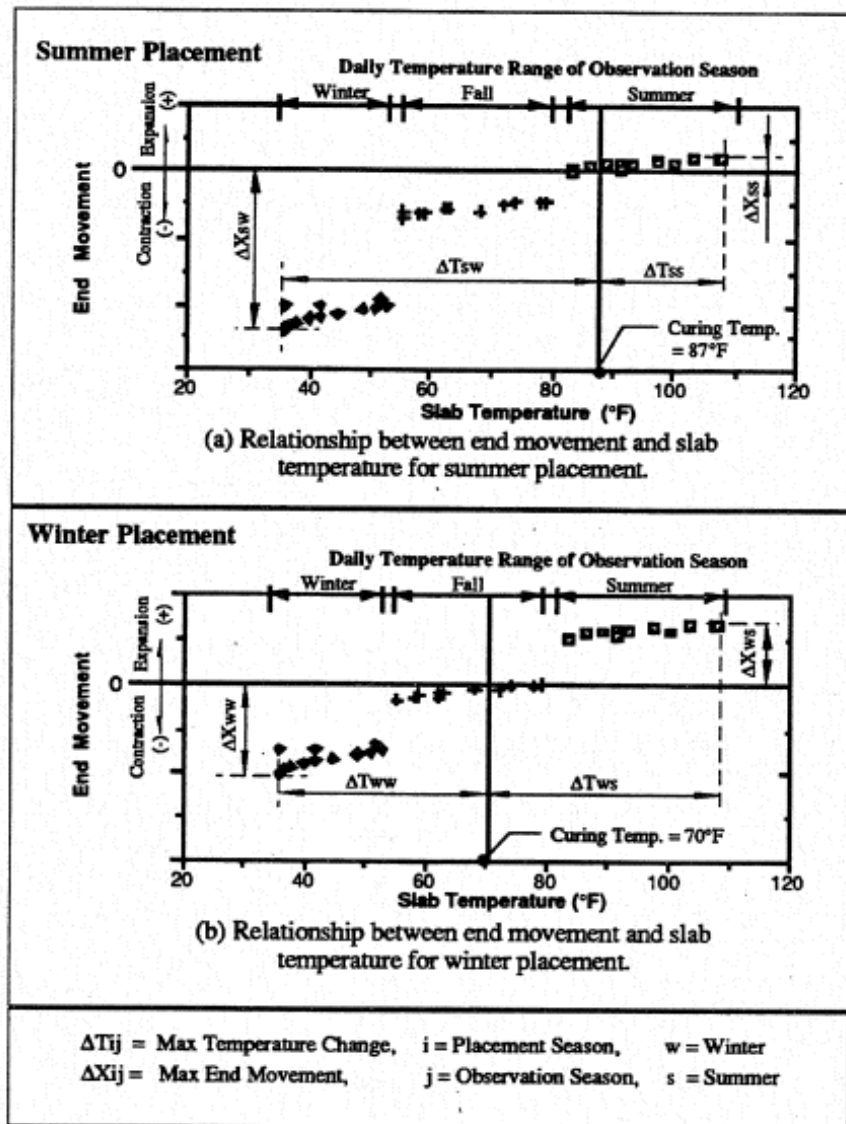
شکل ۱۱-۲ منحنی نیروی اصطکاک - جابجایی فرض شده برای برنامه pscp2 (Moody, 1993 & McCullough)

با در نظر گرفتن برخی از شرایط (مانند دما) حرکات انتهایی با نیروی اصطکاکی $4/6 \text{ psi}$ و بیشتر، به حالت الاستیک نزدیکتر است و حرکات انتهایی با نیروی اصطکاکی کمتر از $4/6 \text{ psi}$ به لغزش (سرخوردگی) تمایل بیشتری دارند. در شکل ۱۲-۲ این موضوع در زیراساس‌های مختلف به خوبی نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۲ نمودار حرکت لغزشی - نیروی اصطکاک (Moody, 1993 & McCullough)

نکته مهم در این تحقیق بررسی خوب و جامع حرکات انتهایی دال در مقابل تغییرات دمایی می‌باشد. طبق شکل ۱۳-۲ مشاهده می‌شود که اگر دمای دال برابر با دمای گیرش باشد مقدار حرکت صفر است.



شکل ۲-۱۳ ارتباط بین حرکت انتهایی و دمای دال روسازی

- نسبت تغییرات دمایی زمستان به تابستان در دالهایی که در هنگام تابستان اجرا می شوند کوچکتر از نسبت حرکات انتهایی آنهاست:

$$\frac{\Delta T_{sw}}{\Delta T_{ss}} < \frac{\Delta X_{sw}}{\Delta X_{ss}} \quad (5-2)$$

ΔT_{ij} = حداکثر تغییرات دمایی

ΔX_{ij} = حداکثر حرکت انتهایی

i = فصل اجرای روسازی

$z =$ فصل مشاهده و اندازه گیری

$w =$ زمستان

$s =$ تابستان

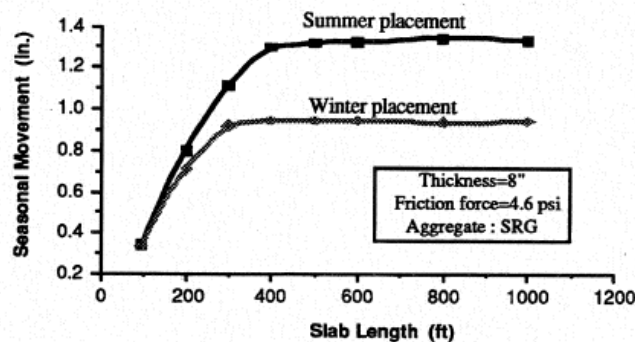
زیرا روسازی در زمستان سر می خورد و در تابستان در محدوده الاستیک باقی می ماند.

- نسبت تغییرات دمایی زمستان به تابستان در دالهایی که در هنگام زمستان اجرا می شوند تقریباً برابر با نسبت حرکات انتهایی آنهاست:

$$\frac{\Delta T_{WW}}{\Delta T_{WS}} \cong \frac{\Delta X_{WW}}{\Delta X_{WS}} \quad (۶-۲)$$

زیرا حرکت روسازی در زمستان و تابستان در گستره الاستیک می باشند.

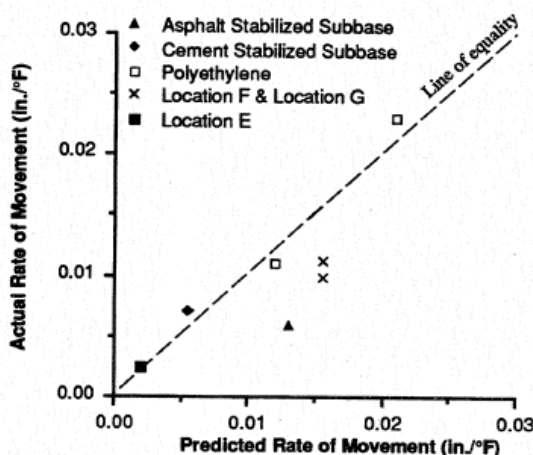
همچنین طبق شکل ۲-۱۴ مشاهده می شود که جابجایی کل سالیانه در اجرای زمستانی دال کمتر از اجرای تابستانی آن است به این علت که نسبت دمای کاهش یافته به دمای افزایش یافته در اجرای تابستانی دال بیشتر از اجرای زمستانی می باشد. در مجموع حرکت انتهایی در اجرای تابستانی ۱/۳۳ برابر اجرای زمستانی می باشد.



شکل ۲-۱۴ نمودار حرکت فصلی - طول دال با مقایسه اجرای تابستانی و زمستانی (Moody, 1993 & McCullough)

طبق مشاهدات، نسبت حرکت فصلی روسازیها برابر با نسبت ضخامت هایشان است. احتمالاً روسازی ضخیمتر به علت دارا بودن وزن و حجم بیشتر منجر به نیروی افقی بیشتر و حرکت زیادتر می شود. این نکته نیز ذکر شده است که حرکت انتهایی تا زمانی که حداکثر طول دال از مقدار مشخصی تجاوز نکند مستقیماً به طول

دال وابسته است. اگر طول دال از مقدار مشخص تجاوز کند این حرکت ثابت است. شکل ۲-۱۵ میزان وابستگی شرایط پیش بینی شده و واقعی را نشان می‌دهد (McCullough & Moody, 1993).



شکل ۲-۱۵ مقایسه نرخ حرکت واقعی و پیش‌بینی شده (Moody, 1993 & McCullough)

۲-۹- هو و کا او (۲۰۰۳)

در سال ۲۰۰۳ آنالیزهای دیگری توسط هو و کاو روی روسازی های CRCP انجام گرفت (Hu & Dong-wei, 2003). بر اساس مقاله ارائه شده توسط هو دو نوع آنالیز روی روسازی CRCP انجام شده است: آنالیز بار-وسیله نقلیه و آنالیز تنش گرمایی. تاثیر مقیدکننده خاک روی دال CRCP می‌تواند به عنوان ارتباط بین تنش برشی روی سطح تماسی دو سطح و جا بجایی نسبی آنها در نظر گرفته شود.

در این تحقیق برای در نظر گرفتن اصطکاک بین خاک و دال از سه مدل استفاده شده است:

۱. مدل خطی: اصطکاک خاک به صورت مستقیم متناسب با جابجایی سازه است. این ضریب متناسب،

ضریب اصطکاک خاک نامیده می‌شود.

۲. مدل خطی مقطعی: ضریب اصطکاک خاک طی گستره‌های متفاوت می‌تواند ثابت‌های مختلفی بپذیرد.

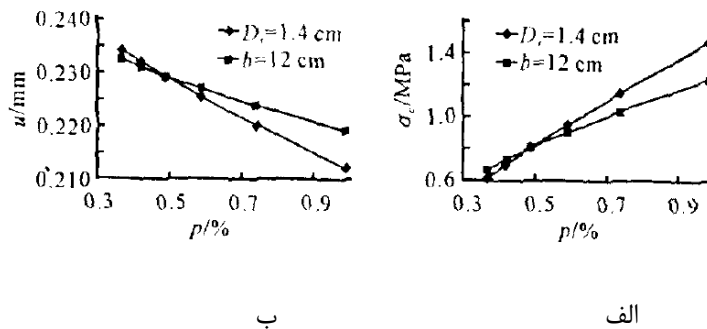
۳. مدل هذلولی: ضریب اصطکاک با جابجایی سازه تغییر می‌کند.

بر اساس معادلات دیفرانسیل ارائه شده و حل آن این نتیجه گرفته شد که تنش بتن در مرکز دال بزرگتر است اما جا بجایی بتن، تنش فولاد، تنش خمشی بین فولاد و بتن، و باز شدگی ترک در ترکها به حداکثر می‌رسد.

دیگرام‌های شکل ۲-۱۶ تاثیر نسبت آرماتورگذاری و روش آرماتورگذاری روی تنش و جابجایی بتن در روسازی CRCP را نشان می‌دهند. یکی از خطوط نمودار از طریق قطر ثابت آرماتور (۱/۴ سانتی‌متر) و تغییرات فاصله

آرماتورگذاری و دیگری با فاصله ثابت آرماتورها (۱۲ سانتی‌متر) در قطرهای متفاوت آرماتور بیان شده است. هنگامی که نسبت آرماتورها افزایش می‌یابد سطح احاطه کننده آرماتور توسط بتن افزایش می‌یابد در نتیجه مقید سازی بتن بیشتر شده و تغییر شکل بتن کاهش می‌یابد.

طبق دیاگرام‌های شکل ۲-۱۶ می‌توان به این نتیجه رسید که در درصد آرماتورهای برابر، استفاده از تعداد آرماتور بیشتر با قطر کمتر مناسبتر است. به این علت که سطح احاطه کننده آرماتورها بیشتر می‌شود.



شکل ۲-۱۶ تاثیر روش و نسبت آرماتور بر الف- تنش بتن ب- جابجایی بتن

جدول ۲-۳ آنالیز حساسیت برای تنش انقباضی حرارتی را نشان می‌دهد. از طریق محاسبه و آنالیز ارتباط بین پارامترهای اصلی طراحی CRCP، یعنی تنش حرارتی، جابجایی و نسبت آرماتورها تعیین شد. تحت بارهای حرارتی و تغییر شکل انقباضی، بتن دچار تنش شده که شاخص‌های بازشدگی و فاصله ترک را تعیین می‌کند در حالی که تغییر در فاصله ترک بر تنش بتن و آرماتور تاثیر می‌گذارد. فاصله ترک در CRCP یک فاکتور مهم است که هم بر رفتار خارجی و هم بر تنش داخلی تاثیر می‌گذارد.

جدول ۲-۳ آنالیز حساسیت برای تنش انقباضی حرارتی (Hu & Dong-wei, 2003)

parameter	Viscosity factor	Reinforcement ratio	Crack interval	Coefficient of concrete linear expansion	Slab thickness	Concrete modulus
Concrete displacement	decreased	decreased	increased	increased	increased	increased
Crack interval	decreased	decreased	increased	increased	increased	increased
Concrete stress	increased	increased	increased	increased	decreased	increased
Reinforcement stress	increased	decreased	increased	increased	increased	increased
Bonding stress	increased	decreased	increased	increased	increased	increased

معادلات اساسی برای محاسبه مقاومت مهاربندی انتهایی بر اساس روابط تعادل تنش شکل گرفته است. معادله تحلیلی برای محاسبه این مقدار هنگامی به دست خواهد آمد که مدل اصطکاک خاک به صورت مدل خطی یا خطی مقطعی در نظر گرفته شود. روش محاسبه مقاومت مهاربندی انتهایی CRCP به صورت زیر می‌باشد:

۱. تعیین پارامترهایی چون نسبت آرماتورگذاری و ضریب اصطکاک خاک
 ۲. محاسبه حرکت آزاد انتهای دال بدون مهاربندی
 ۳. اگر مهاربندی این حرکت مد نظر باشد حداکثر جابجایی مجاز انتهای تعیین شود
 ۴. محاسبه تنش آرماتورها و بتن در انتهای مهار شده
 ۵. محاسبه نیروی حاصل از تنش مهاربندی
- در بخش دیگری از این مطالعه به بحث آنالیز سازه‌ای تیرکهای مهاری پرداخته شده است. برای مدل‌سازی تیرک بتنی به روش اجزای محدود بهتر است سه پارامتر زیر در نظر گرفته شود:
- جابجایی انتهایی
 - حداکثر تنش کششی در روسازی
 - حداکثر تنش کششی در دیواره انتهایی
- به منظور اعمال نیروهای مقاوم از خاک به سازه مانند فشار قائم خاک و اصطکاک افقی در سطح تماس بین دیواره انتهایی، دال روسازی و خاک، باید این نکته را در نظر گرفت که مقاومت این نیروها مرتبط با تغییر شکل سازه می‌باشد. برای این منظور دو روش ارائه شده است:
- در نظر گرفتن آن‌ها به عنوان بار خارجی معادل در گره‌ها
 - ماتریس سختی اضافی
- محاسبات نشان داد نتایج حاصل از روش اجزای محدود با روش ماتریس جابجایی همخوانی دارد. جدول ۲-۴ تاثیرات پارامترهای اصلی طراحی مانند ارتفاع و فاصله دیواره تیرک را روی تنش و جابجایی دیواره انتهایی تیرک مهاری CRCP نشان می‌دهد.

جدول ۲-۴ تاثیر پارامترهای طراحی بر تنش و جابجایی دیواره انتهایی تیرک مهاری (CRCP) (Hu & Dong-wei, 2003)

parameter	End wall interval L_w	End wall height H_w	End wall base width b_w	Concrete modulus E_c	Slab thickness h_c	Subgrade modulus E_s	Quantity of end wall
End displacement	decreased	Increased slightly	Basically unchanged	Decreased slightly	decreased	decreased	decreased
Maximum stress in pavement	decreased	Related with L_w	decreased	Increased slightly	decreased	decreased	decreased
Maximum stress in end wall	decreased	Related with L_w	Basically unchanged	Increased slightly	increased	decreased	decreased

به منظور تصدیق صحت آنالیز تئوری، آزمایشی در نظر گرفته شد. شاخص‌های اصلی آزمایش شامل جابجایی انتهایی، تنش فشاری حداکثر در روسازی و تنش فشاری حداکثر در دیواره انتهایی تیرک بود. نهایتاً با مقایسه نتایج آنالیز تئوری با آزمایش میدانی این نتیجه حاصل شد که اختلاف نتایج قابل قبول می‌باشد.

در انتها با محاسبه تغییر شکل انتهایی، تعیین حداکثر جابجایی مجاز و تعیین نیروی مقاوم سیستم مهاربندی از معادلات ارائه شده، بار طراحی روی دیواره انتهایی به دست می‌آید. از طرفی براساس این نیروی مقاوم ابعاد دیواره‌ها مشخص می‌گردد و طبق نمودارهای رسم شده حداکثر جابجایی‌ها و لنگرها به دست می‌آید. در نهایت با مقایسه جابجایی انتهایی محاسبه شده و جابجایی مجاز روند طراحی تکمیل می‌گردد (Hu & Dong-wei, 2003).

۲-۱۰- گریفیث و دیگران (۲۰۰۵)

در سال ۲۰۰۵ سیستم جدیدی برای اولین بار در استرالیا توسط گریفیث ارائه شد که متشکل از یک روسازی بدون درز بود که ترکیبی از روسازی CRCP و پل بتنی می‌باشد (Delatte, 2014).

از مزایای این سیستم می‌توان به موارد زیر اشاره کرد: ارتباط مسلح خوب بین روسازی و پل، عدم وجود درز، افزایش کیفیت رانندگی، حذف تیرکهای بتنی و به دنبال آن کاهش هزینه‌ها، کاهش عملیات اجرایی، حذف دست اندازهایی که معمولاً در انتقال از روسازی به پل یافت می‌شوند، طراحی مقاطع انتقال بدون حمایت سابگرید در هنگام نشست فونداسیون کنار پایه پل به منظور حمل ترافیک و در نهایت عملکرد خوب این سیستم در ارتباط با تنشهای تولید شده توسط انقباض، خزش، کرنش حرارتی، نشست خاکریز و بارهای ترافیکی (Griffiths, Bowmaker, Bryce, & Bridge, 2005).

¹ bump

۲-۱۱- یوسفی (۲۰۰۷)

در رساله دکترای یوسفی که به منظور ارزیابی پاسخ روسازی بتنی تحت بارهای متحرک خودرو و تاثیرات شرایط محیطی شکل گرفته است، اطلاعات خوبی راجع به شرایط مقید سازی و اصطکاک ارائه شده است (Yousefi Darestani, 2007).

بر اساس این رساله اگر اصطکاک خیلی زیاد باشد در ۲۸ روز اول به خاطر جمع شدگی بتن، تنش کششی در سطوح دال بتنی - زیراساس و در نتیجه ترکهای زیادی ایجاد می‌شود. به همین دلیل معمولاً یک لایه کاهنده اصطکاک بین دال و زیراساس استفاده می‌شود، اما این کار باعث حرکت غیرقابل انتظار در انتهای دال می‌شود. پس وضعیت درزها و حجم آرماتورها در روسازی بتنی مسلح بر پایه بزرگی اصطکاک بین دال و زیراساس تعیین می‌شود.

توصیه آیین نامه استرالیا^۱ استفاده از ضریب اصطکاک ۱/۵ تا ۳ می‌باشد. برای کاهش اصطکاک و رسیدن به این مقدار می‌توان از لایه‌های پلی اتیلنی استفاده کرد که طبق تحقیقات استفاده از یک لایه پلی اتیلن ضریب اصطکاک را تا مقدار ۱/۲ کاهش می‌دهد.

در بخش گسترده‌ای از این تحقیق به بررسی درباره شرایط مقید سازی و به تبع آن شرایط مقید، نامقید و کمی مقید لایه زیرین روسازی و همچنین دستیابی به این شرایط (مثلاً دستیابی به حالت نامقید با استفاده از ورقه پلی اتیلن) پرداخته شده است. در بخش دیگری از این رساله به مزایای CRCP که شامل موارد زیر می‌باشد اشاره شده است:

۱. هزینه کم به خاطر عدم وجود درزها
۲. به خاطر آرماتورگذاری پیوسته برای مکانهایی با نشست نامساوی مناسب است
۳. در مقایسه با دیگر روسازیهای بتنی، سازگار با روکش آسفالتی می‌باشد. این مورد به علت عدم وجود درزهای عرضی (عدم خرابی انعکاسی) و کمترین میزان حرکت در ترکهای عرضی می‌باشد (Yousefi Darestani, 2007).

^۱ Austroad

۲-۱۲- اداره راه فدرال و انجمن بتن مسلح آمریکا (۲۰۰۹)

طی سالهایی که از رواج روسازی CRCP می‌گذرد درسهای زیادی از طریق تحقیق و تجربیات عملی در جهت بهبود روشهای طراحی، انتخاب مصالح و عملیات اجرایی فراگرفته شد. امروزه این روسازی می‌تواند به طور مداوم و قابل اطمینان طراحی و اجرا شود در حالی که عملکرد طولانی مدت بسیار خوب با هزینه نگهداری پایین دارد.

با توجه به مطالعاتی که در گذشته انجام گرفته در سال ۲۰۰۹ راهنمایی تحت عنوان " راهنمای اجرا و طراحی روسازی CRCP " با مشارکت دو سازمان دفتر تکنولوژی روسازی اداره راه فدرال و انجمن بتن مسلح آمریکا انتشار یافت. این راهنما اطلاعاتی در ارتباط با عملیات کنونی طراحی و اجرای CRCP در اختیار قرار می‌دهد. این اطلاعات از طریق نتایج تحقیقات رسمی و بیشتر کارشناسان فنی و کارکنان کشور آمریکا به دست آمده است. راهنما به طور منحصربه فرد به ویژگیها و عملیات روسازی CRCP می‌پردازد که شامل اطلاعات کلی راجع به طراحی، مصالح و اجرای روسازی بتنی می‌باشد.

در رابطه با سیستم‌های مهاربندی، این راهنما به تشریح انواع سیستم‌های مهاربندی (از جمله سیستم نوین اجرا شده در استرالیا)، جزئیات اجرایی برای عملکرد بهتر و مقایسه سیستم‌های مهاربندی از جهت سهولت اجرا، هزینه و جزئیات فنی پرداخته است (Rasmussen, Rogers, & Ferragut, 2009).

۲-۱۳- جایسوال (۲۰۱۲)

رساله دکتری جایسوال در سال ۲۰۱۲ بر مبنای بررسی کارایی سه سیستم مهار بندی EJ و AL و WF (با هدف جلوگیری از آسیب به سازه یا پل مجاور در اثر حرکات روسازی) به نگارش در آمد (Jaiswal, et al., 2012). در این تحقیق خرابی سازه یا پل بیشتر ناشی از تغییر حجم یا عدم تحکیم پیوسته مصالح زیر دال روسازی بیان شده است.

۲-۱۳-۱ مطالعه نمونه‌های انتخابی مختلف

برای ارزیابی حرکات انتهایی دال در بلندمدت باید آزمایش میدانی در نظر گرفته شود که در آن از اندازه‌گیرنده‌های تغییر مکان بتنی^۱ استفاده شود که علاوه بر سالم بودن و داشتن دقت بالا دارای پایداری بلندمدت نیز باشند. اندازه‌گیرنده‌هایی که بر پایه اندازه‌گیری رزونانس سیم مرتعش می‌باشند اندازه‌گیری بلندمدت همراه با

^۱ concrete displacement gages

صحت و اطمینان را انجام می‌دهند. گیج‌های تغییر مکان بتن به‌مراه ابزارهای اندازه‌گیری دیگری چون ترک سنج^۱، کرنش سنج^۲ و سلول فشاری^۳ مونتاژ شده با جک، نصب می‌شود.

فرآیند نصب ترک سنج

انتخاب صحیح مکان نصب اندازه‌گیرنده بسیار مهم می‌باشد. ابتدا یک سوراخ عرضی در لبه دال به منظور نصب مهار سنسور^۴ ایجاد می‌شود (شکل ۲-۱۷-الف). سپس سوراخ قائمی حفر شده و در ادامه ۳ فوت اینوار^۵ که دارای حداقل انبساط حرارتی است را از طریق سوراخ وارد زمین می‌شود (شکل ۲-۱۷-ب). یکطرف ترک سنج به مهار سنسور و طرف دیگر به اینوار متصل می‌گردد (شکل ۲-۱۷-پ). این سیستم حرکت طولی دال را نسبت به زمین اندازه‌گیری می‌کند.



پ

ب

الف

شکل ۲-۱۷ فرآیند نصب ترک سنج (Jaiswal, et al., 2012)

پروسه نصب کرنش سنج سیم مرتعش

این کرنش سنج به منظور بررسی عمقی تیرکهای مهاری نصب می‌شود. کرنش‌ها از طریق اصل سیم مرتعش اندازه‌گیری می‌شوند. سیم فولادی که بین دو بلوک انتهایی توسط بتن محکم شده‌اند با تغییر شکل بتن و در نتیجه حرکت نسبی دو بلوک سیم کشیده شده و این تغییر در کشش به عنوان تغییر در فرکانس رزونانس ارتعاش سیم اندازه‌گیری می‌شود. شکل ۲-۱۸ کرنش سنجهای بسته شده به شبکه آرماتورها را نشان می‌دهد.

¹ crackmeter

² Strain gage

³ Pressure cell

⁴ Sensor anchor

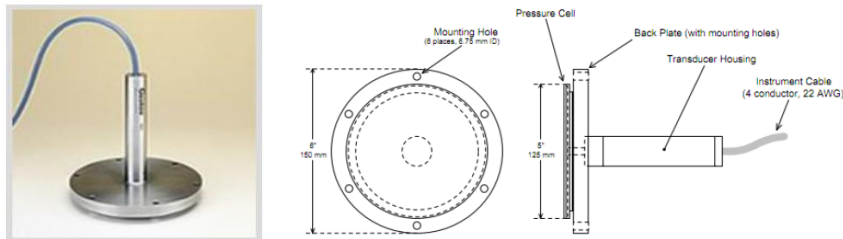
⁵ Invar (آلیاژی از جنس آهن و نیکل که ضریب انبساط حرارتی پایینی دارد)



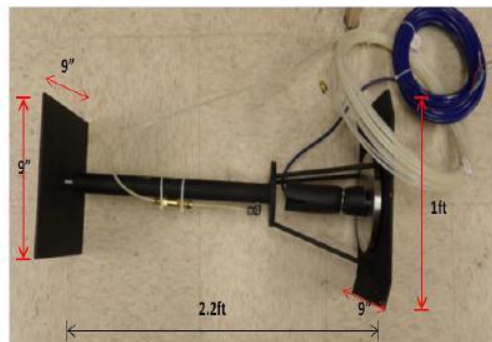
شکل ۲-۱۸ نصب کرنش سنج به شبکه آرماتورها (Jaiswal, et al., 2012)

سلول فشاری

سلول فشاری برای اندازه‌گیری فشار خاک در تماس با بتن در تیرک مهاری استفاده می‌شود. این سلول فشاری به منظور ارزیابی صحیح رفتار سیستم تیرک مهاری در فاصله ۱ فوتی از انتهای تیرک نصب می‌شود. هنگامی که سلول فشاری به همراه جکهای تعبیه شده نصب می‌شود صفحه‌های در نظر گرفته شده از دو طرف حرکت می‌کنند تا کاملاً با خاک تماس داشته باشند. در شکل ۲-۱۹ سلول فشاری، شکل ۲-۲۰ سلول فشاری همراه با جک و شکل ۲-۲۱ نصب این سیستم نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۹ سلول فشاری (Jaiswal, et al., 2012)



شکل ۲-۲۰ سلول فشاری مونتاژ شده با جک (Jaiswal, et al., 2012)



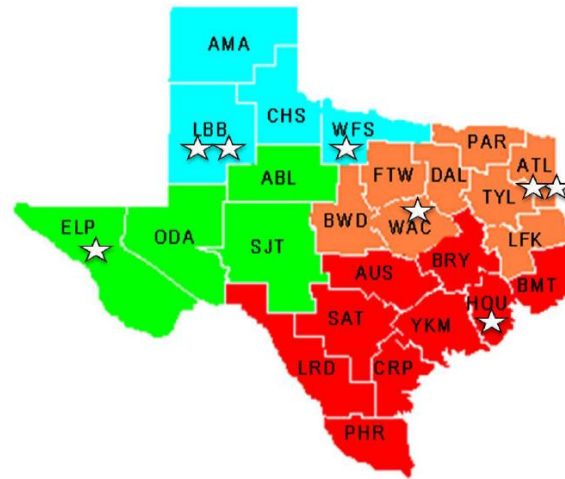
شکل ۲-۲۱ نصب سلول فشاری مونتاژ شده با جک (Jaiswal, et al., 2012)

برای اندازه‌گیری حرکت دال، این پژوهش با مطالعه روی ۸ نمونه مختلف انجام گرفت. برای انتخاب نمونه‌ها دو متغیر مدنظر بود، نوع سیستم انتهایی و مکان جغرافیایی. جدول ۲-۵ مشخصات مکانهای انتخابی و شکل ۲-۲۲ مکان انتخاب نمونه‌ها نشان داده شده است.

جدول ۲-۵ مشخصات مکانهای انتخابی مورد مطالعه (Jaiswal, et al., 2012)

Test Section location	Highway	Terminal Type	Coarse Aggregate Type	Length of Pavement, miles	Slab Thickness, inches	Subbase Type	Date of Installation
El Paso	Sptur 601	EJ	LS ^a	0.80	13	3 in. ASB ^c	4/21/09
Wichita Falls	US 82	EJ	LS	0.50	13	3 in. ASB	3/18/09
Linden	US 59	WF	SRG ^b	> 1.00	13	4 in. ASB	10/1/09
Houston	US 290	WF	LS	1.05	11	1 in. ASB + 6 in. CSB ^d	10/04/07
Texarkana	LP 151	AL	SRG	0.45	13	4 in. ASB	5/22/07
Lubbock1	US 82	AL	SRG	0.45	12	4 in. ASB	3/18/09
Lubbock2	Loop 289	AL	LS	0.45	10	1 in. ASB + 6 in. CSB ^d	9/2/10
Waco (PTCP)	IH 35	Armor Joint	LS	0.06	9	4 in. ASB	2/23/09

^a: limestone; ^b: siliceous river gravel; ^c: asphalt stabilized base; ^d: cement stabilized base

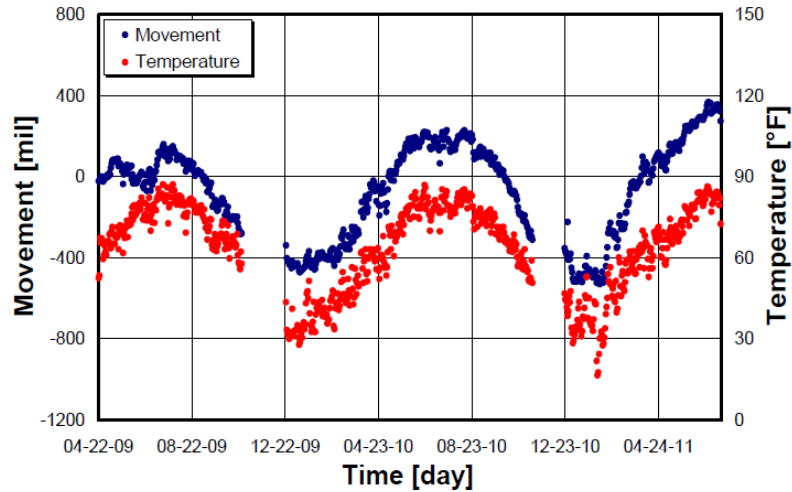


شکل ۲-۲۲ مناطق انتخابی نمونه‌ها در ایالت تگزاس (Jaiswal, et al., 2012)

این ۸ مورد به شرح زیر ارائه می‌شوند:

(۱) El Paso (سیستم EJ): بر اساس شکل ۲-۲۳ مشاهده می‌شود که ارتباط خوبی بین دما و جابجایی

موجود است.

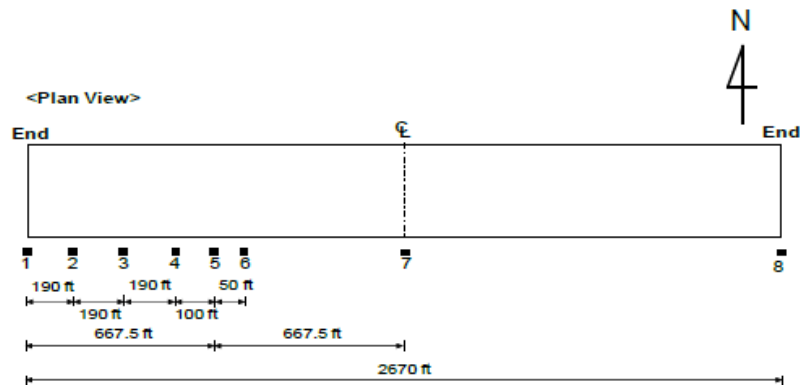


شکل ۲-۲۳ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)

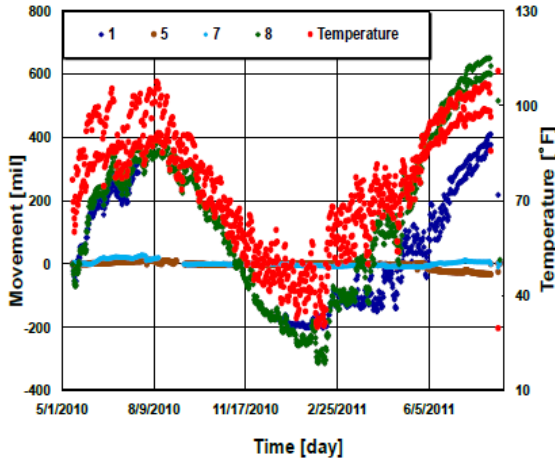
بخاطر این که نرخ تغییرات فصلی دما کم است و بنابراین حرکت انبساطی و انقباضی دال بسیار آرام می باشد اصطکاک زیراساس در حالت الاستیک باقی نمی ماند. اما هنگامی که نرخ زمانی تغییرات دمای بزرگتر در طول روز موجود است مواد بین سطوح حالت الاستیک را به وجود آورده و در نتیجه مقاومت بیشتری از خود نشان می دهند. به این دلیل ملاحظه شد که نرخ حرکت فصلی نسبت به روزانه بیشتر است.

۲) Wichita Falls (سیستم EJ)

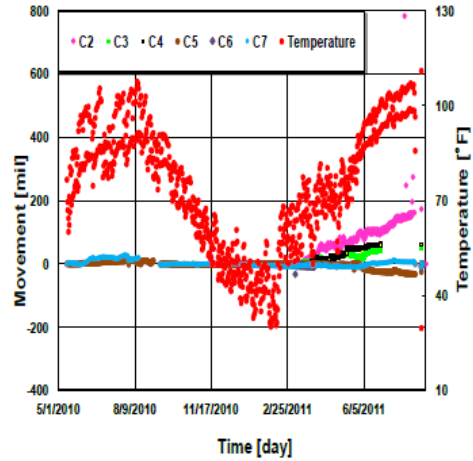
با توجه به شکل هایشکل ۲-۲۵ و شکل ۲-۲۶ که تغییرات قسمتهای مختلف دال (تغییرات روزانه و فصلی) را بر اساس تغییرات حرارتی نشان می دهد، این نکته استنباط می شود که هرچه از دو سر انتهایی دال به سمت مرکز دال پیش می رویم حرکت و جابجایی دال آنقدر کم می شود تا به صفر برسد. در شکل ۲-۲۴ نقاط اندازه گیری بر روی دال نشان داده شده است.



شکل ۲-۲۴ محل نصب ۸ ترک سنج روی دال روسازی مورد مطالعه (Jaiswal, et al., 2012)

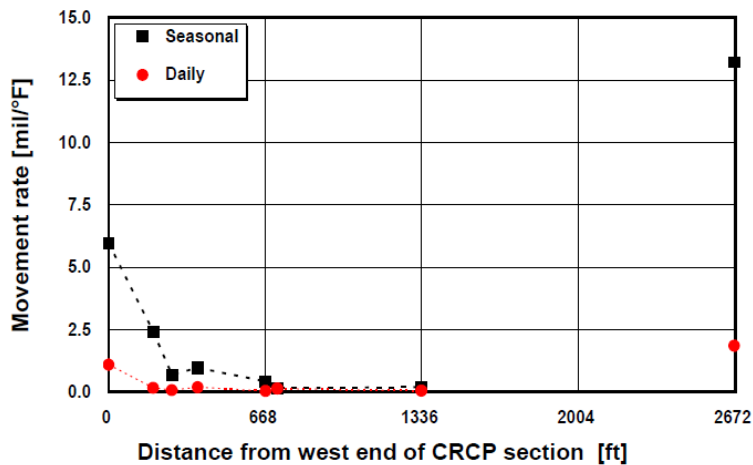


شکل ۲-۲۶ ب- نقاط ۱، ۵، ۷ و ۸



شکل ۲-۲۶ الف- نقاط ۲، ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷

شکل ۲-۲۵ حرکت دال بتنی - دمای بتن در نقاط مختلف دال روسازی (Jaiswal, et al., 2012)



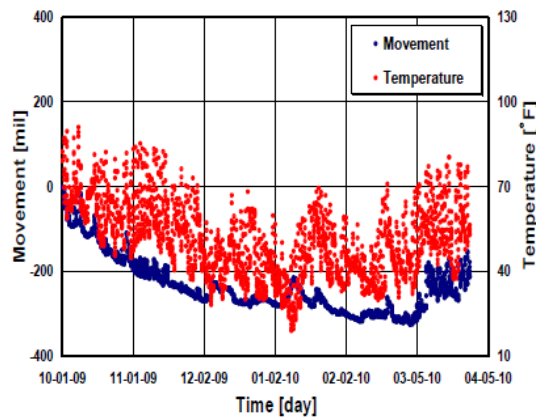
شکل ۲-۲۶ توزیع نرخ حرکت فصلی و روزانه در نقاط مختلف (Jaiswal, et al., 2012)

همچنین فاصله ترک‌ها در نزدیکی انتهای دال بیشتر و در مرکز دال کم می‌شود. دلیل این مورد می‌تواند به اصطکاک زیراساس ارتباط پیدا کند. در انتهای دال اصطکاک تجمعی زیراساس کم می‌شود و دال می‌تواند آزادانه حرکت کند در نتیجه تنش کمتر و ترکهای کمتری حاصل می‌شود.

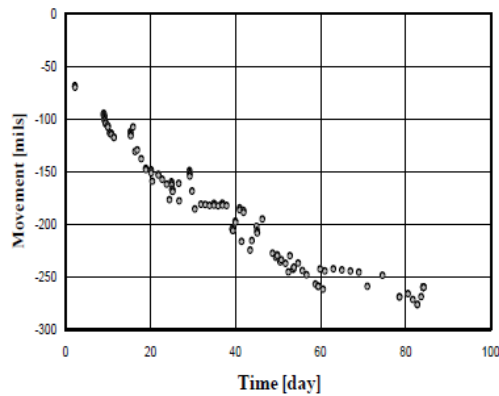
(۳) Linden (سیستم WF)

شکل ۲-۲۷ ارتباط خوبی را بین حرکت دال و تغییرات دمایی در منطقه لیندن نشان می‌دهد.

شکل ۲-۲۸ حرکات دال در دمای ثابت ۶۰ درجه فارنهایت را نشان می‌دهد. این شکل تاثیرات جمع‌شدگی^۱ بتن را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۷ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)



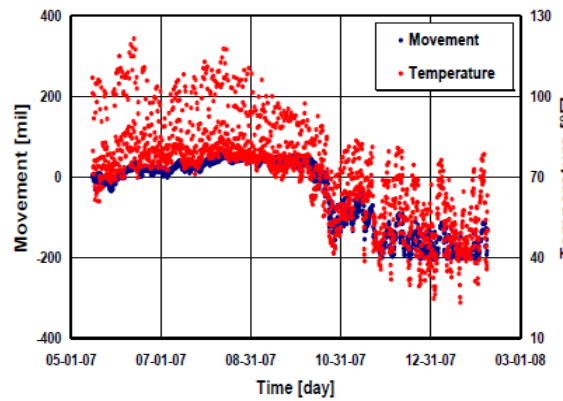
شکل ۲-۲۸ جمع‌شدگی بتن تحت دمای ثابت ۶۰ درجه فارنهایت (Jaiswal, et al., 2012)

(۴) Houston (سیستم WF)

شکل ۲-۲۹ ارتباط خوبی را بین حرکت دال بتنی و تغییرات دمایی اندازه گرفته شده در شهر همپستاد^۲ نشان می‌دهد.

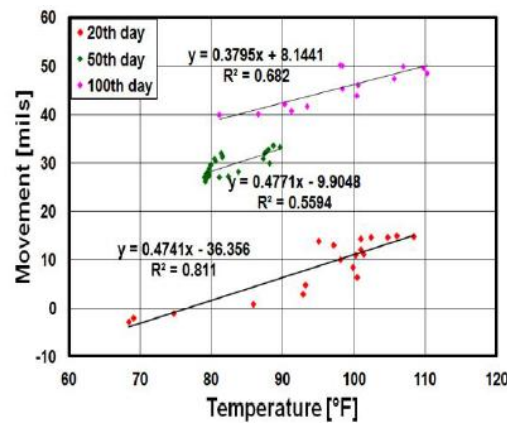
¹ Drying shrinkage

² Hempstead



شکل ۲-۲۹ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)

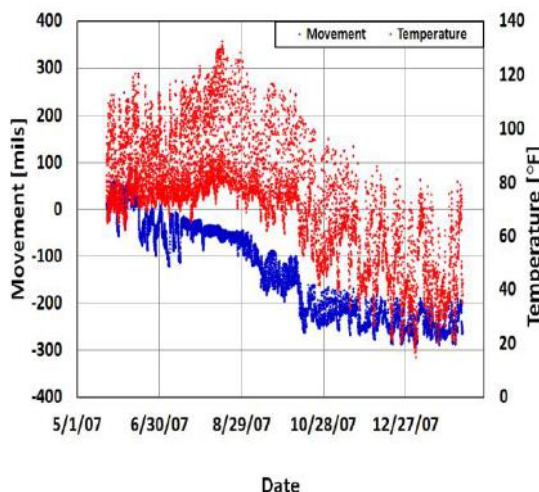
این نکته که نرخ حرکت فصلی بسیار بیشتر از نرخ حرکت روزانه است در شکل زیر نشان داده شده است.



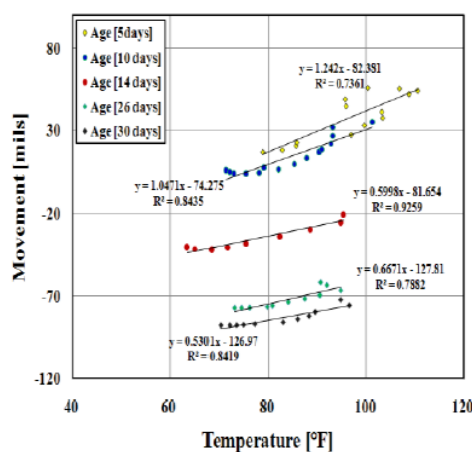
شکل ۲-۳۰ نرخ حرکت روزانه دال بتنی (Jaiswal, et al., 2012)

(۵) Texarkana (سیستم AL)

طبق شکل ۲-۳۱ و شکل ۲-۳۲ برای منطقه تکزارکانا، که توضیحات آن قبلاً بیان شده است نرخ حرکت فصلی ۳/۵۶ میل بر درجه فارنهایت و نرخ حرکت روزانه در بازه ۰/۵ تا ۱/۲۵ میل بر درجه فارنهایت بیان شده است.



شکل ۳۱-۲ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)



شکل ۳۲-۲ نرخ حرکت روزانه دال بتنی در سنین مخلف (Jaiswal, et al., 2012)

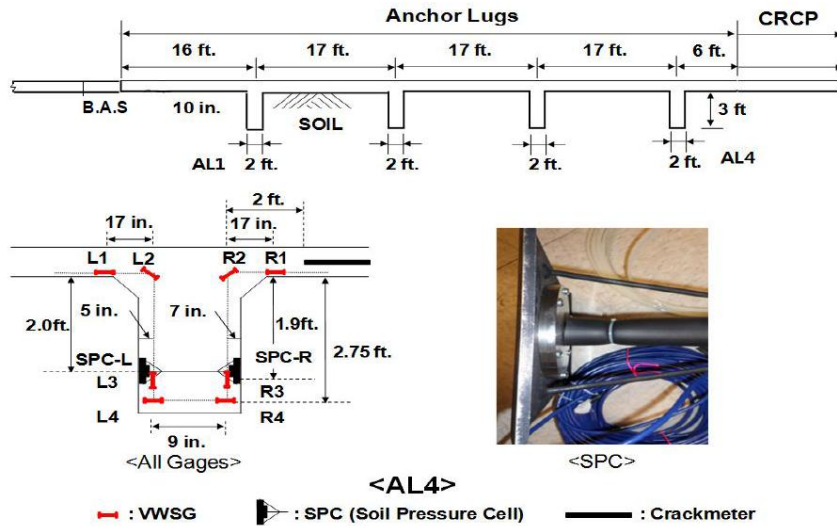
حرکت فصلی این منطقه بیشتر از سایر مناطق با سیستم AL می باشد و دلیل آن این است که تقریباً ۷ سال از اجرای آن گذشته و کارایی این سیستم طی زمان کاهش یافته است. این درحالی است که سایر مناطق نسبتاً جدیدتر می باشند.

۶) Lubbock1 (سیستم AL)

مانند موارد قبل ارتباط خوبی میان حرکت دال و دمای بتن مشاهده شد. در اینجا نیز نمودارهای نرخ روزانه حرکت دال در سنین مختلف بتن و جمع شدگی بتن بعد در دمای ثابت ۶۰ درجه فارنهایت ارائه شده است. سیستم AL در مقابل جمع شدگی بتن (در اینجا ۶۰ روز) در سالهای اولیه بسیار خوب عمل می کند. البته این مهار خوب به لطف تماس خوب بین دیواره های تیرک بتنی و مصالح خاگریز و ترکهای عرضی بیشتر در نزدیکی سیستم مهاربندی در روسازی می باشد.

Lubbock 2 (سیستم AL)

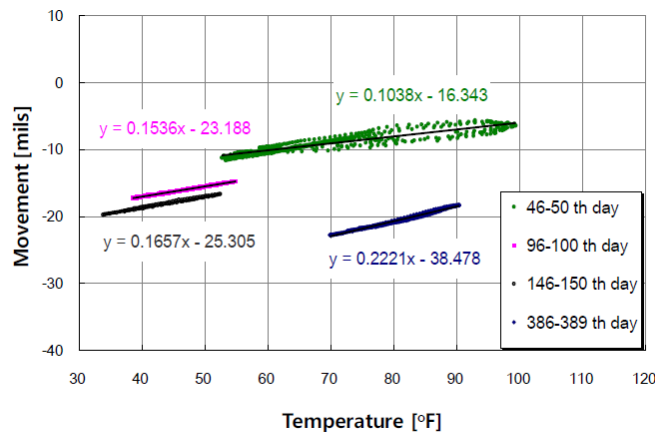
در این مورد مطالعات روی دو تیرک بتنی ابتدایی و انتهایی (۱ و ۴) انجام گرفته است. شکل ۲-۳۳ مکان اندازه‌گیرنده‌ها در تیرکهای ۱ و ۴ را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۳۳ مکان گیجها در تیرکهای ۱ و ۴ (Jaiswal, et al., 2012)

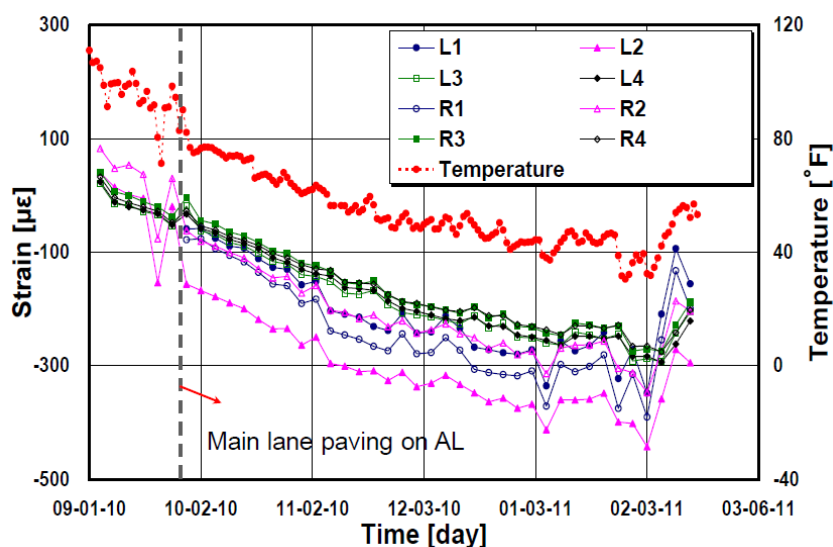
به خاطر حرکت آزادانه نسبی که در تیرک ۱ وجود دارد حرکت‌های این تیرک در مقایسه با تیرک ۴ بیشتر می‌باشد. تیرک مهاری ۴ دارای قیود بیشتری می‌باشد. نرخ حرکتی روزانه و فصلی تیرک ۱ در این منطقه در مقایسه با سایر مناطق مورد بررسی کمتر است و این می‌تواند به علت مهار خوب حرکت دال توسط تیرکها بلافاصله پس از اجرا باشد.

شکل ۲-۳۴ با نمایش تغییرات نرخ حرکتی روزانه طی یک سال این نکته را تایید می‌کند که کارایی این سیستم با گذشت زمان کاهش می‌یابد (حدود ۱/۵ ماه میزان حرکت دو برابر می‌شود).



شکل ۲-۳۴ نرخ حرکت بتن در سنین مختلف در تیرک ۱ (Jaiswal, et al., 2012)

به منظور ارزیابی رفتار تیرک مهاری در برابر تغییرات دمایی کرنش سنجهایی در ارتفاع تیرک نصب شده-اند (شکل ۲-۳۳). شکل ۲-۳۵ نشان می‌دهد همراه با کاهش دما مقادیر کرنش نیز کاهش می‌یابد. اما به علت مهار حرکت دال، خمشی در تیرکها به وجود می‌آید که باعث می‌شود تغییرات کرنشی در ارتفاع تیرک به وجود آید. تغییرات کرنشی در جهت قائم و طولی در AL1 و AL4 برابر است و این نشان می‌دهد تمام عناصر بتن در تیرک در مقابل حرکت CRCP مقاومت نمی‌کنند.



شکل ۲-۳۵ اندازه‌گیری کرنش سنجها در ارتفاع مختلف تیرک ۱ (Jaiswal, et al., 2012)

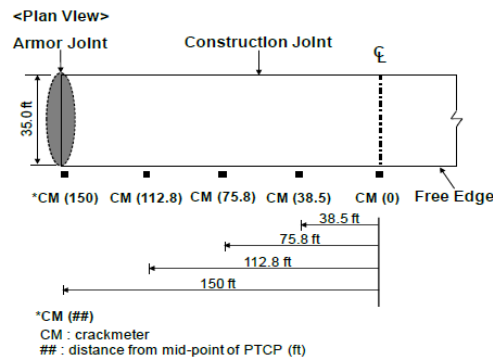
فشارهای اندازه‌گیری شده در خاک کم است و این از عدم ارتباط مناسب بین تیرک و خاک احاطه کننده آن خبر می‌دهد. هوای گرم و خشک زمان اندازه‌گیری باعث جمع شدگی خاک شده است و همین عامل باعث عدم تماس مناسب بین خاک و تیرک می‌شود.

با تحلیل نمودارها و رفتار حرکتی تیرکها و نتایج غیر قابل انتظار به دست آمده این نتیجه گرفته شد که دلیل احتمالی آن رفتار انبساطی و انقباضی تیرکهای مهاری به صورت جداگانه می‌باشد. در این میان حفره‌هایی نیز در اطراف تیرکها شروع به شکل‌گیری نمودند. با توجه به این مشاهدات می‌توان گفت تیرکهای مهاری بعد از چند سال توانایی خود را در مهاربندی از دست می‌دهند.

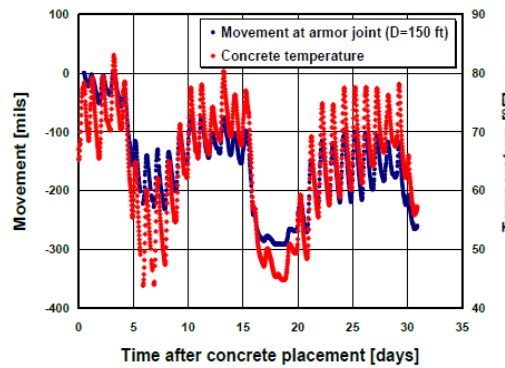
(۸) Waco (روسازی بتنی پیش تنیده اجرا شده در محل)

در این پروژه به منظور کاهش اصطکاک زیراساس و از دست رفتن پیش‌تنیدگی از دو لایه ورقه پلی‌اتیلن روی زیراساس تثبیت شده آسفالتی استفاده شده است. در انتهای آزاد دال ۵ ترک‌سنج مطابق شکل ۲-۳۶ نصب

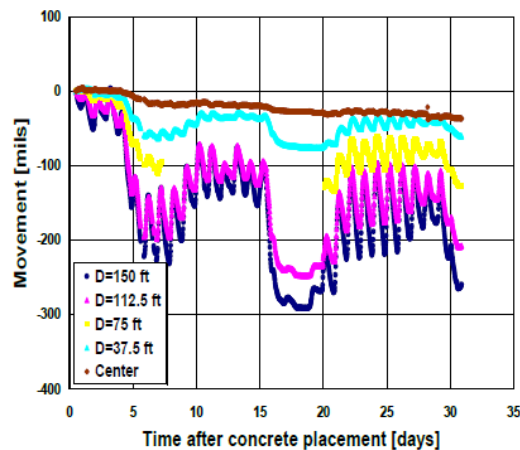
شده‌اند. در شکل ۳۷-۲ و شکل ۳۸-۲ حرکت طولی دال که ارتباط خوبی را با دما نشان می‌دهد، ارائه شده است. در این شکلها ملاحظه می‌شود که با فاصله گرفتن از مرکز دال حرکت طولی دال روسازی افزایش می‌یابد.



شکل ۳۶-۲ مکان اندازه‌گیرنده‌های نصب شده در انتهای آزاد دال (Jaiswal, et al., 2012)

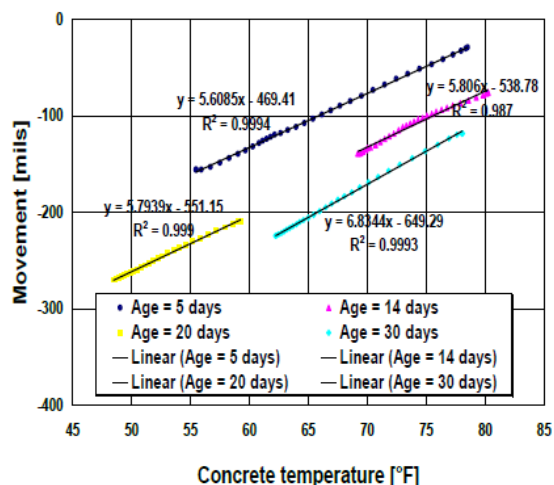


شکل ۳۷-۲ حرکت دال بتنی - دمای بتن (Jaiswal, et al., 2012)



شکل ۳۸-۲ حرکت دال بتنی - دمای بتن در فواصل مختلف از مرکز دال (Jaiswal, et al., 2012)

در شکل ۳۹-۲ ملاحظه می‌شود که نرخ حرکت روزانه حدود ۱۰ برابر پروژدهای لیندن و ویچیتا فالز است در حالی که طول دال آنها بسیار بیشتر می‌باشد. این تفاوت دلیلی جز تاثیر اصطکاک لایه زیرین ندارد.



شکل ۲-۳۹ نرخ حرکت روزانه دال بتنی در سنین مختلف بتن (Jaiswal, et al., 2012)

۲-۱۳-۲ نتیجه

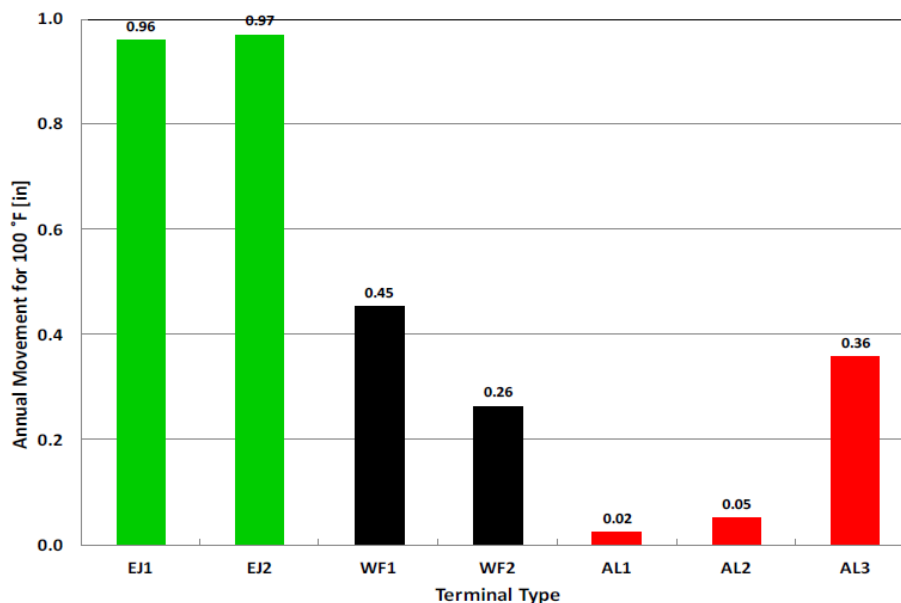
طبق جدول ۲-۶ در میان سه سیستم AL بررسی شده، نرخ حرکت فصلی در تکرارکنا بسیار بیشتر از نرخ اندازه گیری شده در بخش لوبوک می باشد. این مسئله می تواند به این علت باشد که عمر سازه های تکرارکنا حدود ۷ سال و عمر سازه های لوبوک حدود ۲ سال است. علت احتمالی کم شدن مقاومت سیستم AL تکرارکنا در برابر روسازی به سبب ایجاد حفره هایی بین دیواره تیرک و خاک محصورکننده اش طی این ۷ سال می باشد بنابراین عمر سیستم AL کاملاً بر عملکرد آن تاثیر گذاشته که در اینجا می تواند به علت ایجاد حفره بین دیواره قائم آن و خاک محصور کننده اش باشد. بدون توجه به سیستم انتهایی، حرکت انتهایی CRCP به اندازه ای نیست که به سازه مجاورش آسیب بزند.

جدول ۶-۲ خلاصه نتایج بخشهای آزمایشی (Jaiswal, et al., 2012)

Test Section location	Terminal Type	Coarse Aggregate Type	Length of Pavement, miles	Subbase Type	Construction Year	Daily Mvt Rate (mil/°F)	Seasonal Mvt Rate (mil/°F)
El Paso	EJ	LS ^a	0.80	3 in. ASB ^c	2009	0.56	9.59
Wichita Falls	EJ	LS	0.50	3 in. ASB	2009	0.56	9.69
Linden	WF	SRG ^b	> 1.00	4 in. ASB	2009	0.51	4.53
Houston	WF	LS	1.05	1 in. ASB + 6 in. CSB ^d	1995	0.40	2.63
Texarkana	AL	SRG	0.45	4 in. ASB	2004	0.61	3.56
Lubbock1	AL	SRG	0.45	4 in. ASB	2009	0.33	*
Lubbock2	AL	LS	0.45	1 in. ASB + 6 in. CSB ^d	2010	0.07	0.51
Waco (PTCP)	Armor Joint	LS	0.06	4 in. ASB	2008	6.83	*

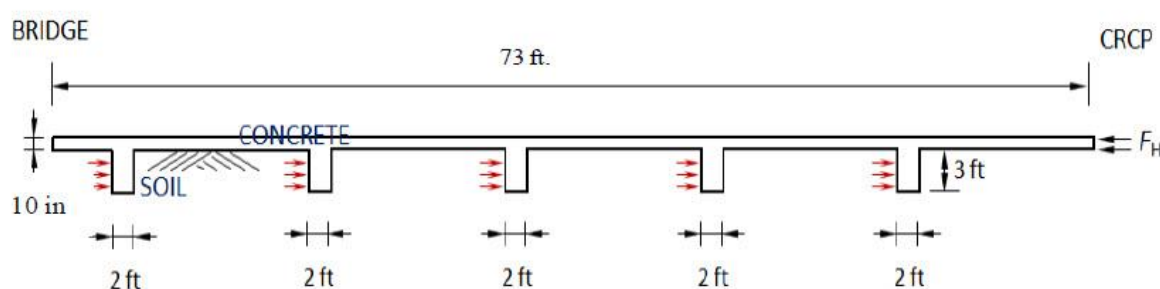
^a: limestone; ^b: siliceous river gravel; ^c: asphalt stabilized base, ^d: Cement stabilized

بر اساس شکل ۲-۴۰ حداکثر حرکت ۰/۹۷ اینچ می‌باشد که از مقدار درز انبساط تعبیه شده (۱/۵ اینچ) کمتر است پس می‌توان به‌جای استفاده از سیستمهای AL و WF برای مهاربندی از روش‌های ارزان‌تر نیز استفاده کرد.



شکل ۲-۴۰ حرکت سالیانه دال روسازی - نوع سیستم انتهایی (Jaiswal, et al., 2012)

شکل ۲-۴۱ مثالی از یک روسازی CRCP با ضخامت ۱۰ اینچ و مهاربندی توسط ۵ تیرک مهاری را نشان می‌دهد. اگر این روسازی تنش فشاری افقی را نشان دهد این تنش در ابعاد دال ضرب شده و نیروی افقی وارد شده به دال را نشان می‌دهد (F_H) این نیرو به مساحت آن بخش از دیواره تیرکهای مهاری که به خاک فشار می‌آورند تقسیم شده تا تنش فشاری خاک در دیواره تیرک به دست بیاید. جدول ۲-۷ تنش خاک را در ارتباط با تنشهای فشاری مختلف بتن نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴۱ مثالی از یک روسازی پیوسته بتنی با سیستم مهاری AL (Jaiswal, et al., 2012)

جدول ۲-۷ تنش ممانعت شده خاک در دیواره تیرک مهاری برای تنشهای مختلف در بتن (Jaiswal, et al., 2012)

Concrete Compressive Stress (psi)	Stress in Soil at Lug Wall (psi)
500	28
1000	56
2000	111

این نیروها نشان از تغییر شکل پلاستیک در خاک دارد. در هنگام افزایش دما و حرکت انبساطی تیرکهای بتنی، خاک دچار تغییر شکل پلاستیک می شود. در هنگام کاهش دما تیر بتنی حرکت انقباضی دارد اما خاک جمع نخواهد شد. به همین دلیل حفره‌هایی در خاک به وجود خواهد آمد که بر عملکرد سیستم AL تاثیر می‌گذارد.

البته محدودیتهایی هم در این پژوهش ذکر شده است که شامل موارد زیر می‌باشد:

۱- نتایج تنها مربوط به CRCP می‌باشد.

۲- همه نمونه‌ها تنها یک زیر اساس (تثبیت شده ی آسفالتی) دارند.

۳- مدت مشاهده بسیار کم (کمتر از ۳ سال) بوده است.

۴- تنها تاثیرات حرارت بر انبساط CRCP بررسی شده است.

یافته‌های تکمیلی شامل موارد زیر می‌شود:

۱- طول دال مشارکت کننده در حرکت انتهایی که به چند صد فوت انتهایی دال مربوط می‌شود توسط آنالیز اجرای محدود نیز ثابت شد.

۲- آنالیز اجزای محدود هم در زمینه آنالیز رفتار روسازی و هم در زمینه مقایسه آن با داده‌های میدانی بسیار خوب عمل کرد.

۳- زیر اساس استفاده شده در این تحقیق (تثبیت شده آسفالتی) اصطکاک کافی برای محدود کردن حرکت را دارد.

۴- گسیختگی شیروانی^۱ در خاکی که شاخص خمیری^۲ آن بیشتر از ۵۰ است احتمالاً به حرکت بیشتر دال بتنی کمک می‌کند.

¹ slope failure

² Plastic index (PI)

۵- آنالیز سازه‌ای نشان داد که اگر انبساط CRCP از محدودیات انبساط حرارتی فراتر رود، به طور عملی مهار آن توسط روشهای شناخته شده‌ای چون AL غیر ممکن می‌باشد.

فصل ۳ معرفی مدل و فرآیند انجام کار

۳-۱- انبساط و انقباض در روسازی بتنی و مشکلات ناشی از آن

همانطور که در فصول گذشته ذکر شد یکی از مسائل مهم در ارتباط با انواع روسازی‌های بتنی مسئله رفتار انبساطی و انقباضی دالهای بتنی در اثر تغییرات حرارتی می باشد. در بسیاری از مشاهدات، این مطلب ذکر شده است که این حرکت دالهای روسازی به تنهایی مشکل خاصی ایجاد نمی کند. این مشکل زمانی ایجاد می شود که در مجاورت دال روسازی مورد نظر یک پل و یا یک روسازی دیگر موجود باشد. در واقع حرکت انبساطی روسازی و فشار به سازه مجاور می تواند منجر به خرابی‌های مختلفی چون پکیدگی شود. حرکات طولی دمایی روسازی بتنی بسته به عوامل مختلفی چون تغییرات دمایی محیط، اصطکاک لایه زیرین و روسازی، مشخصات حرارتی مصالح بتن روسازی شامل ضریب انبساط حرارتی و ...، شیب ایجاد شده در روسازی، ضخامت دال، طول روسازی و ... می تواند متفاوت باشد. این مشکل در تمام روسازی‌های بتنی وجود دارد اما در روسازی‌های پیوسته بتنی (CRCP) به طور ویژه‌ای بدان توجه شده است. زیرا در روسازی‌های پیوسته به علت طول زیاد دال حرکتی از این دست نیز بیشتر شده و در نتیجه در این روسازی‌ها با حرکت زیاد دال و فشار به سازه‌های مجاور می تواند خرابی‌های بیشتری را نیز شامل شود. اما در روسازی‌های درزدار (JPCP, JRCP) به علت طول کوتاه تر دال حرکتی طولی کمتر است و بنابراین مشکلات ناشی از این حرکتها نیز کمتر از روسازی‌های پیوسته می باشد.

۳-۲- حل مشکلات انبساطی و انقباضی روسازی بتنی در اثر حرارت

در اینجا با توجه به اهمیت این معضل و ایجاد هزینه‌های تعمیر و نگهداری زیاد به بررسی عوامل و راهکارهای کنترل کننده این حرکت پرداخته می شود.

۳-۲-۱ اصطکاک لایه زیرین روسازی با دال روسازی

تحقیقات گسترده‌ای در زمینه اثر اصطکاک لایه زیرین روسازی با دال بتنی در ارتباط با حرکت دال انجام شده است. اصطکاک نقش بسیار ویژه‌ای در حرکت دال دارد. هر چقدر اصطکاک بیشتر باشد حرکات طولی روسازی محدودتر می شود، البته لازم به ذکر است اصطکاک بیشتر منجر به ایجاد ترکهای بیشتری نیز می شود.

در ابتدا برای بررسی اثر اصطکاک لایه زیرین روسازی بر روی روسازی بتنی مفهوم ضریب اصطکاک ارائه شد. در مدل قدیمی اصطکاک، ضریب اصطکاک به صورت نسبت حداکثر نیروی اصطکاک به نیروی عمود تکیه گاهی تعریف می شود. این مدل بیان مفهوم اصطکاک به صورت مرسوم است و به عواملی چون نیروی عمود تکیه گاهی

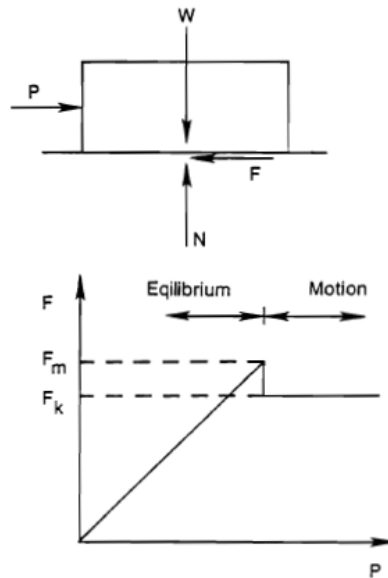
(یا فشار سربار) و زبری سطوح وابسته می‌باشد. در این مدل پس از غلبه بر حداکثر اصطکاک ایستایی که طبق رابطه (۱-۳) تعریف می‌شود دو جسم نسبت به یکدیگر حرکت کرده و این حرکت بر اساس مفهوم اصطکاک جنبشی انجام می‌شود. شکل ۱-۳ مدل اصطکاک کلاسیک را نمایش می‌دهد.

$$F_m = \mu_K \cdot N \quad (1-3)$$

F_m = حداکثر نیروی اصطکاک (ایستایی)

μ_K = ضریب اصطکاک ایستایی

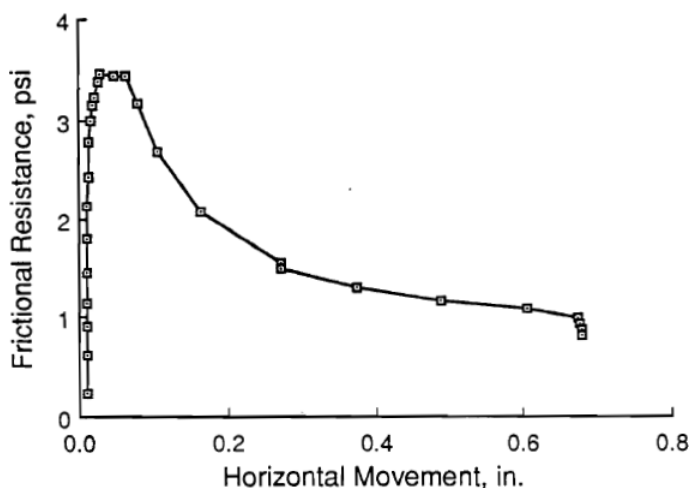
N = نیروی عمود تکیه‌گاهی



شکل ۱-۳ مدل کلاسیک اصطکاک (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987)

در این مدل یک رابطه خطی بین وزن و نیروی اصطکاک وجود دارد که با افزایش وزن نیروی اصطکاک بیشتر می‌شود. ضریبی که برای این ارتباط خطی تعریف می‌شود ضریب اصطکاک نام دارد. این مدل برای استفاده در مدلسازی اصطکاک زیراساسهای تثبیت نشده و لایه‌هایی که ارتباط محکمی با دال بتنی ندارند مناسب است اما در لایه‌های تثبیت شده و همچنین لایه‌هایی که می‌توانند ارتباط خوبی با دال بتنی برقرار کنند دیگر نمی‌توان از این مدل استفاده کرد (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987). براساس آنچه در فصل گذشته ذکر شد پارامترهایی چون چسبندگی، تنش تکیه‌گاهی و برش در تماس دال با اینگونه لایه‌ها دخیل هستند و به راحتی نمی‌توان از مدل کلاسیک اصطکاک صحبت کرد. بر طبق مدل جدید اصطکاک ارتباط بسیار کمی به وزن سربار دارد و همچنین به علت چسبندگی لایه به روسازی بتنی به جای اتفاق افتادن گسستگی

اصطکاکی بین لایه‌ها، گسستگی در لایه زیرین (زیراساس) اتفاق می‌افتد. بنابراین در این مدل، گسستگی اصطکاکی به مقاومت مصالح زیراساس بستگی دارد. راهکار پیشنهادی برای ارائه این مدل استفاده از نمودارهایی که طی آزمایش فشار فعال^۱ حاصل می‌شوند، است. در واقع پس از انجام این آزمایش نمودارهایی مانند شکل ۲-۳ حاصل می‌شوند که می‌توانند رفتار اصطکاکی زیراساس مورد نظر را به خوبی بیان کنند.



شکل ۲-۳ نمودار حرکت افقی - مقاومت اصطکاکی حاصل شده از آزمایش فشار فعال برای یک دال با ضخامت ۸ اینچ و دارای زیراساس انعطاف پذیر (Wesevich, McCullough, & Burns, 1987)

با توجه به موارد ذکر شده و همچنین شکل بالا در صورت تغییر دما و یا طول زیاد دال (که منجر به حرکت زیاد روسازی می‌شود) اثر اصطکاک بر روی دالهای بتنی طویل مانند CRCP بسیار مهم است به این علت که حرکت زیاد دال منجر به این می‌شود که حرکت دال در بخش لغزشی نمودار قرار گیرد. همانطور که در نمودار فوق دیده می‌شود پس از رسیدن به حداکثر نیروی اصطکاک، این نیرو با افت شدیدی مواجه می‌شود در صورتی که حرکت افقی دال روسازی وجود دارد. این قسمت از نمودار با عنوان حرکت لغزشی بیان می‌شود.

طی مطالعات دیگری این نتیجه حاصل شد که زبری تاثیر کمی در اصطکاک دارد و دمای پایین تر منجر به مقاومت اصطکاکی بیشتری می‌شود (Wimsatt, McCullough, & Burns, 1987).

البته در برخی از منابع دیگر این نکته ذکر شده است که برای اهداف عملی می‌توان از ضریب اصطکاک متوسط استفاده کرد. همچنین به علت این که به دست آوردن رفتار اصطکاکی - حرکتی ذکر شده نیاز به آزمایشات و تجهیزات آزمایشگاهی دقیق دارد و در پروژه‌های مورد مطالعه، اطلاعات و نمودارهای این گونه حرکت اصطکاکی

¹ Push-off test

بسیار کم‌بایند، در مدل‌سازی‌های اجزای محدود از مقادیر ضرایب اصطکاک مربوط به انواع مختلف اساس یا زیراساس که در مراجع معتبر موجودند بهره گرفته می‌شود.

براساس تحقیقات انجام شده هرچه اصطکاک بیشتر باشد حرکت دال بتنی کمتر شده ولی در عوض ترک‌های شکل گرفته بسیار زیاد می‌شوند. برای جلوگیری از این ترک‌ها سعی در کاهش اصطکاک به طرق مختلف می‌شود. پس در صورت کم بودن نیروی اصطکاک، حرکت دال زیاد می‌شود و می‌تواند منجر به مشکلات ذکر شده شود و در صورت اینکه نیروی اصطکاک از حد مشخصی بیشتر شود منتج به شکل‌گیری بسیار زیاد ترک‌ها در روسازی بتنی می‌شود. بنابر این برخی از آیین‌نامه‌ها گستره مشخصی برای نیروی مقاوم اصطکاک ارائه می‌کنند که می‌توان به آیین‌نامه استرالیا در این زمینه اشاره کرد.

۳-۲-۲ آرماتور بندی

آرماتورهای به‌کار رفته در روسازی‌های بتنی به دو شکل مش و یا میلگردهای آج‌دار می‌باشند. همانطور که اشاره شد وظیفه اصلی آرماتورها در روسازی افزایش ظرفیت سازه‌ای روسازی نیست. بلکه آرماتورها در درجه اول به منظور کنترل حرکت روسازی (و متعاقباً افزایش فاصله درزها) و سپس به منظور دوختن بتن ترک خورده و باقی نگه‌داشتن قفل و بست سنگدانه‌ها استفاده می‌شوند.

حجم فولادهای مسلح بایستی به‌گونه‌ای طراحی شود که فاصله و عرض ترک‌ها و همچنین تنش در فولاد از مقدار مشخصی بیشتر نشود. در صورت استفاده از فولاد کم، فاصله ترک‌ها بیشتر شده و خرابی پانچ شدن در محل ترک‌های با فاصله کم که نزدیک ترک‌های با فاصله زیاد قرار دارند اتفاق می‌افتد و در صورت استفاده از فولاد زیاد باید از بتن با مقاومت زیاد و یا یک اساس تشبیت شده استفاده کرد. طراحی آرماتورهای مسلح‌کننده روسازی براساس تنش ناشی از اصطکاک است و فرض می‌شود فولاد تمام تنش‌های کششی را به‌تنهایی تحمل کند (Huang, 2004).

نتایج تحقیقات این نکته را خاطر نشان می‌کند که برای روسازی‌های طویل (مانند CRCP) کنترل حرکات طولی روسازی مدنظر است، آرماتورها به‌تنهایی نمی‌توانند محدودیت مورد انتظار را روی حرکت‌های دال اعمال کنند.

۳-۲-۳ استفاده از سیستم‌های انتهایی

استفاده از پارامترهای اصطکاک یا مسلح سازی در جهت کاهش حرکات انبساطی و انقباضی روسازی دارای محدودیت‌هایی می‌باشد. همچنین طبق مشاهدات در محل تقاطع روسازی بتنی با سازه‌هایی چون پل، خرابی‌هایی مشاهده شد که حاکی از حرکت بیش از اندازه روسازی بتنی تحت تاثیر دما بود. بر این اساس راهکارهای مختلفی برای کنترل این حرکت پیشنهاد شد. یکی از راهکارها استفاده از درز انبساط^۱ برای پوشش این حرکت روسازی بود. در این سیستم، درزی با عرض حدودی ۱/۵ اینچ در انتهای روسازی برای جمع کردن حرکت طولی دال بتنی تعریف شده است. سیستم دیگری که برای این منظور تعریف شد سیستم تیر بال پهن^۲ بود. این سیستم نیز مانند سیستم قبلی اجازه حرکت انبساطی روسازی را می‌دهد با این تفاوت که در آن از یک تیر بال پهن استفاده شده و دارای سطحی هموارتر به نسبت سیستم درز انبساط است. این سیستم هزینه اجرا و نگهداری بالایی دارد. انگشت فولادی^۳ سیستم دیگری بود که البته با استقبال کمتری نسبت به سیستم‌های دیگر مواجه شد. آخرین راهکار پیشنهادی استفاده از سیستم تیر مهاری^۴ است. این سیستم شامل تیرهای بتنی مدفون شده در خاک می‌باشد که به منظور مهاربندی سیستم روسازی استفاده می‌شود.

برای مقایسه سه سیستم اصلی معرفی شده (AL, WF, EJ) می‌توان گفت که دو سیستم درز انبساط و تیر بال پهن سعی در کنترل حرکت روسازی را بنحوی دارند که اجازه حرکت به روسازی داده شود اما فلسفه سیستم تیر مهاری، مهار کردن حرکت انبساطی روسازی است. در تحقیقات ذکر شده است که در صورت ایجاد حرکات طولی کم از دو سیستم اولی استفاده شود. زیرا این دو سیستم هزینه اجرایی و نگهداری کمتری نسبت به سیستم تیر مهاری دارند و در صورت ایجاد حرکت‌های زیاد با توجه به زیاد شدن پهنای درزها از یکدیگر می‌توان از سیستم مهاری AL استفاده کرد. براساس یکی از آخرین تحقیقات که گزارش آن در سال ۲۰۱۲ منتشر شد، نمونه‌های مشاهده شده روسازی تحت شرایط مختلف قرار داشتند (اساس، منطقه جغرافیایی و ...) و هر ۳ سیستم انتهایی را در برمی‌گرفتند. با توجه به این که در این تحقیق از روسازی CRCP استفاده شده بود هیچکدام از موارد مشکلی را از لحاظ رشد روسازی به سازه مجاور ایجاد نمی‌کردند. بنابراین با توجه به هزینه بالای اجرای سیستم AL، پیشنهاد شد که از سیستم‌های مهاری EJ و WF و به طور خاص تر از سیستم EJ در کنترل حرکت انبساطی روسازی استفاده شود. در واقع مشاهدات نشان داد حتی برای روسازی‌هایی که سیستم EJ داشتند حرکت دال به اندازه‌ای نبود که برای سازه مجاور مشکلی ایجاد کند. همچنین این تحقیق

¹ Expansion Joint

² Wide Flange Beam

³ Steel Finger Joint

⁴ Anchor Lug

عدم کارایی سیستم AL در سنین بالا را نشان می‌دهد. این عدم کارایی با شکل‌گیری حفره‌هایی در محل تماس تیرکهای مهاری با خاک، در لایه زیرین اثبات می‌شود (Jaiswal, et al., 2012).

با توجه به این که در صورت اجرای پیوسته روسازی در حداقل زمان ممکن امکان بازگشایی راه (از زمان اجرا تا زمان بهره‌برداری) بسیار تسریع خواهد شد و همچنین با افزایش طول روسازی درزها کمتر شده و مشکلات ناشی از درزها رخ نمی‌دهد، استفاده از روسازی‌های پیوسته با طولهای بیش از طولهایی که تا به حال مورد استفاده قرار گرفته‌اند، مطلوب است. احتمالاً در روسازی‌های CRCP با طولهای بیشتر از حد معمول، سیستمهایی چون EJ و WF برای کنترل حرکت‌های طولی جوابگو نیست و باید از سیستم مهاری AL به طور ویژه‌ای استفاده شود.

در این مطالعه تلاش بر دست یافتن به طرحی مناسب برای اجرای تیرک‌های مهاری می‌باشد. این طرح مناسب به ابعاد مختلفی از جمله مکان مناسب قرارگیری تیرک‌های مهاری در طول دال، تعداد تیرک‌های مهاری و موقعیت آن‌ها، فاصله تیرک‌های مهاری از یکدیگر، ارتفاع مناسب تیرک‌ها و همچنین جزئیاتی در خصوص تیرک‌های مهاری از جمله آرماتور بندی تیرک‌های مهاری اشاره دارد.

۳-۳- معرفی مدلسازی روسازی بتنی پیوسته با سیستم تیرک مهاری

همانطور که ذکر شد در طرحهای گذشته سیستم مهاری AL، ۵ تیرک مهاری در انتهای روسازی بتنی قرار می‌گرفت. در این تحقیق تعداد متفاوت تیرک‌های مهاری در موقعیت‌ها و فاصله‌های متفاوت آنالیز شده و طرحی مناسب براساس کمترین حرکت انتهایی لبه دال ارائه خواهد شد. با توجه به موارد مذکور در این طرح المانهایی موسوم به تیرک‌های مهاری^۱ (بتنی) که متصل به دال روسازی CRCP می‌باشند به صورت مدفون در لایه زیرین، در طول روسازی موجودند. در اثر تغییرات دمایی، دال و تمام عناصر روسازی تمایل به حرکت طولی خواهند داشت. از طرف دیگر توده خاکی که در مجاورت تیرک‌های مهاری قرار دارد مانع از حرکت تیرک‌ها می‌شود. به عبارت دیگر تیرک‌ها نیروی ناشی از حرکت طولی روسازی را به سمت خاک وارد می‌کنند و این نیروی عکس‌العمل از جانب توده خاک است که مانع از حرکت تیرک‌ها و در نتیجه مهاربندی روسازی بتنی می‌شود. مقدار حرکات روسازی در دو انتهای دال حداکثر است در صورتی که هرچقدر از دو سر انتهایی دال فاصله گرفته شود این حرکات کمتر می‌شود. پس احتمالاً در میانه‌های دال روسازی به تعداد کمتری تیرک

^۱ Lug

مهاری نیاز است و با فاصله گرفتن از مرکز دال به تناسب تعداد تیرکها افزایش می یابد. به عبارت دیگر هرچه قدر از انتهای روسازی به سمت مرکز دال حرکت شود فاصله تیرکهای مهاری از یکدیگر بیشتر خواهد شد.

۳-۳-۱ بارگذاری

بارگذاری مورد نیاز برای اعمال به مدل، بارگذاری حرارتی می باشد. برای کاهش پیچیدگی های مسئله این بارگذاری تنها به دال بتنی و تیرکهای مهاری آن اعمال می شود. البته ضرورتی هم برای اعمال این بارگذاری به لایه زیرین احساس نمی شود. زیرا این لایه به عنوان لایه ای نامحدود در نظر گرفته شده که حرکات انبساطی و انقباضی ناشی از تغییرات حرارت محیط تأثیر زیادی روی نتایج ایجاد نکند. این بدان علت است که ارتباط این لایه با محیط اطراف بسیار کم است و بنابراین تغییرات حرارتی در این لایه بسیار روند کندی خواهد داشت. بارگذاری مذکور به تمام عناصر روسازی بتنی (دال و تیرکهای مهاری) به صورت یکنواخت اعمال شده و از تعریف شار و انتقال حرارت در آن پرهیز شده است. زیرا اولاً هدف اصلی این پژوهش تغییرات دما در تمام مدل و حرکات انبساطی و انقباضی (حرکات طولی) کل روسازی بتنی در طی این تغییرات حرارتی می باشد. ثانیاً به علت ضخامت کم دال بتنی، اختلاف دما در لایه های روسازی بتنی (در اثر تغییرات دمای روزانه) بسیار کم می باشد و این اختلاف دما در مقابل دمای اعمال شده به مدل بسیار ناچیز می باشد.

افزایش یا کاهش دما در بارگذاری حرارتی به صورت شیبدار^۱ در طی زمان آنالیز در نظر گرفته می شود. به این صورت که در زمان صفر هیچ تغییر حرارتی وجود ندارد اما با شروع زمان حل به تدریج این تغییر اعمال شده و تمام این تغییرات دمایی در انتهای زمان آنالیز در نظر گرفته می شود.

۳-۳-۲ جزئیات تیرکهای مهاری

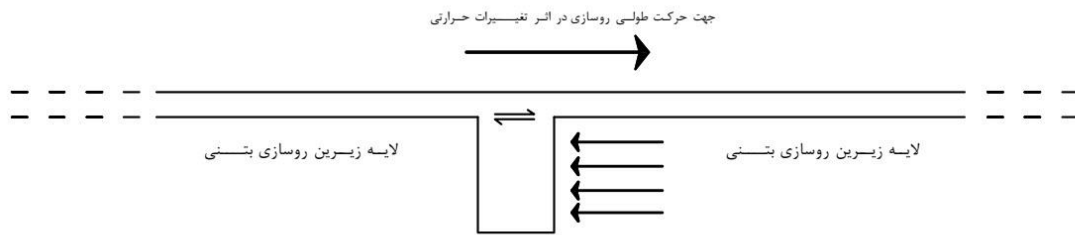
در اولین سالهای معرفی سیستم AL جزئیاتی برای تیرکهای مهاری اعمال شد که براساس تجربیات اجرایی بود. در طی سالهای اجرای این سیستم مهاربندی تاکنون جزئیات این تیرکها تغییرات زیادی نکرده است. طی مشاهدات مختلف یکی از خرابی های عمده در سیستم AL وجود حفره در محل تماس تیرک با خاک بوده است که برای جلوگیری از آن پیشنهاد شد که سازه تحت تاثیر اختلاف دمایی زیاد قرار نگیرد یا به عبارت دیگر دال روسازی مشمول حرکت طولی کمتری شود که هدف اصلی این پژوهش می باشد.

^۱ Ramp

بنابراین در این مطالعه به منظور دستیابی به کمترین حرکت انتهایی لبه دال برخی از جزئیات تیرک‌های مهاری که پیشتر ارائه شده بودند مورد بررسی و آنالیز قرار خواهند گرفت. با توجه به این که در سیستم جدید احتمالاً تعداد تیرکها متفاوت از سیستم ارائه شده قبلی است نیاز به تغییر جزئیات تیرکهای مهاری احساس می‌شود. یکی از ابعاد مهم در جزئیات تیرک‌های مهاری مقدار ارتفاع تیرک‌ها می‌باشد. براساس مشاهدات گذشته گسستگی‌ها در مکان‌هایی اتفاق افتاده که تیرک در قسمت خاک سست و ضعیف قرار داشته است. برای جلوگیری از این مشکل باید از به کارگیری خاک نامناسب در این منطقه پرهیز شود. البته در صورت وجود خاک نامناسب احتمالاً با زیاد کردن ارتفاع تیرک می‌توان به لایه خاک مناسب دست یافت.

اما با فرض خاک مناسب و یکنواخت (خاکی که در همه نقاط تماس با تیرک از یک نوع بوده و از استحکام کافی در مقابل حرکات تیرک‌ها برخوردار باشد) ارتفاع تیرک مهاری با توجه به پارامترهای مختلفی از جمله تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده روی لایه زیرین و دال بتنی و حرکت انتهایی لبه دال تعیین خواهد شد. بررسی و ارزیابی کلی تمام پارامترهای مذکور و مقایسه آن‌ها در تیرک‌های مهاری با ارتفاع‌های گوناگون موجب تخمین مناسبی از ارتفاع تیرک مهاری در سیستم مهاری روسازی بتنی خواهد شد.

یکی دیگر از مسائل اصلی در تعیین جزئیات تیرک، اتصال مناسب این تیرک‌ها به دال روسازی می‌باشد. این اتصال باید به گونه‌ای باشد که مجموعه روسازی به‌عنوان مجموعه‌ای صلب در برابر تغییرات طولی عمل کند. برای دستیابی به این نوع اتصال اولاً باید سطح بتنی تیرک انسجام کافی با سطح دال را داشته باشد و ثانیاً آرماتوربندی مناسب کمک قابل توجهی در جهت نیل به این هدف می‌کند. به همین سبب می‌بایست با استفاده از نتایج بارگذاری‌های متفاوت (عکس‌العمل خاک روی دال و تیرک مهاری در نتیجه حرکت حرارتی دال روسازی و سیستم مهاری) و تنش‌های ناشی از آن که شامل تنش‌های برشی و فشاری می‌شود، به طرح مناسبی از مسلح سازی تیرک‌های مهاری دست یافت تا علاوه بر تأمین صلبیت، هم محل تماس دال و تیرک مهاری از لحاظ تنش‌های برشی ایجاد شده استحکام کافی را داشته باشد و هم تیرک مهاری از لحاظ خمشی در وضعیت مناسبی قرار بگیرد. نیروی عکس‌العمل لایه زیرین روی تیرک مهاری در خلاف جهت حرکت طولی دال عمل کرده و برخلاف جهت حرکت دال مقاومت می‌کند. در نتیجه تیرک مهاری رفتاری خمشی از خود بروز می‌دهد و مانند شکل ۳-۳ شبیه تیر طره‌ای عمل کرده که تحت بارگذاری‌های خمشی و برشی قرار می‌گیرد.



شکل ۳-۳ نیروهای وارد شده به تیرک مهاری از طرف لایه زیرین در حرکت طولی روسازی بتنی

۳-۳-۳ لایه زیرین

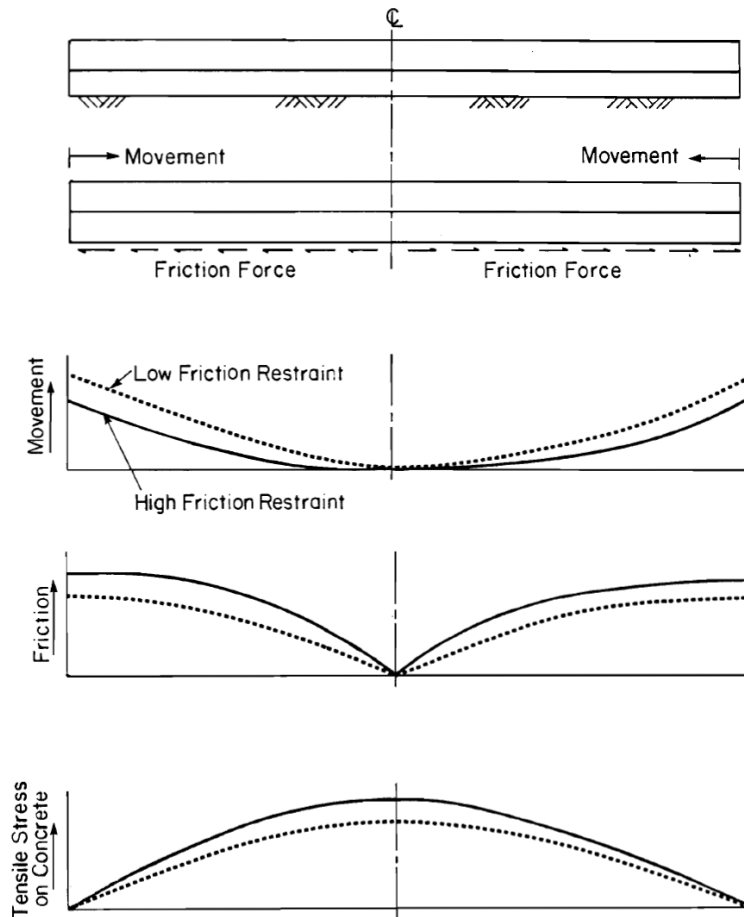
تیرکهایی که عمق آنها در مواجهه با حدفاصل خاکهای با مقاومت مختلف قرار داشتند منجر به گسستگی در حدفاصل خاک ضعیف و قوی می‌شده است. پس در این آنالیز سعی بر این است که از یک نوع خاک و آن هم خاکهایی که در تحقیقات قبلی مشکل خاصی را به وجود نمی‌آوردند (ترجیحاً خاکهای تثبیت شده)، استفاده شود.

مزیت دیگری که در استفاده از خاکهای تثبیت شده است، این است که از این نوع بسترها می‌توان رفتار الاستیک و برگشت‌پذیر بیشتری را به نسبت خاکهای معمولی انتظار داشت. این رفتار باعث می‌شود در حرکت رفت و برگشتی تیرک‌های مهاری که دال در هنگام انبساط و انقباض حرارتی دارد، حجم حفره‌های خالی که در پشت تیرک در اثر این حرکت ایجاد می‌شود کاهش یابد. در نتیجه سیستم مهاری AL در این حالت کارآمدتر از حالتی است که از خاک معمولی به عنوان بستر روسازی بتنی استفاده شود.

۳-۳-۴ تعیین فاصله تیرکهای مهاری

یکی از مواردی که در تعیین فاصله تیرکهای مهاری مد نظر قرار می‌گیرد چگونگی توزیع تنشهای تکیه‌گاهی اعمالی به توده خاک می‌باشد. با توجه به این که حرکت در میانه‌های دال کمتر از انتهای آن می‌باشد بنابراین برای ایجاد قیود حرکتی در انتهای دال به نیروی بیشتری نیاز است. برای این که نیروی زیاد وارده به خاک در انتهای دال در سطح وسیع تری توزیع شود نیاز به تعداد بیشتری تیرک مهاری در انتهای دال است. اما با حرکت به سمت میانه‌های دال و کاهش حرکات طولی دال قاعدتاً فاصله تیرکها افزایش یابد.

براساس شکل ۳-۴ که رفتار طولی دال در اثر حرارت را نشان می‌دهد مشاهده می‌شود در مکان‌هایی از دال که اجازه حرکت طولی به آن داده می‌شود به سبب حرکت آزادانه، حداقل تنش‌های کششی در دال ایجاد می‌شود و بالعکس مکانهایی که این حرکت محدود می‌شود دارای حداکثر تنش کششی است.



شکل ۳-۴ تاثیرات مقید شدن روسازی به علت مقاومت اصطکاکی ایجاد شده در برابر حرکت، روی تنشهای کششی بتن
(Wesevich, McCullough, & Burns, 1987)

بنابراین تنشهای ایجاد شده در دال روسازی که در اثر تمایل به حرکت در برابر تغییرات دمایی به وجود می‌آیند (بدون در نظر گرفتن تیرکها) نیز در میانه‌های دال بیشتر از انتهای آن است و با ایجاد مهار در انتهای روسازی و کنترل حرکت انتهای روسازی شکل نمودار تنش کششی به صورت یکنواخت‌تری در کل طول دال تغییر کرده و بنابراین ترک‌خوردگی‌های یکنواخت‌تری در کل طول دال مشاهده می‌شود. این ترک‌خوردگی‌های یکنواخت پتانسیل خرابی‌هایی چون پانچ‌شدگی را کاهش می‌دهد.

فصل ۴ مدلسازی رفتار دال بتنی با
تیرک مهاری

۴-۱- مقدمه

در این فصل نتایج حاصل از آنالیز اجزای محدود و بررسی روسازی‌های بتنی پیوسته دارای تیرک‌های مهاره ارائه می‌شود. این نتایج به‌طور کامل تحلیل و با یکدیگر مقایسه و در نتیجه یک حالت مناسب برای اجرای تیرک‌های مهاره پیشنهاد می‌شود.

در این فصل ابتدا تأثیرات ضریب اصطکاک لایه زیرین روی حرکت انتهایی دال بتنی اعم از میزان تأثیر آن روی دالهایی با طول‌های متفاوت و حداکثر طول مشارکت کننده دال‌های بتنی بررسی خواهد شد. در قسمت بعدی با انجام آنالیزهای مختلف می‌توان به مقدار مناسب تعداد تیرک‌های مهاره، موقعیت و فاصله مناسب تیرک‌ها از یکدیگر به‌منظور دستیابی به کمترین حرکت انتهایی رسید.

دستیابی به ارتفاع مناسب تیرک‌های مهاره با ارزیابی پارامترهایی چون تنش، کرنش، حرکت انتهایی و ... (روی لایه زیرین و دال بتنی) در مدل‌هایی با ارتفاعات متغیر تیرک و مقایسه این پارامترها با مقادیر مجاز و همچنین ارائه محاسبات مربوط به مسلح کردن تیرک‌ها موضوع بخش‌های بعدی از این فصل می‌باشد.

در انتها نیز با بهره‌گیری از داده‌های میدانی معتبر و اندازه‌گیری‌های انجام شده در پروژه تگزاس صحت و اعتبار مدل تحلیل شده در نرم افزار اجزای محدود آباکوس بررسی خواهد شد.

۴-۲- تأثیر ضریب اصطکاک لایه زیرین بر حرکت انتهایی روسازی بتنی

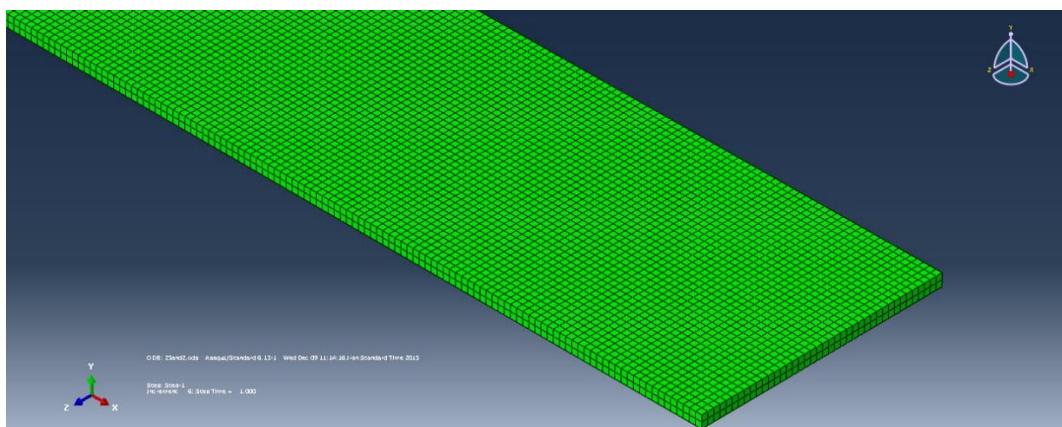
در قسمت اول به بررسی اثر ضریب اصطکاک بین دال و بستر روسازی بر حرکت انتهایی دال روسازی پرداخته می‌شود. براساس موارد ذکر شده علاوه بر ضریب اصطکاک، طول دال نیز بر جابجایی انتهایی دال تأثیر گذار می‌باشد. بنابراین در بخش اول، مدل‌سازی روی دالهایی با طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت (بدون تیرک مهاره) انجام شده و مقدار حرکات انتهایی لبه دال محاسبه خواهد شد. بدین منظور دالهایی با طولهای متفاوت ۲۵، ۵۰، ۷۵، ۱۰۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰ و ۵۰۰ متر در نظر گرفته می‌شود. همچنین براساس گستره ضرایب اصطکاک ارائه شده برای خاک‌ها، اساس‌ها و زیراساس‌های مختلف (جدول ۴-۱) (AASHTO, 1993) (Hiller, 2013) & Roesler) و با توجه به این‌که دال بتنی را می‌توان روی طیف وسیعی از خاک‌ها اجرا نمود، مقادیر ضرایب اصطکاک ۰/۵، ۱، ۱/۵، ۲، ۲/۵، ۵ و ۱۰ به منظور بررسی جامع‌تر طیف ضرایب اصطکاک انتخاب می‌شود. بنابراین آنالیز روی ۵۶ مورد دال (۸ طول مختلف و ۷ مقدار متفاوت برای ضریب اصطکاک) انجام می‌گیرد.

جدول ۱-۴ گستره ضرایب اصطکاک ارائه شده برای لایه زیرین (Roesler & Hiller, 2013)

گستره ضریب اصطکاک	نوع خاک، اساس یا زیراساس
۱ - ۲/۵	اساس شنی
۰/۵ - ۱	زیراساس شنی و خاکی
۰/۵ - ۲	لای و رس
۳/۵ - ۱۰	اساس تثبیت شده با سیمان
۲/۵ - ۱۵	اساس تثبیت شده با قیر
۳ - ۵/۵	خاک رس تثبیت شده با آهک

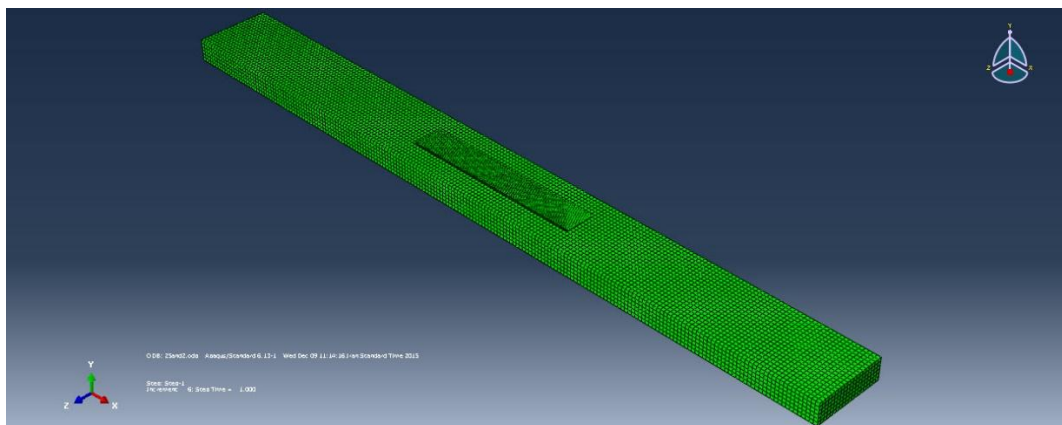
همچنین فرض شده است که ساخت و اجرای روسازی بتنی در دمای 20°C انجام گرفته و حداقل دمای دال در زمستان به -30°C و حداکثر دمای آن در تابستان به 70°C برسد بنابراین بارگذاری حرارتی معادل 50°C به دال روسازی بتنی اعمال شده است.

طبق طراحی‌ها و اجراهای مرسوم عرض دال روسازی بتنی معادل ۴ متر (با احتساب شانه راه) و ضخامت آن ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. (McCullough & Sewell, 1964) همچنین از المان‌های سه بعدی ۸گره‌ای brick با ابعاد ۱۰ سانتیمتر برای تحلیل این مورد استفاده شده است. این المان‌ها از نوع continuum solid بوده که قابلیت تغییر مکان حرارتی را دارد (C3D8T). این نوع از المان‌ها برای تحلیل تغییر شکل‌های بزرگ در مسائل انتقال حرارت و تحلیل تنش بسیار مناسب هستند. (سروش نیا & بهشتیان, ۱۳۹۳) شکل ۱-۴ نحوه آرایش المانهای دال روسازی بتنی را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۴ نحوه آرایش المانها در دالی با طول ۲۵ متر

ابعاد لایه زیرین دال به قدر کافی بزرگ در نظر گرفته شده است که بتوان آن را به عنوان لایه‌ای نامحدود در نظر گرفت که تحت تاثیر حرکات انبساطی و انقباضی دال بتنی نباشد. المان‌های سه بعدی استفاده شده در این لایه نیز مانند دال بتنی، ۸ گره‌ای brick با ابعاد مش ۵۰ سانتیمتر است که قابلیت انتقال تنش سه‌بعدی را دارد (C3D8R). شکل ۲-۴ مدل کامل را پس از المان بندی نشان می‌دهد در حالی که لایه روسازی بر روی لایه بستر قرار گرفته است.



شکل ۲-۴ آرایش المانهای مدل روسازی بتنی بر روی لایه بستر

یکی از مهمترین مشخصات حرارتی بتن، ضریب انبساط حرارتی آن می‌باشد. در آیین نامه آشتو این مطلب ذکر شده است که در صورت فقدان اطلاعات در خصوص منبع تأمین سنگدانه‌های بتن می‌بایست میانگین تعداد زیادی از ترکیبات بتن را مدنظر قرار داد. در ادامه با اشاره به ۱۰۰ مورد آزمایش ضریب انبساط حرارتی بتن به میانگین $5/56 \mu\text{m}/^\circ\text{F}$ در گستره ۴ تا $7/2$ میکرواسترین بر درجه فارنهایت دست یافته است. (AASHTO, 2004). همچنین براساس تحقیقات انجام گرفته توسط لوکفار^۱ توصیه شده است که در تحلیل و طراحی روسازی بتنی از حداکثر ضریب انبساط حرارتی بتن برابر $5/5 \mu\text{m}/^\circ\text{F}$ استفاده شود (Lukefahr, Barborak, Peterson, & Naranjo, 2012). در منابع دیگر نیز به بازه ضرایب انبساط حرارتی بتن اشاره شده که تایید کننده مقادیر فوق می‌باشند (Delatte, 2014). این مقدار در مدل‌سازی حاضر برابر $5/56 \mu\text{m}/^\circ\text{F}$ (معادل $10 \mu\text{m}/^\circ\text{C}$) در نظر گرفته شده است.

از دیگر خواص حرارتی مصالح می‌توان به هدایت حرارتی و ظرفیت گرمایی اشاره کرد که براساس آیین نامه آشتو برای بتن به ترتیب دارای مقادیر $1/25 \text{ BTU}/\text{hr} - \text{ft} - ^\circ\text{F}$ (معادل $2/16 \text{ W}/\text{mK}$) و $\text{BTU}/\text{lb}^\circ\text{F}$ (معادل $1172 \text{ J}/\text{KgK}$) می‌باشند (AASHTO, 2004).

^۱ Lukefahr

طبق فرمول ارائه شده در آشتو (فرمول (۴-۱)) و در نظر گرفتن وزن مخصوص بتن برابر 2400 kg/m^3 (مقررات ملی ساختمان ایران، ۱۳۸۸) و مقاومت فشاری بتن برابر 25 Mpa ، مدول ارتجاعی آن 25 Gpa انتخاب شد.

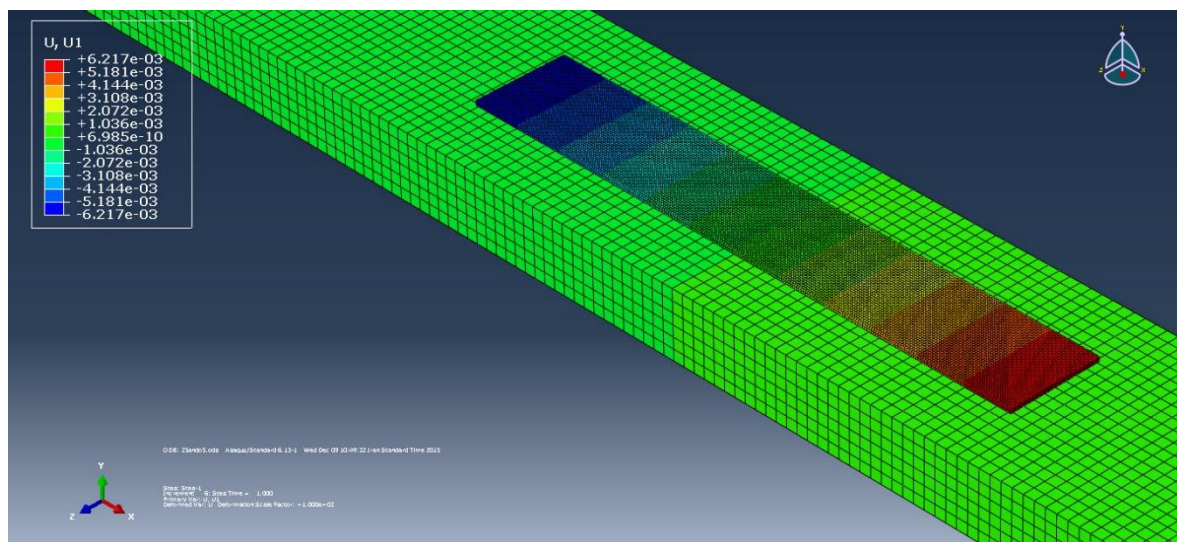
$$E_C = 33\rho^{1.5}(f'_C)^{0.5} \quad (۴-۱)$$

در فرمول فوق E_C مدول الاستیسیته بتن (برحسب psi)، ρ وزن مخصوص بتن (برحسب lb/ft^3) و f'_C مقاومت فشاری بتن (برحسب psi) می‌باشد.

در مورد ضریب پوآسون بتن، آیین نامه آشتو گستره 0.15 تا 0.25 و مقدار 0.2 را پیشنهاد داده است (AASHTO, 2004). این مقدار در موارد دیگر هم استفاده شده است (McCullough & Moody, 1993).

در مورد لایه زیرین نیز از مدول ارتجاعی 41000 psi (2827 Mpa) و ضریب پوآسون 0.15 استفاده گردید (AASHTO, 2004). به دلیل این که در این مدلها از تیرکهای مهاری استفاده نشده است بنابراین سیستم روسازی طی حرکات انبساطی، فشاری به خاک وارد نخواهد کرد و حرکات روسازی تنها روی سطح لایه زیرین اتفاق خواهد افتاد. پس در این بخش تنها مقادیر متفاوت ضریب اصطکاک در حرکت انتهایی روسازی بتنی تأثیر گذار است و تغییرات مدول ارتجاعی و ضریب پوآسون در مقدار حرکت انتهایی تأثیر گذار نمی‌باشد. به همین دلیل در این قسمت تنها از یک مقدار مدول ارتجاعی و ضریب پوآسون برای لایه زیرین استفاده شده است.

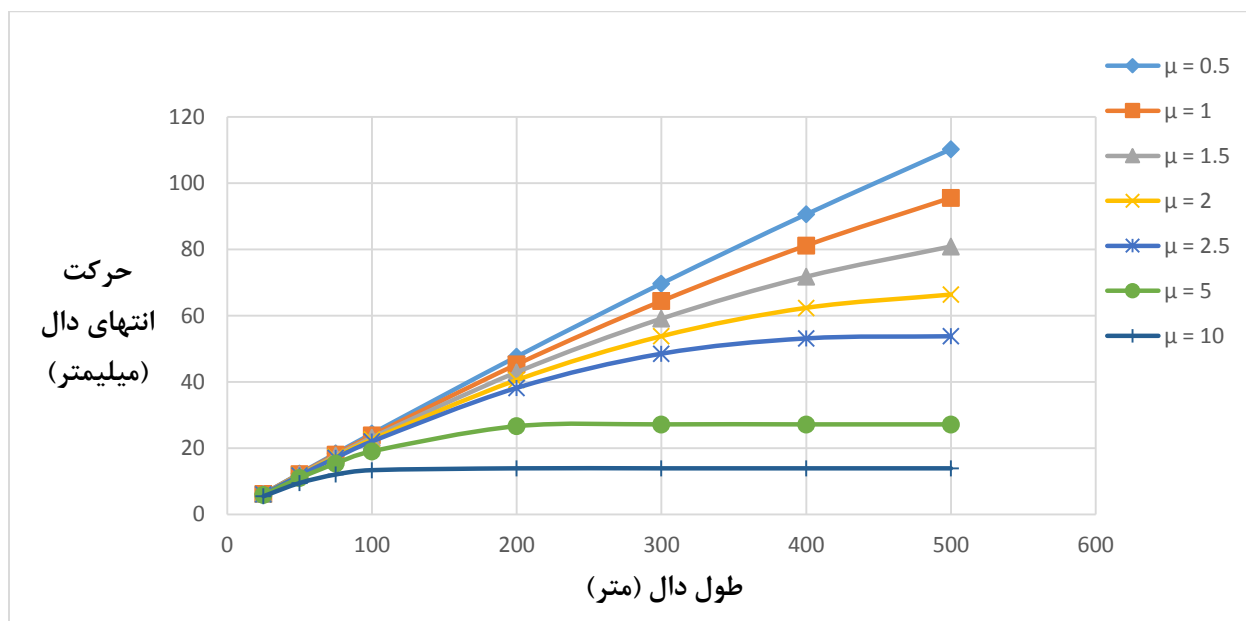
پس از انجام آنالیز اجزای محدود روی دالهای مذکور جدول ۴-۲ که ارائه دهنده جابجایی انتهایی دال بتنی (برحسب میلی‌متر) برای دال‌های با طول و ضرایب اصطکاک متفاوت می‌باشد و همچنین نمودار شکل ۴-۴ که نشان دهنده نحوه تغییرات لبه دال به‌ازای مقادیر مختلف ضرایب اصطکاک و طول دال می‌باشند، بیان شده‌اند. شکل زیر نیز مربوط به آنالیز دال بتنی با طول 25 متر و ضریب اصطکاک 0.5 و نشان دهنده مقدار حرکت انتهایی آن می‌باشد.



شکل ۳-۴ حرکات انتهایی دال روسازی بتنی با طول ۲۵ متر و ضریب اصطکاک ۰/۵

جدول ۲-۴ حرکت انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت (میلیمتر)

ضرایب اصطکاک متفاوت							طول دال (m)
$\mu = 1.0$	$\mu = 0.5$	$\mu = 0.25$	$\mu = 0.2$	$\mu = 0.15$	$\mu = 0.1$	$\mu = 0.05$	
۵/۵۰۶	۵/۸۸۴	۶/۰۷۱	۶/۱۰۷	۶/۱۴۴	۶/۱۸	۶/۲۱۷	۲۵
۹/۴۹	۱۱/۰۱	۱۱/۷۷	۱۱/۹۲	۱۲/۰۶	۱۲/۲۱	۱۲/۳۶	۵۰
۱۲/۰۷	۱۵/۴۱	۱۷/۰۹	۱۷/۴۳	۱۷/۷۶	۱۸/۰۹	۱۸/۴۳	۷۵
۱۳/۳۸	۱۹/۰۷	۲۲/۰۵	۲۲/۶۵	۲۳/۲۴	۲۳/۸۳	۲۴/۴۲	۱۰۰
۱۳/۹۲	۲۶/۶۵	۳۸/۲۲	۴۰/۵۹	۴۲/۹۵	۴۵/۳۱	۴۷/۶۶	۲۰۰
۱۳/۹۲	۲۷/۲	۴۸/۵۴	۵۳/۸۳	۵۹/۱۳	۶۴/۴۳	۶۹/۷۳	۳۰۰
۱۳/۹۲	۲۷/۲	۵۳/۱۶	۶۲/۳۹	۷۱/۷۸	۸۱/۲	۹۰/۶۲	۴۰۰
۱۳/۹۲	۲۷/۲	۵۳/۸	۶۶/۴	۸۰/۹۲	۹۵/۶۲	۱۱۰/۳	۵۰۰



شکل ۴-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت

همانطور که در شکل بالا ملاحظه می‌شود به‌ازای مقادیر کوچک ضریب اصطکاک، حرکت انتهای دال به‌ازای تغییرات طول خطی می‌باشد. با بزرگتر شدن ضریب اصطکاک وابستگی تغییرات حرکت انتهایی لبه دال نسبت به تغییرات طول دال روسازی بتنی کمتر می‌شود.

نتیجه دیگری که از نمودار و جدول بالا حاصل می‌شود این است که تاثیر ضریب اصطکاک (در حرکت انتهایی دال) روی دالهای طولانی به مراتب بیشتر از تاثیر آن روی دال‌های کوتاه‌تر است.

به طور مثال در دالهایی با طول ۲۵ متر مشاهده می‌شود که گستره تغییرات حرکت انتهایی دال به‌ازای تمامی مقادیر ضریب اصطکاک در نظر گرفته شده بین ۵/۵ تا ۶/۲ میلیمتر تغییر می‌کند. همچنین این گستره در مورد دال‌های ۵۰ متری بین ۹/۵ تا ۱۲/۳ میلیمتر می‌باشد. که اگر حرکات انتهایی براساس ضرایب اصطکاک ۲ تا ۵ (که برای بیشتر خاکها استفاده می‌شود) در نظر گرفته شود منجر به خطایی کمتر از ۱۰٪ در جواب خواهد شد. این مورد بیانگر این است که در دال‌های با طول کم ضریب اصطکاک بین دال و بستر روسازی از حساسیت کمتری برخوردار است و می‌توان با تقریب آن را تخمین زد. اما در مورد دال‌هایی با طول بلند چنین نیست. مثلاً در دال ۴۰۰ متری تغییرات حرکت انتهایی دال به‌ازای تمام مقادیر ضریب اصطکاک بین ۱۳/۹ تا ۱۱۰/۳ میلیمتر است. همچنین برای دال با طول ۵۰۰ متر و مانند مورد قبل در نظر گرفتن ضرایب اصطکاک ۲ تا ۵ مقدار حرکت انتهایی دال بین ۲۷/۲ تا ۶۶/۴ میلیمتر تغییر می‌کند که خطایی در حدود ۱۵۰٪ را موجب خواهد شد. لذا در دال‌های با طول زیاد، ضریب اصطکاک بین دال و بستر روسازی از حساسیت بیشتر برخوردار است.

همانطور که در گذشته اشاره شد هنگامی که طول دال از مقدار مشخصی بیشتر شود حرکت طولی انتهای دال ثابت باقی می‌ماند. علت آن این است که برای هر دال بتنی روسازی، پارامتری به نام حداکثر طول مشارکت کننده در حرکت انتهای روسازی وجود دارد که اگر طول دال از این مقدار بیشتر شود قسمت‌های میانی دال در حرکت انتهایی دال بتنی مشارکت نمی‌کنند. این پارامتر بستگی به موارد مختلفی از جمله مقدار ضریب اصطکاک دارد. در مطالعات گذشته تاثیر ضریب اصطکاک بر حداکثر طول مشارکت کننده در حرکت انتهایی دال روسازی به خوبی بررسی نشده است.

پیشتر آنالیز اجزای محدود روی دالهایی با طول و ضرایب اصطکاک متفاوت انجام گرفته است. حال به عنوان نتیجه‌ای از آنالیز انجام گرفته به‌ازای هر کدام از ضرایب اصطکاک، حرکات انتهایی (افزایش طول) دال به‌ازای طول‌های مختلف دال اندازه گرفته شده است. طبیعتاً با افزایش طول حرکات انتهایی دال نیز افزایش می‌یابد. هنگامی که حرکات انتهایی به مقدار ثابتی رسید این طول از دال بتنی به عنوان حداکثر طول مشارکت کننده کل در نظر گرفته می‌شود. در جدول ۴-۲ ملاحظه می‌شود که حرکات انتهایی روسازی برای ضرایب اصطکاک ۱۰ و ۵ به ترتیب در طول‌های ۲۰۰ و ۳۰۰ به ثبات رسیده‌اند، بنابراین این مقادیر طول، به عنوان حداکثر طول مشارکت کننده در حرکت انتهایی دال در نظر گرفته می‌شوند. برای دستیابی به حداکثر طول مشارکت کننده دال به‌ازای سایر مقادیر ضرایب اصطکاک می‌بایست این آنالیز برای ضرایب اصطکاک کوچکتر با طولهای بلندتر دال انجام شود. جدول ۴-۳ که در ادامه آنالیزهای جدول ۴-۲ می‌باشد تلاشی در جهت یافتن حداکثر طول مشارکت برای سایر مقادیر ضرایب اصطکاک، صورت گرفته است.

جدول ۳-۴ حرکات انتهایی روسازی بتنی برای طولها و ضرایب اصطکاک متفاوت و یافتن مقدار حداکثر طول مشارکت کننده دال (میلیمتر)

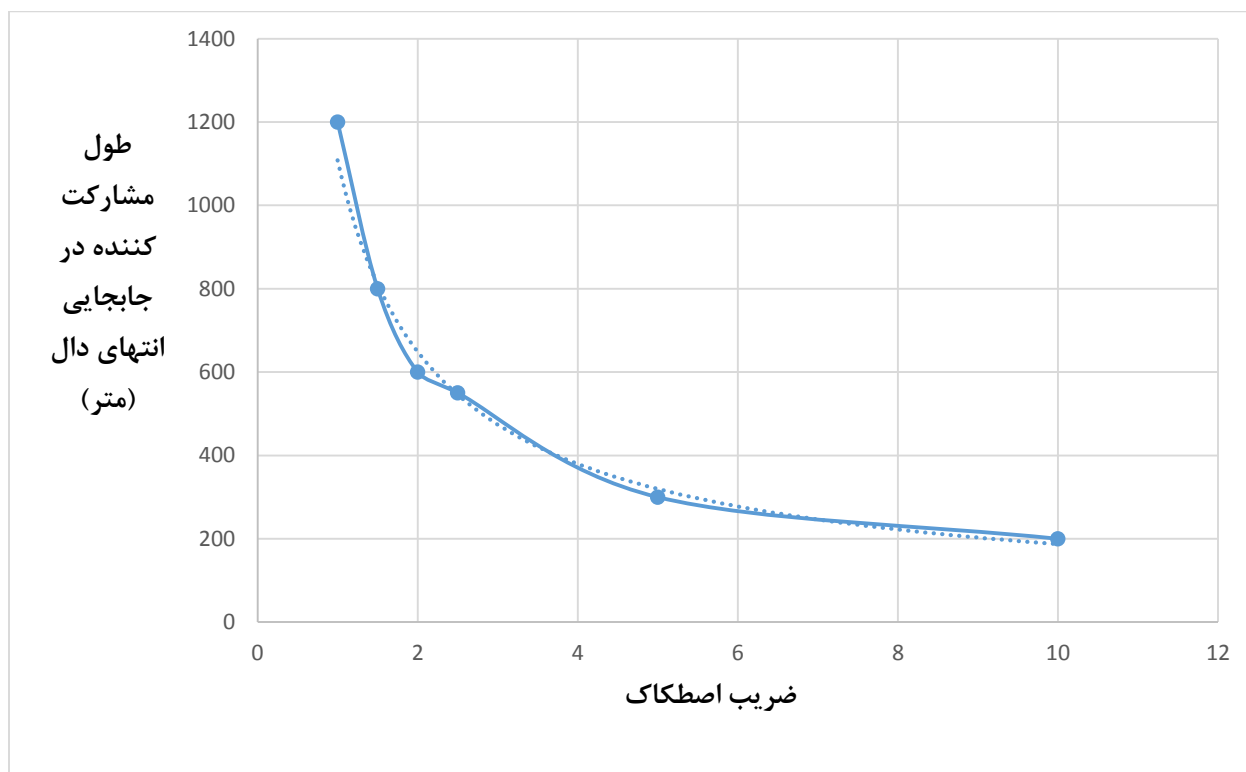
ضرایب اصطکاک متفاوت					طول دال (m)
$\mu = 2/5$	$\mu = 2$	$\mu = 1/5$	$\mu = 1$	$\mu = 0/5$	
۵۳/۸	۶۶/۴	۸۰/۹۲	۹۵/۶۲	۱۱۰/۳	۵۰۰
۵۴/۲۱	۶۷/۱۹	_____	_____	_____	۵۵۰
۵۴/۲۳	۶۷/۴	_____	_____	_____	۶۰۰
۵۴/۲۳	۶۷/۴۴	۸۷/۵	_____	_____	۶۲۵
۵۴/۲۳	۶۷/۴۶	۸۸/۲	_____	_____	۶۵۰
	۶۷/۴۷	۸۸/۷۲	_____	_____	۶۷۵
	۶۷/۴۸	۸۹/۰۷	_____	_____	۷۰۰
	۶۷/۴۸	۸۹/۳	۱۱۹/۵	_____	۷۲۵
	۶۷/۴۸	۸۹/۴۴	۱۲۱/۴	_____	۷۵۰
	۶۷/۴۸	۸۹/۵۶	۱۲۴/۸	_____	۸۰۰
		۸۹/۵۹	۱۲۷/۶	_____	۸۵۰
		۸۹/۶	۱۲۹/۹	۱۷۷/۴	۹۰۰
		۸۹/۶۱	۱۳۱/۵	۱۸۴/۵	۹۵۰
		۸۹/۶۱	۱۳۲/۷	۱۹۱/۲	۱۰۰۰
			۱۳۳/۴	۱۹۷/۷	۱۰۵۰
			۱۳۳/۷	۲۰۳/۹	۱۱۰۰
			۱۳۳/۸	۲۰۹/۸	۱۱۵۰
			۱۳۳/۹	۲۱۵/۴	۱۲۰۰
			۱۳۳/۹	۲۲۰/۷	۱۲۵۰

همانطور که قبلاً ذکر شد نیمی از دال در حرکت انتهایی هر طرف از دال روسازی شرکت می‌کند. بنابراین نصف مقدار مشارکت کننده کل طول دال به‌عنوان طول مشارکت کننده دال بتنی در حرکت انتهایی هر طرف از دال در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به جدول ۲-۴ و جدول ۳-۴ مشخص می‌شود که حداکثر طول دال مشارکت کننده در حرکت انتهایی دال بتنی به شدت به ضریب اصطکاک وابسته است و با افزایش ضریب اصطکاک مقدار طول مشارکت کننده به شدت کاهش می‌یابد. برای ضریب اصطکاک ۱ طول مشارکت کننده در هر طرف از دال ۶۰۰ متر ($1200 \div 2$) می‌باشد و در صورت افزایش ضریب اصطکاک به ۱۰ این طول به مقدار ۱۰۰ متر ($200 \div 2$) کاهش پیدا می‌کند. جدول ۴-۴ و نمودار شکل ۴-۵ که نشان دهنده روند تغییرات طول مشارکت کننده کل به‌ازای تغییرات ضریب اصطکاک می‌باشد، بیانگر موضوع فوق است.

جدول ۴-۴ طول مشارکت کننده کل در حرکت انتهایی روسازی بتنی به‌ازای ضرایب اصطکاک متفاوت

ضریب اصطکاک	طول مشارکت کننده کل (m)
۱	۱۲۰۰
۱/۵	۸۰۰
۲	۶۰۰
۲/۵	۵۵۰
۵	۳۰۰
۱۰	۲۰۰



شکل ۴-۵ اثر ضریب اصطکاک بر طول مشارکت کننده دال در جابجایی انتهایی

همانطور که در نمودار شکل ۴-۵ ملاحظه می‌شود تغییرات طول مشارکت کننده کل در مقابل تغییرات ضریب اصطکاک توسط خط چین ترسیم شده تقریب زده شده است. این نمودار توسط فرمول (۴-۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است در این تقریب $R^2 = 0.99$ می‌باشد.

طول مشارکت کننده کل توسط فرمول زیر براساس تابعی از ضریب اصطکاک تقریب زده می‌شود.

$$L = 1108.3 f^{-0.773} \quad (۴-۲)$$

در فرمول فوق L حداکثر طول مشارکت کننده کل در حرکت انتهایی دال روسازی و f ضریب اصطکاک بین دال بتنی و لایه زیرین می‌باشد.

۴-۳- تعیین تعداد، موقعیت و فاصله تیرکهای مهاری از یکدیگر

این مرحله از پژوهش به آنالیزهایی اختصاص داده شده است که تاثیر موقعیت، تعداد و فاصله تیرکهای مهاری روی حرکت انتهایی دال را بررسی می‌کند.

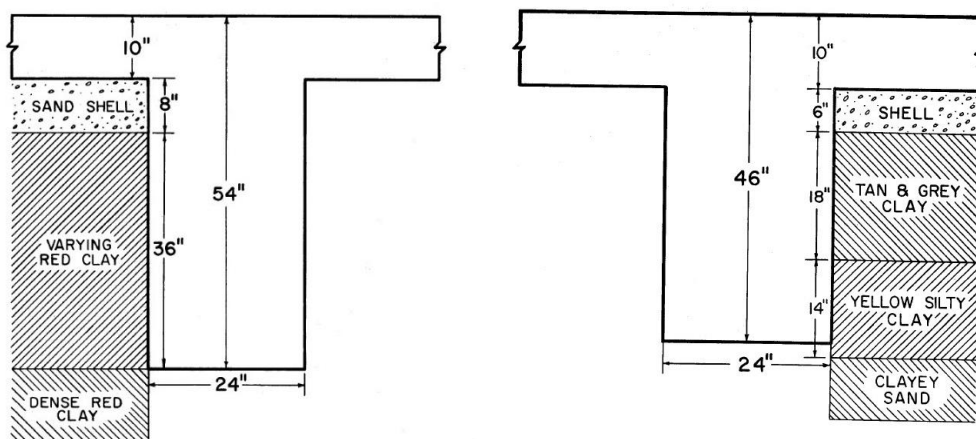
با توجه به نتیجه‌ای که در بخش قبلی حاصل شد این نکته مشخص شد که بعد از عبور طول دال از مقدار مشخصی قسمت‌های میانی دال در حرکت انتهایی دال سهمی ندارند و مقدار حرکت ثابت باقی خواهد ماند. از طرفی این نتیجه نیز گرفته شد که با دور شدن از لبه انتهایی دال و نزدیک شدن به میانه دال حرکت طولی دال سیر کاهشی را طی می‌کند (کانتورهای رنگی شکل ۳-۴ مبین این حقیقت می‌باشد). بنابراین در مدلسازی این بخش تلاش بر این است که تیرک‌های مهاري در قسمت‌های انتهایی دال بتنی (جایی که حداکثر حرکات طولی اتفاق می‌افتد) قرار گیرند.

در قسمت آخر بخش قبل به‌ازای هر ضریب اصطکاک حداکثر طول مشارکت کننده تعیین شد. برای آنالیز این قسمت ضریب اصطکاک $\mu = 1$ با دو طول مختلف انتخاب می‌شود.

۱- طول ۶۰۰ متر که تماماً در حرکت انتهایی روسازی مشارکت می‌کند.

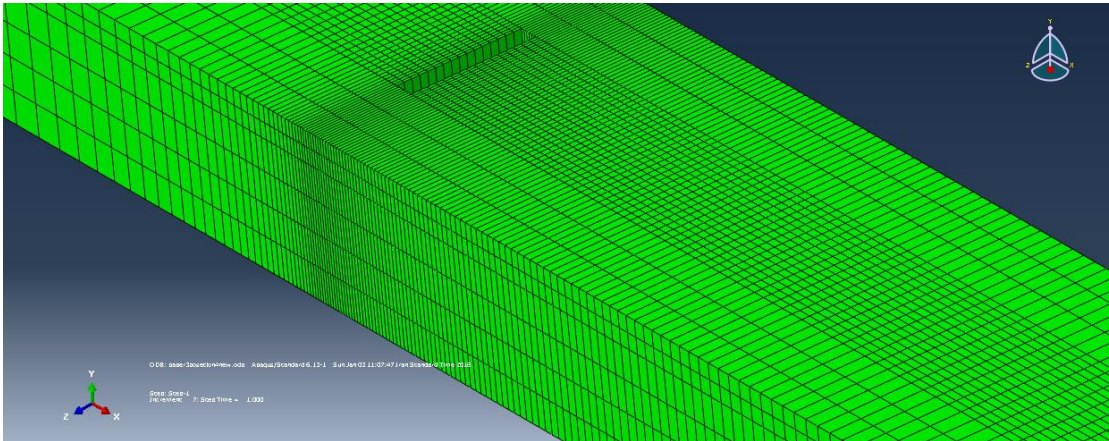
۲- طول ۱۵۰۰ متر که بنابر محاسبات قبلی (حداکثر طول مشارکت کننده برای $\mu = 1$ ، ۱۲۰۰ متر در کل و ۶۰۰ متر در هر طرف می‌باشد) تنها ۱۲۰۰ متر آن در حرکات انتهایی مشارکت کرده ولی ۳۰۰ متر میانی آن در حرکات انتهایی سهم زیادی ندارند.

معیار تعیین ابعاد تیرک‌های مهاري در مدل حاضر تیرک‌های اجرا شده در تگزاس می‌باشند. براساس شکل ۴-۶ که نمونه‌هایی از تیرک‌های اجرا شده در تگزاس نشان داده شده است مقدار ارتفاع خالص تیرک از ۳۶ تا ۴۴ اینچ (۹۱/۵ تا ۱۱۱ /۸ سانتیمتر) متغیر است که به طور متوسط مقدار ۱ متر برای این پارامتر در نظر گرفته شده است. همچنین پهنای تیرک معادل ۲۴ اینچ (۶۰ سانتیمتر) در نظر گرفته شده و عرض تیرک نیز معادل عرض راه انتخاب می‌شود (McCullough B. F., 1965).



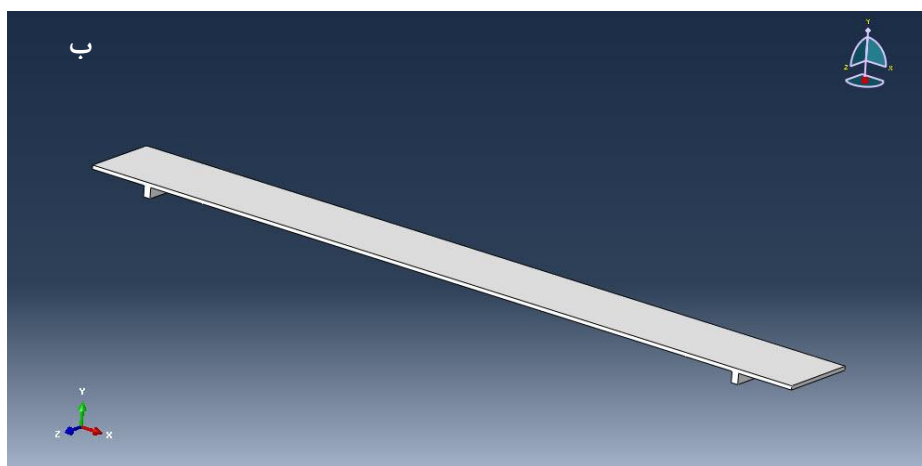
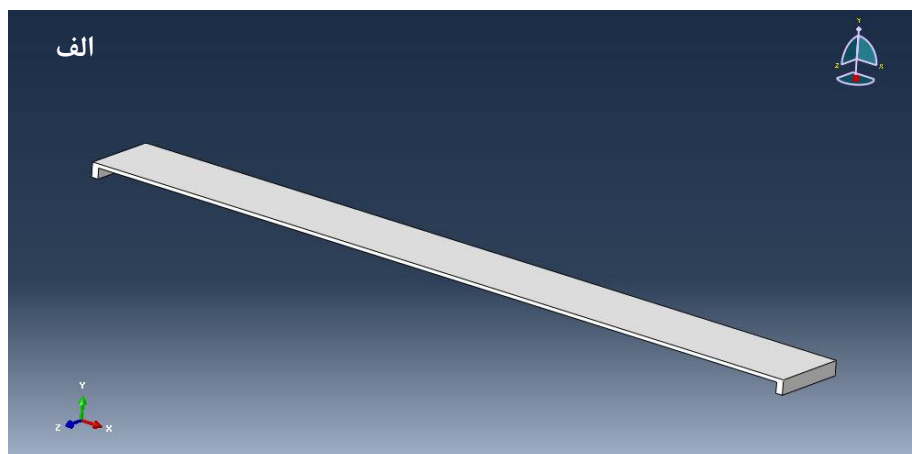
شکل ۴-۶ نمونه‌هایی از تیرک‌های مهاري اجرایی در تگزاس (McCullough B. F., 1965)

مابقی مشخصات و بارگذاری اعمال شده در این مدل مشابه قسمت قبل انتخاب شده است. به دلیل بزرگی ابعاد مدل و پیچیدگی سطوح تماس در صورت انتخاب مش‌هایی با ابعاد ریز زمان محاسبات بسیار زیاد و طولانی خواهد شد. بنابراین در این مدل از مش‌هایی با ابعاد متفاوت استفاده شده است. این مش‌ها در نزدیکی سطوح تماس تیرک مهاری با لایه زیرین بسیار ریزتر از سایر نقاط می‌باشند. انتخاب اینگونه مش‌بندی ضمن کوتاه کردن زمان محاسبات تاثیر زیادی در کاهش دقت محاسبات نخواهد داشت. نمونه‌ای از اینگونه مش بندی لایه زیرین در شکل ۴-۷ مشاهده می‌شود.

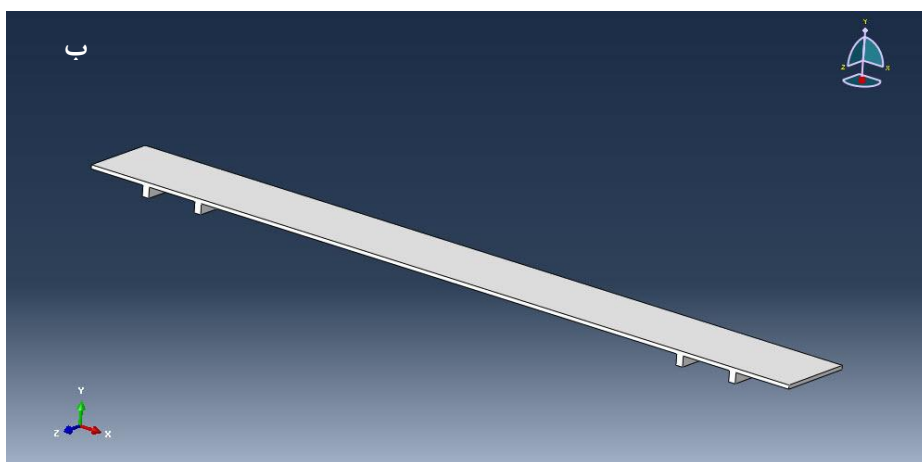
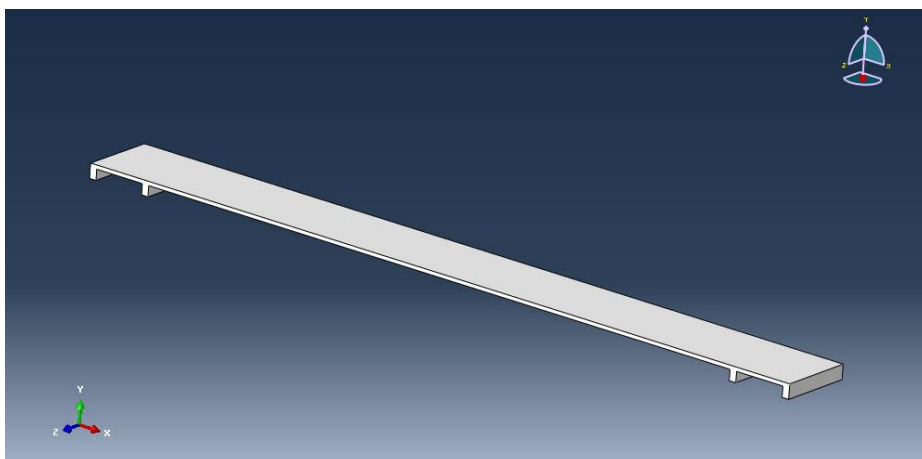


شکل ۴-۷ آرایش المان‌های لایه زیرین دال بتنی با ابعاد متفاوت

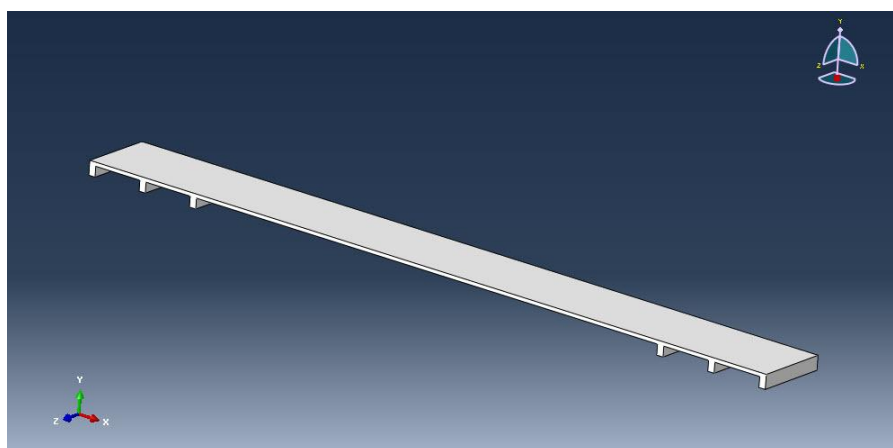
برای یافتن تعداد مناسب تیرک‌های مهاری (براساس کمترین حرکات انتهایی لبه دال) سیستم‌های مهاری یک تیرکی، دو تیرکی و سه تیرکی در موقعیت‌های گوناگون مطابق با شکل‌های زیر مدل‌سازی شده‌اند.



شکل ۴-۸ انواع دال یک تیرکی مدلسازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس



شکل ۴-۹ انواع دال دو تیرکی مدل‌سازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس



شکل ۴-۱۰ دال سه تیرکی مدل‌سازی شده توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس

سیستم مهاري یک تیرکی تنها از یک تیرک در هر انتهای روسازی بتنی تشکیل شده است.

سیستم مهاري دو تیرکی از دو تیرک در انتهای روسازی بتنی در موقعیت‌ها و فواصل متفاوت تشکیل شده است.

سیستم مهاري سه تیرکی از سه تیرک در انتهای روسازی بتنی در فواصل متفاوت تشکیل شده است.

نتایج حاصل از آنالیز اجزای محدود مدل‌های فوق در دال‌های ۶۰۰ و ۱۵۰۰ متری به همراه توضیحات دقیق‌تر در رابطه با فاصله تیرک‌های مهاری از یکدیگر در جدول ۴-۵ ارائه شده است.

جدول ۴-۵ حرکات انتهایی روسازی بتنی (mm) براساس موقعیتهای متفاوت تیرکهای مهاری

مدل تیرکهای مهاری	طول دال ۶۰۰ متری	طول دال ۱۵۰۰ متری
بدون تیرک	۱۰۷/۶	۱۳۳/۷
شکل ۴-۸-الف	۲۱/۵	۲۱/۴
شکل ۴-۸-ب (فاصله تیرک از انتها ۵۰ متر)	۳۷/۱۸	۳۷/۰۵
شکل ۴-۹-الف (فاصله تیرکها از یکدیگر ۵۰ متر)	۱۷/۰۸	۱۷/۲۳
شکل ۴-۹-الف (فاصله تیرکها از یکدیگر ۱۰۰ متر)	۲۰/۰۴	۲۰/۰۷
شکل ۴-۹-الف (فاصله تیرکها از یکدیگر ۲۰۰ متر)	_____	۲۱/۴۲
شکل ۴-۹-الف (فاصله تیرکها از یکدیگر ۴۰۰ متر)	_____	۲۱/۴۵
شکل ۴-۹-ب (فاصله تیرکها از یکدیگر و فاصله تیرک انتهایی از انتها ۲۰۰ متر)	_____	۸۹/۵۱
شکل ۴-۱۰ (در دال ۶۰۰ متری فاصله تیرکها از یکدیگر ۵۰ متر، در دال ۱۵۰۰ متری فاصله تیرکها از یکدیگر ۲۰۰ متر است)	۱۷/۱۳	۲۱/۴۲

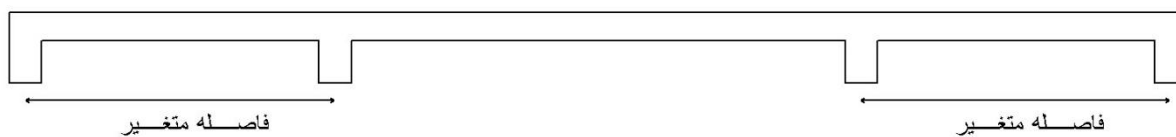
در مورد مقایسه شکل ۴-۸-الف و شکل ۴-۸-ب می‌توان گفت هنگامی که تیرک‌ها در انتهای روسازی قرار ندارند حرکات انتهایی بسیار بیشتری اتفاق می‌افتد و دلیل آن این است که مقداری از انتهای روسازی بدون مهار می‌باشد و در اثر تغییرات حرارت، تغییرات طولی بسیاری به سبب وجود آن ناحیه اتفاق می‌افتد. بنابراین، این نتیجه به دست می‌آید که حتماً در انتهای روسازی می‌بایست تیرک مهاری وجود داشته باشد.

با مقایسه سیستم‌های دو تیرکی و سه تیرکی در مقابل سیستم مهاری یک تیرکی ملاحظه می‌شود که حرکات انتهایی به وجود آمده در سیستم‌های دو و سه تیرکی کمتر از سیستم مهاری یک تیرکی است که نشان دهنده کارآمدتر بودن سیستم‌های فوق در مقایسه با سیستم مهاری یک تیرکی می‌باشد.

با در نظر گرفتن مقادیر حرکت انتهایی در جدول ۴-۵ این نکته نیز استنباط می‌شود هنگامی که تیرک‌های مهاری به میانه‌های دال نزدیکتر می‌شود تاثیرگذاری کمتری در مهار روسازی بتنی ایجاد می‌کنند. این نتیجه کاملاً قابل انتظار بود زیرا این مطلب اثبات شده بود که هرچه قدر از انتهایی دال روسازی (بدون تیرک مهاری) به سمت مرکز دال فاصله گرفته شود حرکات طولی کمتری اتفاق می‌افتد.

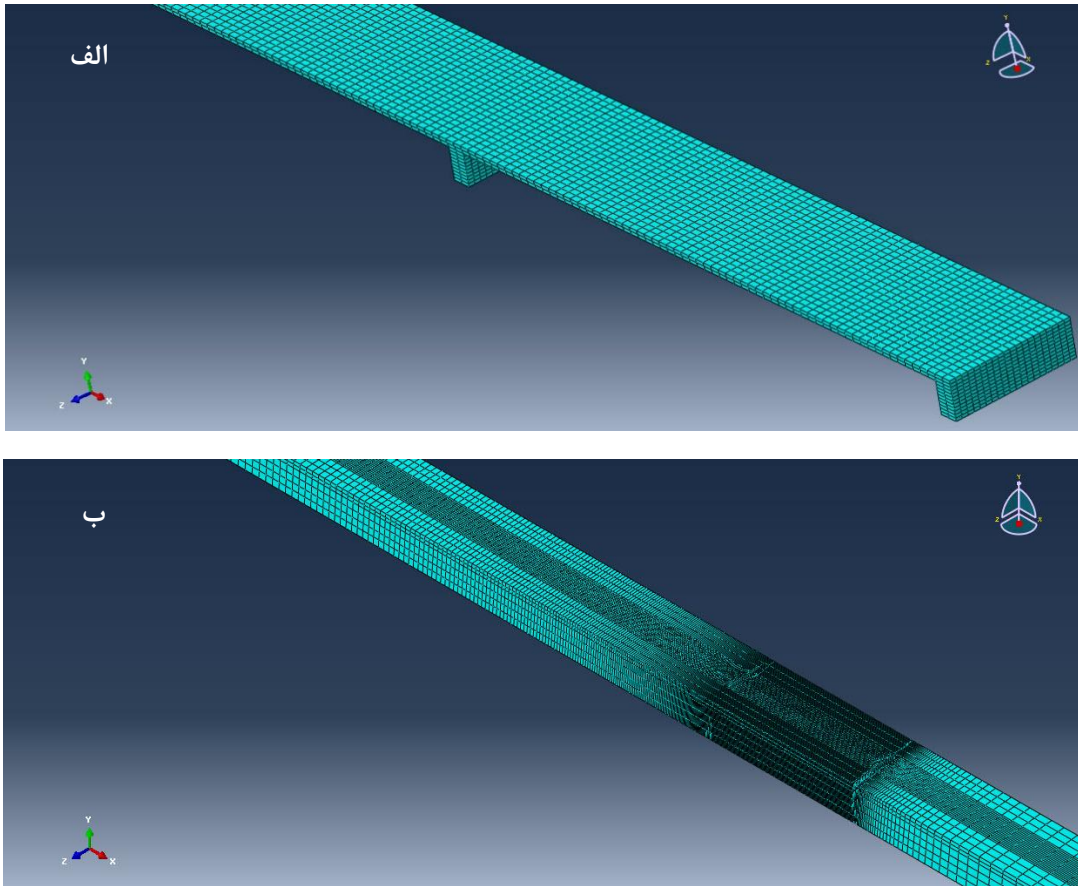
از طرف دیگر حرکات انتهایی در سیستم‌های مهاری دو و سه تیرکی تفاوت عمده‌ای با یکدیگر ندارند. بنابراین می‌توان بجای صرف هزینه بیشتر در ایجاد سیستم مهاری سه تیرکی از سیستم مهاری دو تیرکی استفاده نمود. در واقع تاثیر موقعیت (فاصله) تیرک‌های مهاری (از انتهایی روسازی) در سیستم دو تیرکی به مراتب بیشتر از انتخاب سیستم سه تیرکی روی کنترل حرکات انتهایی روسازی می‌باشد.

بنابراین سیستم مهاری دو تیرکی برای مدل‌سازی انتخاب می‌شود که بنابر موارد ذکر شده حتماً می‌بایست دارای یک تیرک در انتهایی روسازی باشد. در مدل‌سازی بعدی فاصله تیرک دوم نسبت به تیرک مهاری اول متغیر در نظر گرفته می‌شود. هرچه قدر این فاصله بیشتر شود این مفهوم را دربردارد که تیرک مهاری دوم به میانه‌های دال نزدیکتر شده است و تاثیرگذاری کمتری در مهار حرکت انتهایی دارد. پس در این آنالیز حداکثر این فاصله ۱۰۰ متر در نظر گرفته می‌شود. با کم شدن این فاصله و طبیعتاً تاثیرگذاری بیشتر تیرک‌های مهاری، تعداد موقعیت‌های قرارگیری مورد آنالیز افزایش می‌یابد. شکل ۴-۱۱ نشان دهنده حالت کلی قرارگیری تیرک مهاری دوم نسبت به تیرک مهاری اول (که محل آن ثابت می‌باشد) است.



شکل ۴-۱۱ محل قرارگیری تیرک مهاری دوم نسبت به تیرک مهاری انتهایی در آنالیز اجزای محدود

تنها تفاوت مدل پیش‌رو با مدل قبلی تفاوت در ابعاد مش می‌باشد. نمونه‌ای از این مش‌بندی که مربوط به دال ۶۰۰ متری با فاصله تیرک مهاری ۲۰ متر می‌باشد در شکل ۴-۱۲ نمایش داده شده است. شکل ۴-۱۲-الف آرایش المان‌ها در دال روسازی بتنی و شکل ۴-۱۲-ب آرایش المان‌ها در لایه زیرین را نمایش می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود ابعاد المان‌ها در سه جهت مختصاتی متفاوت در نظر گرفته شده است. به‌عنوان مثال ابعاد مش دال روسازی و لایه زیرین آن برای این مورد خاص طبق جدول ۴-۶ بیان شده است.



شکل ۴-۱۲ آرایش المان‌ها در قسمتی از الف- دال روسازی و ب- لایه زیرین دال برای مدل دال با طول ۶۰۰ متر و فاصله تیرک ۲۰ متر

جدول ۴-۶ ابعاد مش برای مدل دال بتنی ۶۰۰ متری با فاصله تیرک مهاری ۲۰ متر

	ابعاد مش (متر)		
	دال بتنی	لایه زیرین	
ضخامت	۰/۱	ردیف بالایی به ارتفاع ۱ متر (تماس با تیرک مهاری)	۰/۵
		ردیف پایینی	۱
عرض	۰/۲	نوار وسط به عرض ۴ متر (تماس با دال بتنی)	۰/۲۵
		نوارهای کناری	۱
طول	۰/۳	این مقدار از ۸ در انتهای بستر تا ۰/۱ در قسمت درگیر با تیرک و تا ۴ در وسط دال متغیر می‌باشد	

همانطور که مشاهده می‌شود ابعاد مش در مجاورت تماس لایه بستر با دال، بسیار ریز می‌باشد. بنابر این نگرانی از بابت این قسمت از مدل در ارائه جواب نهایی وجود ندارد. اما این ابعاد با دور شدن از تیرک‌ها بزرگتر می‌شود. تنها نگرانی که وجود دارد این است که آیا با بزرگ شدن ابعاد المان‌ها در سطوح اصطکاکی تفاوت قابل توجهی در نتیجه به وجود خواهد آمد یا خیر؟

بدین منظور با تغییر ابعاد المان‌ها در مدل‌سازی ابتدایی حرکات انتهایی دال و میزان خطاها بررسی شدند. در مدل‌سازی قبلی ابعاد مش‌های دال و لایه زیرین به ترتیب ۱۰ و ۵۰ سانتیمتر بودند. در مدل‌سازی جدید مش‌های دال دارای ابعاد ۱۰ سانتیمتر در ضخامت، ۲۰ سانتیمتر در عرض و ۵۰ سانتیمتر در طول دال می‌باشند. همچنین لایه زیرین دارای مش‌هایی با ابعاد ۱/۵ متر است. در جدول ۴-۷ حرکات انتهایی چند مورد از دال‌هایی که پیشتر مورد آنالیز قرار گرفته بودند با حرکات انتهایی مش بندی جدید آن‌ها مورد مقایسه قرار می‌گیرند.

جدول ۷-۴ مقایسه حرکات انتهایی روسازی‌های بتنی با دو مش بندی متفاوت تحت بارگذاری دمایی

مشخصات روسازی	حرکت انتهایی دال با مش بندی اولیه (میلی‌متر)	حرکت انتهایی دال با مش بندی جدید (میلی‌متر)	درصد خطا
دال ۵۰۰ متری با ضریب اصطکاک ۱۰	۱۳/۹۲	۱۴/۱۸	٪ ۱/۸۷
دال ۵۰۰ متری با ضریب اصطکاک ۱/۵	۸۰/۹۲	۸۰/۹۳	٪ ۰/۰۱
دال ۵۰۰ متری با ضریب اصطکاک ۰/۵	۱۱۰/۳	۱۱۰/۳	٪ ۰/۰۰
دال ۵۰۰ متری با ضریب اصطکاک ۵	۲۷/۲	۲۷/۸	٪ ۲/۲۱
دال ۲۵ متری با ضریب اصطکاک ۰/۵	۶/۲۱۷	۶/۲۱۸	٪ ۰/۰۲
دال ۲۵ متری با ضریب اصطکاک ۱۰	۵/۵۰۶	۵/۵۰۳	٪ ۰/۰۵

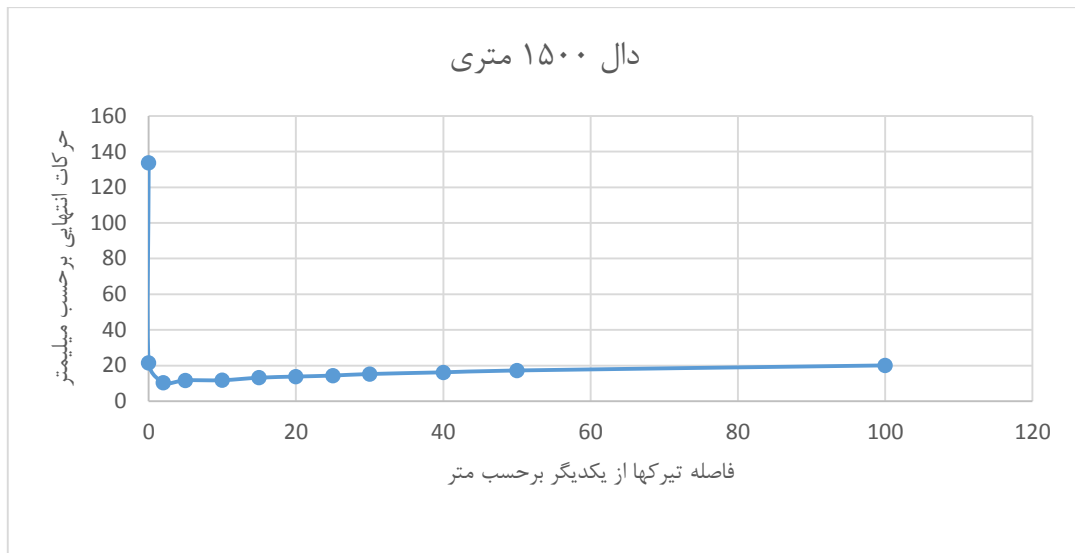
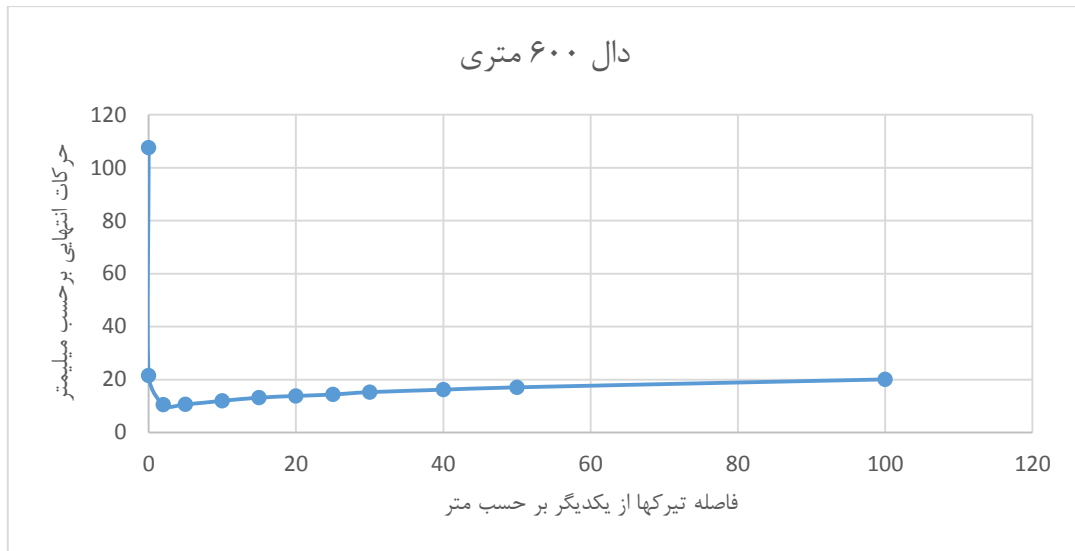
با توجه به جدول ۷-۴ ملاحظه می‌شود که درصد خطاها بسیار ناچیز است. بنابراین تغییر ابعاد المان‌ها در سطوح اصطکاکی تأثیر مهمی در نتیجه جواب نخواهد داشت.

فاصله تیرک‌های مهار از یکدیگر در این تحلیل ۲، ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۴۰، ۵۰ و ۱۰۰ متر در نظر گرفته شده است. جدول ۸-۴ نشان دهنده حرکات طولی انتهایی دال روسازی در دو دال با طول‌های ۶۰۰ و ۱۵۰۰ متر و برحسب فاصله تیرک‌های مهار از یکدیگر می‌باشد.

جدول ۴-۸ حرکات انتهایی روسازی بتنی در سیستم مهاری دو تیرکی برحسب میلی‌متر

فاصله تیرک‌های مهاری از یکدیگر (متر)	دال ۶۰۰ متری	دال ۱۵۰۰ متری
بدون تیرک	۱۰۷/۶	۱۳۳/۷
۰ (تنها یک تیرک وجود دارد)	۲۱/۵۱	۲۱/۴۴
۲	۱۰/۴۷	۱۰/۴۶
۵	۱۰/۶۵	۱۱/۷
۱۰	۱۱/۹۷۵	۱۱/۷۷
۱۵	۱۳/۱۸	۱۳/۱۸
۲۰	۱۳/۸۲	۱۳/۸
۲۵	۱۴/۳۶۵	۱۴/۳۶
۳۰	۱۵/۲۵	۱۵/۲۵
۴۰	۱۶/۱۸۵	۱۶/۱۸۵
۵۰	۱۷/۰۸	۱۷/۲۳
۱۰۰	۲۰/۰۶۵	۲۰/۰۶۵

همچنین نمودارهای حاصل از جدول ۴-۸ در زیر ترسیم شده‌اند.



شکل ۴-۱۳ حرکات انتهایی روسازی بتنی براساس فاصله تیرکهای مهاری از یکدیگر در سیستم دو تیرکی

فاصله تیرک صفر بیانگر دو مفهوم می‌باشد ۱- تنها یک تیرک در سیستم مهاری وجود دارد ۲- دال روسازی بدون تیرک مهاری اجرا شده است

نتایج حاصل شده در این بخش بیانگر این مورد است که با کم شدن فاصله تیرک مهاری دوم نسبت به تیرک اول حرکات انتهایی دال نیز کمتر شده و در نتیجه تاثیرگذاری آن در مهاربندی و کنترل حرکت دال بیشتر می‌شود. که با توجه به صحبت‌های پیشین کاملاً قابل انتظار بود.

در آنالیز انجام گرفته بهترین حالتی که در آن کمترین حرکت انتهایی اتفاق می‌افتد مربوط به فاصله ۲ متر تیرکها از یکدیگر می‌باشد. پس برای دستیابی به کمترین حرکت انتهایی با توجه به شرایط اجرایی در حد امکان باید نسبت به کم کردن فاصله این تیرکها از یکدیگر اقدام لازم را به عمل آورد.

۴-۴- تعیین ارتفاع مناسب تیرک مهاری با توجه به پارامترهای مختلف

در این مرحله از پژوهش تلاش بر یافتن ارتفاع مناسب تیرک مهاری با توجه به پارامترهایی چون تنش محوری، تنش برشی، کرنش، حرکت انتهایی لبه دال و ... است. بنابراین پارامتری که در این آنالیز متغیر می‌باشد مقدار ارتفاع تیرک است.

با توجه به نتایجی که در بخش‌های قبل به دست آمد روسازی که در این بخش مورد آنالیز قرار می‌گیرد روسازی بتنی با سیستم مهاری دو تیرکی می‌باشد که فاصله تیرک دوم نسبت تیرک انتهایی ۲ متر است. طول این روسازی ۶۰۰ متر و سایر ابعاد و اندازه‌ها اعم از ابعاد دال، تیرک‌های مهاری و لایه زیرین مشابه حالات گذشته می‌باشد.

همانطور که قبلاً ذکر شد ارتفاع مرسوم برای اجرای تیرک‌های مهاری حدوداً ۱ متر بوده است. بنابراین مقادیری که برای ارتفاع تیرک انتخاب شده و مورد آنالیز قرار می‌گیرد در مجاورت ۱ متر قرار دارد. براین اساس مقادیر ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۲۵، ۱/۵، ۱/۷۵ و ۲ متر برای ارتفاع تیرک‌های مهاری در این مدل‌سازی انتخاب می‌شود.

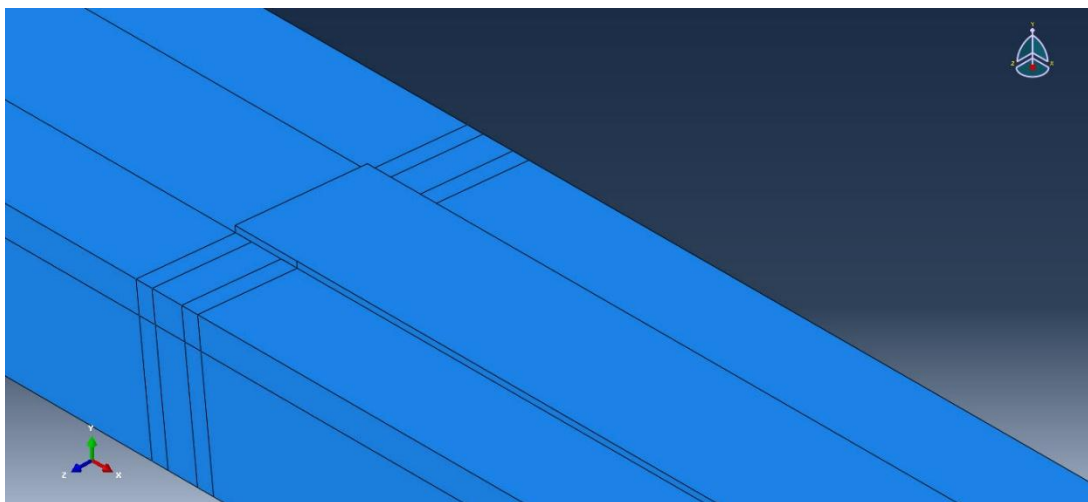
مدول الاستیسیته و ضریب پواسون خاک تثبیت شده با آهک به ترتیب برابر $310/3 \text{ Mpa}$ و $0/2$ و ضریب اصطکاک آن برابر $1/8$ است (AASHTO, 2004) (Rasmussen, Rogers, & Ferragut, 2009). مشخصات حرارتی و سازه‌ای بتن مشابه حالت قبل می‌باشد.

در آنالیز جاری بارگذاری حرارتی مانند حالات قبل انجام شده است و ابعاد المان‌ها (دال و لایه بستر) نیز مشابه حالت قبلی، در جهات مختلف (طول و عرض و ارتفاع) متغیر و متفاوت می‌باشد. شکل ۴-۱۴ مدل مورد آنالیز با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر را نشان می‌دهد.

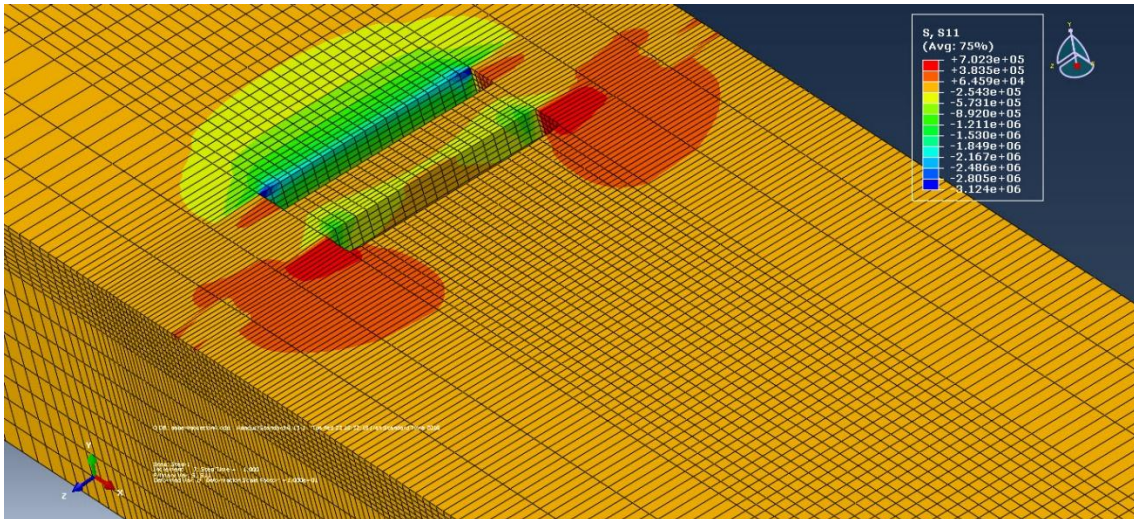
پس از انجام آنالیز مدل‌های مذکور، پارامترهای زیر بر روی هریک از مدل‌ها اندازه‌گیری شدند:

- حداکثر تنش فشاری وارد شده به لایه زیرین در محل (جلوی) هر دو تیرک مهاری در هنگام انبساط روسازی؛ در شکل ۴-۱۵ این مقدار برای تیرک انتهایی با رنگ آبی تیره و برای تیرک دوم با رنگ سبز مشخص شده است.

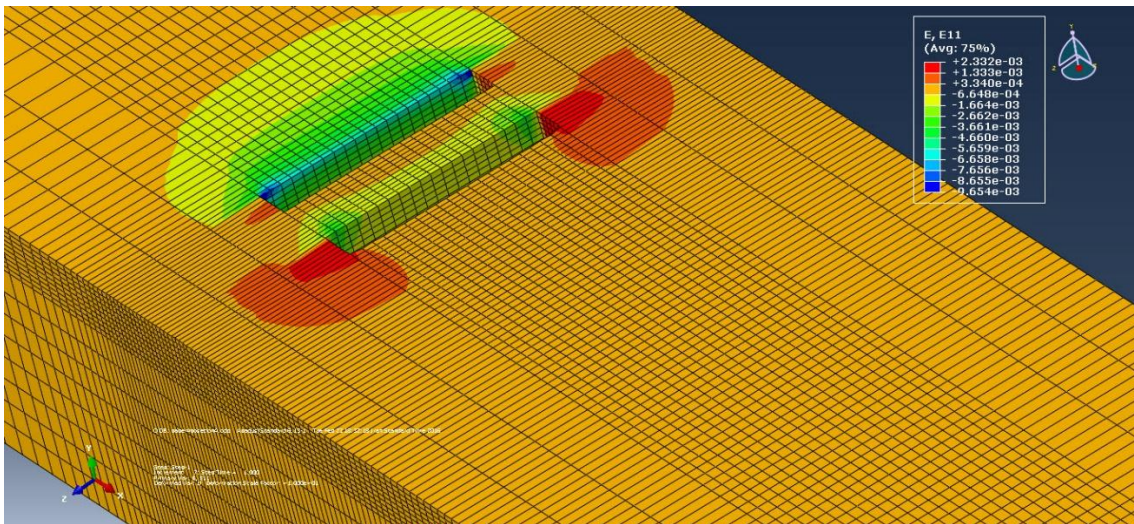
- حداکثر کرنش فشاری وارد شده به لایه زیرین در محل (جلوی) هر دو تیرک مهاریه در هنگام انبساط روسازی؛ در شکل ۴-۱۶ نیز این مقدار برای تیرک انتهایی با رنگ آبی تیره و برای تیرک دوم با رنگ سبز مشخص شده است.
- حداکثر تنش برشی اتفاق افتاده در روسازی بتنی؛ شکل ۴-۱۷ نشان می‌دهد که حداکثر تنش برشی در محل تقاطع تیرک انتهایی با دال روسازی اتفاق می‌افتد. لازم به ذکر است تنش‌های برشی نشان داده شده تنش‌های برشی در صفحه xz (صفحه اتصال تیرک مهاریه به دال) است که البته بیشترین تنش برشی حادث شده در دال نیز مربوط به همین تنش برشی می‌باشد.
- میانگین تنش فشاری وارد شده به لایه زیرین (میانگین قسمتی از لایه که دارای حداکثر تنش‌های فشاری می‌باشند) در محل (جلوی) هر دو تیرک مهاریه در هنگام انبساط روسازی؛ همانطور که در شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است حداکثر تنش‌های فشاری اعمال شده به لایه زیرین در المان‌های ردیف بالایی اتفاق می‌افتد. بنابراین به منظور میانگین‌گیری تنش‌های فشاری، از تنش‌های فشاری المان‌های ردیف بالایی میانگین گرفته می‌شود.
- حداکثر کرنش کششی وارد شده به لایه زیرین در محل (پشت) تیرک‌های مهاریه در هنگام انبساط روسازی؛ آنچه که از شکل ۴-۱۸ استنباط می‌شود این است که کرنش کششی خاصی به لایه زیرین در محل تیرک انتهایی وارد نمی‌شود و کرنشی که به محل تیرک دوم نیز اعمال می‌شود در گوشه‌ها اتفاق می‌افتد.



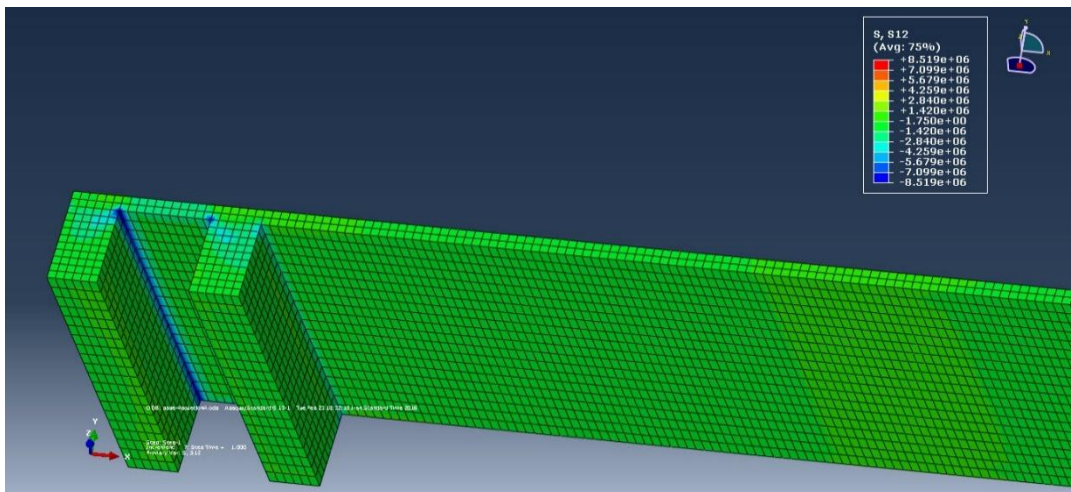
شکل ۴-۱۴ قسمتی از دال و لایه زیرین در مدل مورد آنالیز دارای تیرک مهاریه با ارتفاع ۱ متر



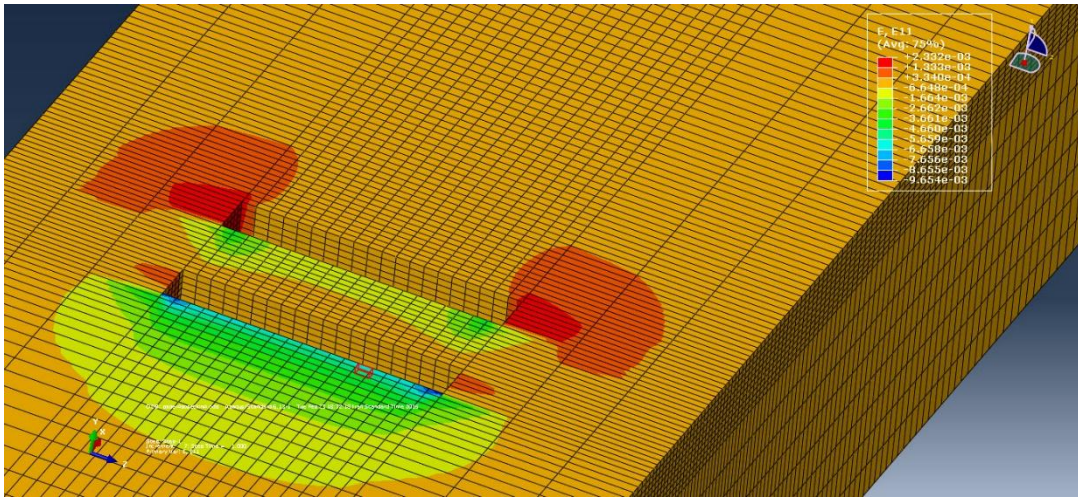
شکل ۴-۱۵ حداکثر تنش فشاری اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاري ۱ متر



شکل ۴-۱۶ حداکثر کرنش فشاری اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاري ۱ متر



شکل ۴-۱۷ حداکثر تنش برشی اتفاق افتاده در روسازی بتنی در مدل با ارتفاع تیرک مهاري ۱ متر



شکل ۴-۱۸ حداکثر کرنش کششی اعمال شده به لایه زیرین در مدل با ارتفاع تیرک مهاري ۱ متر

پارامترهای اندازه‌گیری شده مذکور براساس جدول ۴-۹ بیان شده‌اند.

جدول ۴-۹ پارامترهای اندازه‌گیری شده در سیستم مهاري دو تیرکي برحسب ارتفاع تیرک مهاري

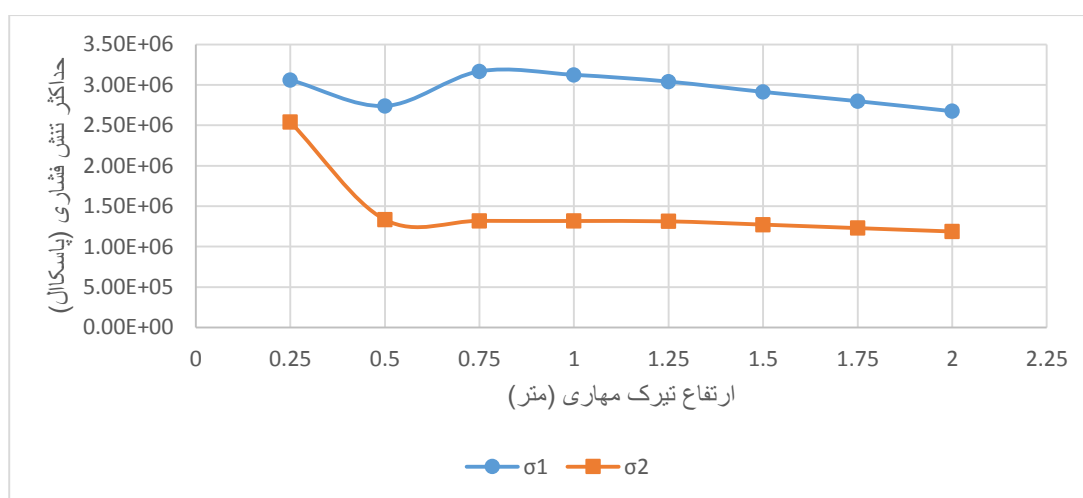
$\epsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_2(mean)$ (Mpa)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ϵ_2 ($\times 10^{-3}$)	ϵ_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۲/۷۳	۱/۰۳	۲/۴۲	۶/۲۶	۷/۴۵	۸/۹۰	۱۰/۷۷	۲/۵۴	۳/۰۶	۰/۲۵
۲/۱۸	۰/۶۷	۲/۱۷	۷/۱۱	۸/۲۱	۴/۳۲	۹/۵۹	۱/۳۳	۲/۷۴	۰/۵
۲/۲۳	۰/۶۰	۲/۱۸	۷/۶۹	۸/۶۷	۴/۳۰	۹/۷۵	۱/۳۱۸	۳/۱۷	۰/۷۵
۲/۳۳	۰/۵۵	۲/۱۲	۷/۷۲	۸/۵۲	۴/۳۰	۹/۶۵	۱/۳۱۶	۳/۱۲	۱
۲/۳۸۲	۰/۵۲	۲/۰۲	۷/۴۶	۸/۲۰	۴/۲۷	۹/۴۳	۱/۳۱۲	۳/۰۴	۱/۲۵
۲/۳۷۵	۰/۴۸	۱/۹۰	۷/۱۰	۷/۸۲	۴/۱۴	۹/۰۵	۱/۲۷	۲/۹۱	۱/۵
۲/۳۶	۰/۴۴	۱/۸۰	۶/۹۵	۷/۶۷	۴/۰۰	۸/۷۲	۱/۲۳	۲/۸۰	۱/۷۵
۲/۳۰	۰/۴۱	۱/۷۰	۶/۸۰	۷/۵۱	۳/۸۷	۸/۳۵	۱/۱۹	۲/۶۷	۲

لازم به ذکر است در جدول بالا h ارتفاع تیرک مهاري است. همچنین اندیس‌های ۱ و ۲ به ترتیب اشاره به محل وقوع پارامتر مورد نظر در تیرک مهاري انتهایی (اول) و تیرک مهاري دوم دارد. بنابراین σ_1 و σ_2 به ترتیب حداکثر تنش‌های فشاری اعمال شده به لایه زیرین در جلوی تیرک مهاري انتهایی (اول) و تیرک مهاري دوم، ϵ_1 و ϵ_2 حداکثر کرنش‌های فشاری اعمال شده به لایه زیرین در جلوی دو تیرک مهاري، τ_1 و τ_2 حداکثر

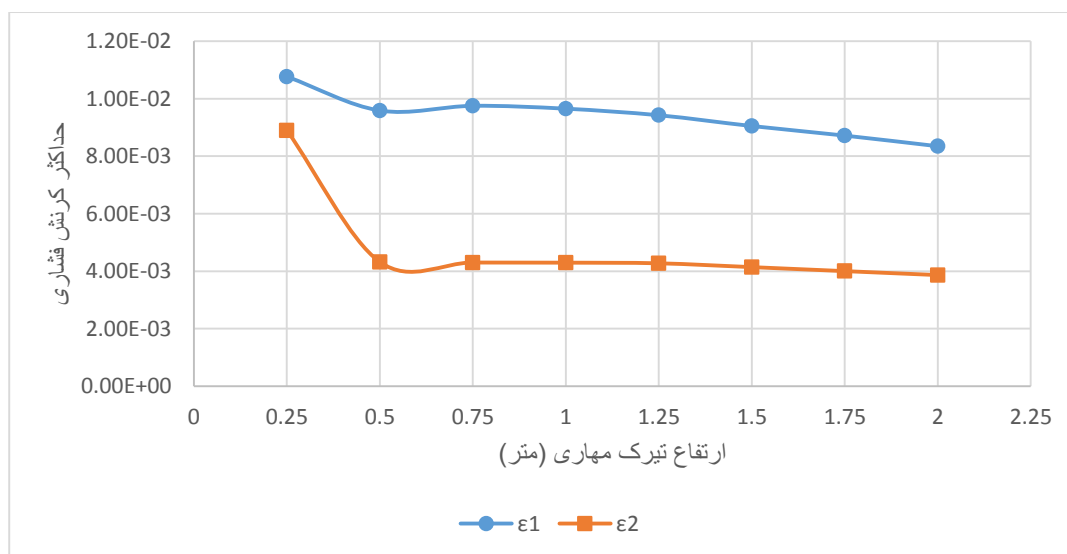
تنش‌های برشی دال بتنی در صفحه مختصاتی مذکور، $\sigma_1(\text{mean})$ و $\sigma_2(\text{mean})$ تنش‌های فشاری میانگین در جلوی تیرک‌های مهاری و بالاخره $\varepsilon_{1,2}(\text{tension})$ حداکثر کرنش کششی اتفاق افتاده لایه زیرین در پشت هر دو تیرک مهاری می‌باشد.

دیگرام‌های زیر تغییرات هریک از پارامترها را در مقابل تغییرات ارتفاع تیرک مهاری نشان می‌دهد.

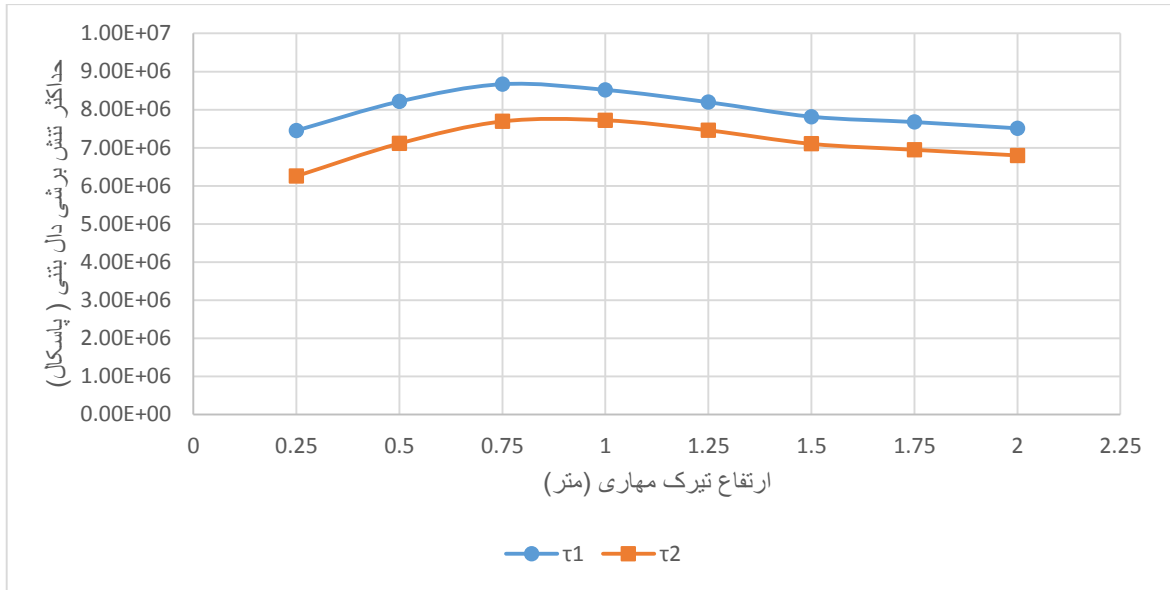
دیگرام شکل ۴-۱۹ الف تغییرات σ_1 و σ_2 ، شکل ۴-۱۹ ب تغییرات ε_1 و ε_2 ، شکل ۴-۱۹ ج تغییرات τ_1 و τ_2 ، شکل ۴-۱۹ د تغییرات $\sigma_1(\text{mean})$ و $\sigma_2(\text{mean})$ و شکل ۴-۱۹ ه تغییرات $\varepsilon_{1,2}(\text{tension})$ را در مقابل تغییرات ارتفاع تیرک مهاری نشان می‌دهد.



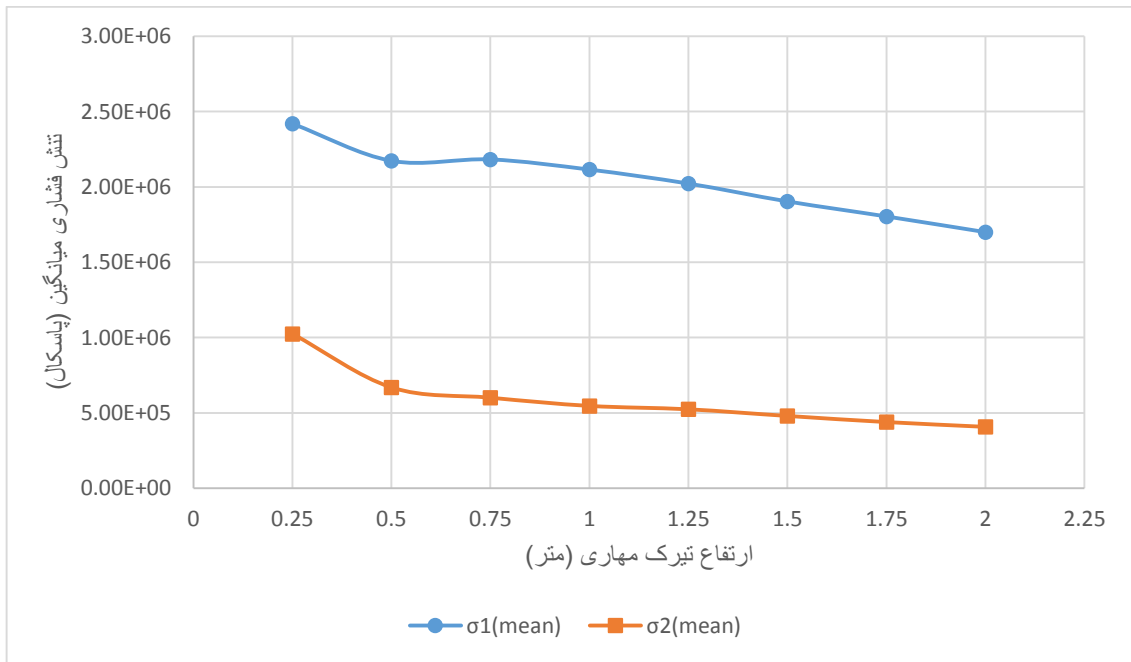
(الف)



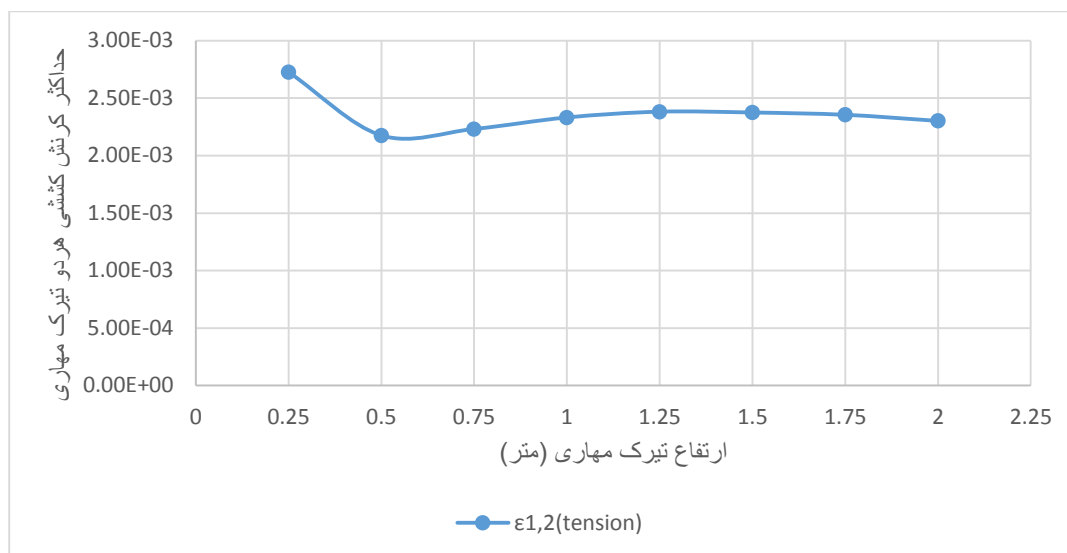
(ب)



(ج)



(د)



(ه)

شکل ۴-۱۹ نمودارهای تغییرات (الف) حداکثر تنش‌های فشاری بستر (ب) حداکثر کرنش‌های فشاری بستر (ج) حداکثر تنش برشی دال (د) میانگین تنش‌های فشاری بستر و (ه) حداکثر کرنش کششی بستر در مقابل تغییرات ارتفاع تیرک مهاری

لازم به ذکر می‌باشد که محاسبات مربوط به داده‌های دیاگرام شکل ۴-۱۹-د و میانگین‌گیری از تنش‌های فشاری در پیوست ۱ ارائه شده است.

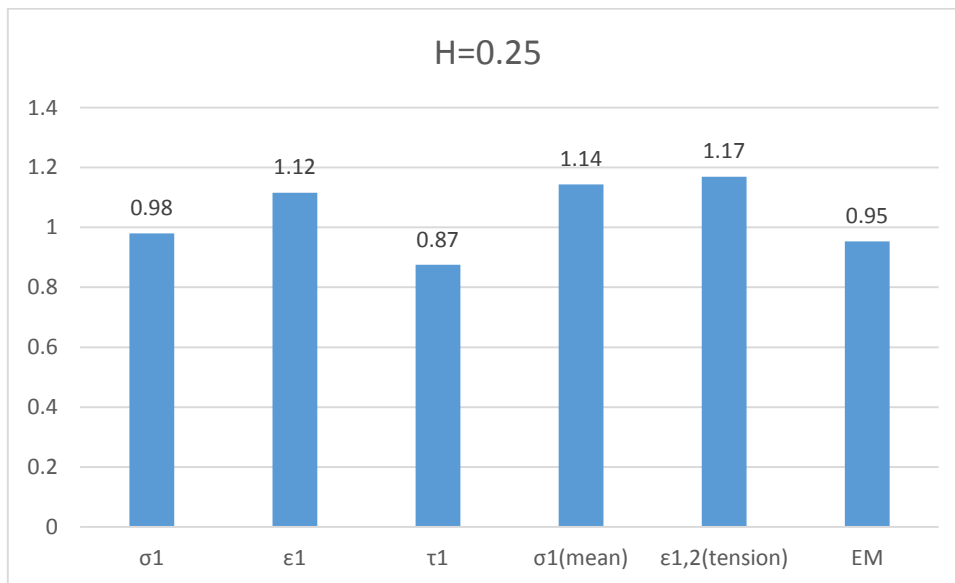
به دلیل این که ارتفاع مرسوم برای تیرک‌های مهاری حدود ۱ متر می‌باشد این ارتفاع معیار مقایسه سایر تیرک‌ها قرار خواهد گرفت. بنابراین مقدار پارامترهای اندازه‌گیری شده در هر کدام از مدلها (با ارتفاع تیرک مهاری متفاوت) بر مقدار آن پارامتر در مدل با تیرک مهاری ۱ متر تقسیم شده و نمودارهای مقایسه‌ای ستونی شکل ۴-۲۰ حاصل می‌شود. در مورد پارامترهایی که در محل هر دو تیرک مهاری اندازه‌گیری شده‌اند (آنهایی که با هر دو اندیس ۱ و ۲ دارای مقدار می‌باشند) می‌توان گفت با توجه به جدول ۴-۹ و دیاگرام‌های شکل ۴-۱۹ این حقیقت مشخص می‌شود که مقادیر ارائه شده در تیرک انتهایی (اندیس ۱) بیشتر از مقادیر ارائه شده در تیرک دوم (اندیس ۲) می‌باشند. پس برای مقایسه مدل‌های مختلف از مقادیر ارائه شده در ستون مربوط به تیرک انتهایی استفاده می‌شود.

با توجه به موارد ذکر شده برای ترسیم نمودارها از جدول ۴-۱۰ که در واقع بخشی از جدول ۴-۹ می‌باشد، استفاده می‌شود. همچنین در این جدول مقدار حرکت انتهایی دال روسازی در هر مدل (با نماد EM) اضافه شده است.

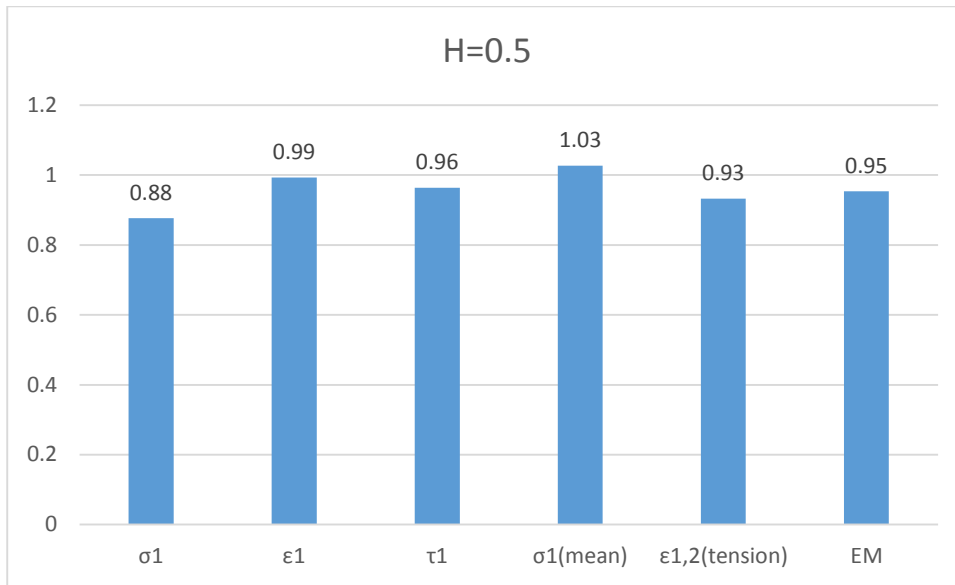
جدول ۴-۱۰ پارامترهای اندازه‌گیری شده ماکزیمم در سیستم مهارى دو تیرکى برحسب ارتفاع تیرک مهارى

EM (mm)	$\epsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ϵ_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۶۹	۲/۷۳	۲/۴۲	۷/۴۵	۱۰/۷۷	۳/۰۶	۰/۲۵
۸/۶۹	۲/۱۸	۲/۱۷	۸/۲۱	۹/۵۹	۲/۷۴	۰/۵
۸/۹۳	۲/۲۳	۲/۱۸	۸/۶۷	۹/۷۵	۳/۱۷	۰/۷۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۹/۱۰	۲/۳۸۲	۲/۰۲	۸/۲۰	۹/۴۳	۳/۰۴	۱/۲۵
۹/۰۰	۲/۳۷۵	۱/۹۰	۷/۸۲	۹/۰۵	۲/۹۱	۱/۵
۸/۸۷	۲/۳۶	۱/۸۰	۷/۶۷	۸/۷۲	۲/۸۰	۱/۷۵
۸/۷۲	۲/۳۰	۱/۷۰	۷/۵۱	۸/۳۵	۲/۶۷	۲

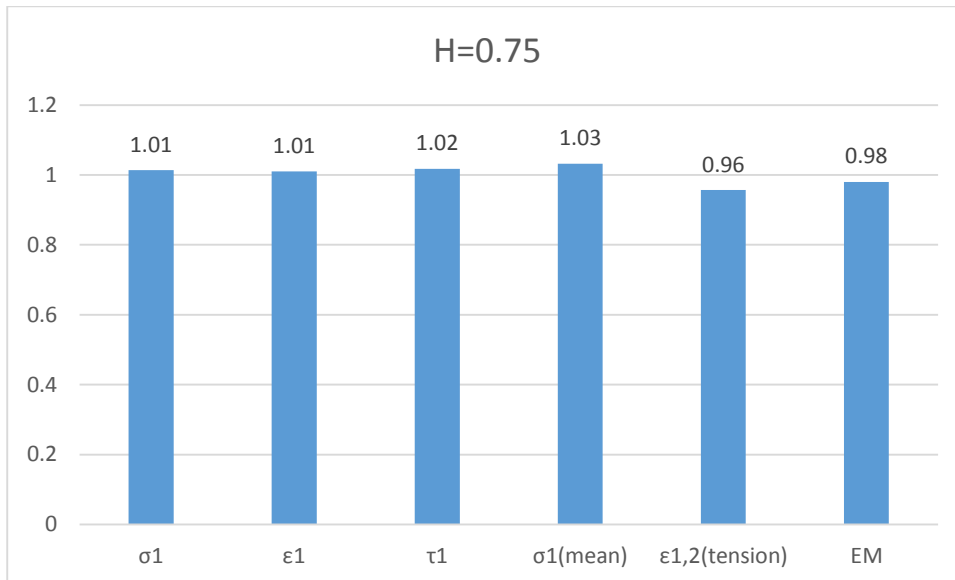
نحوه محاسبه مقادیر برای ترسیم نمودارهای ستونی شکل ۴-۲۰ ذکر شد. جداول کامل مربوط به این نمودارها در پیوست ۲ موجود می‌باشند.



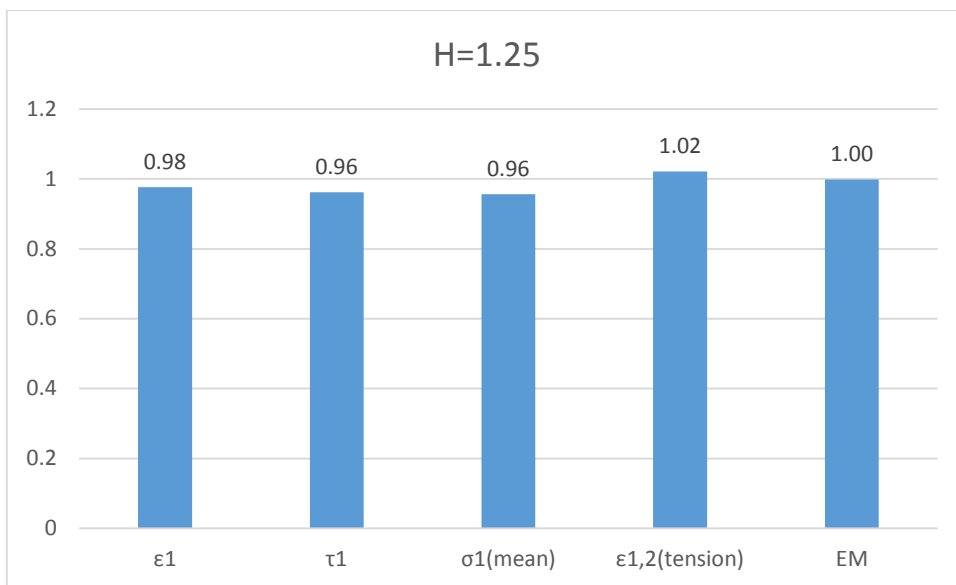
(الف)



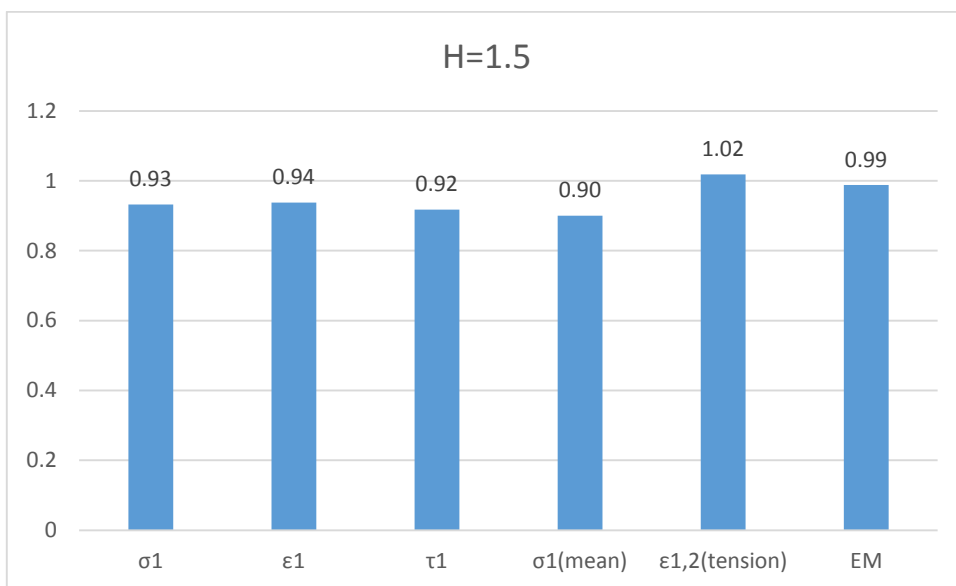
(ب)



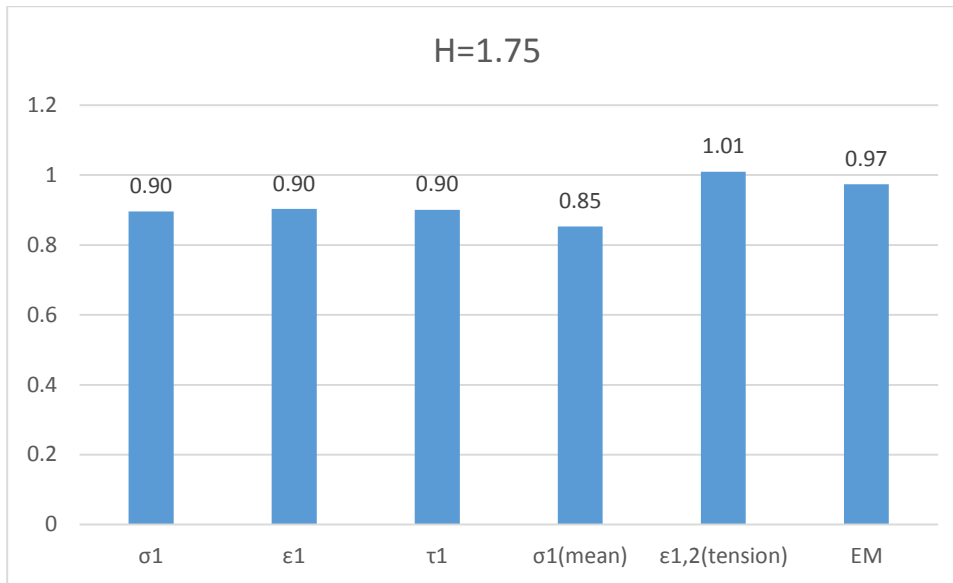
(ج)



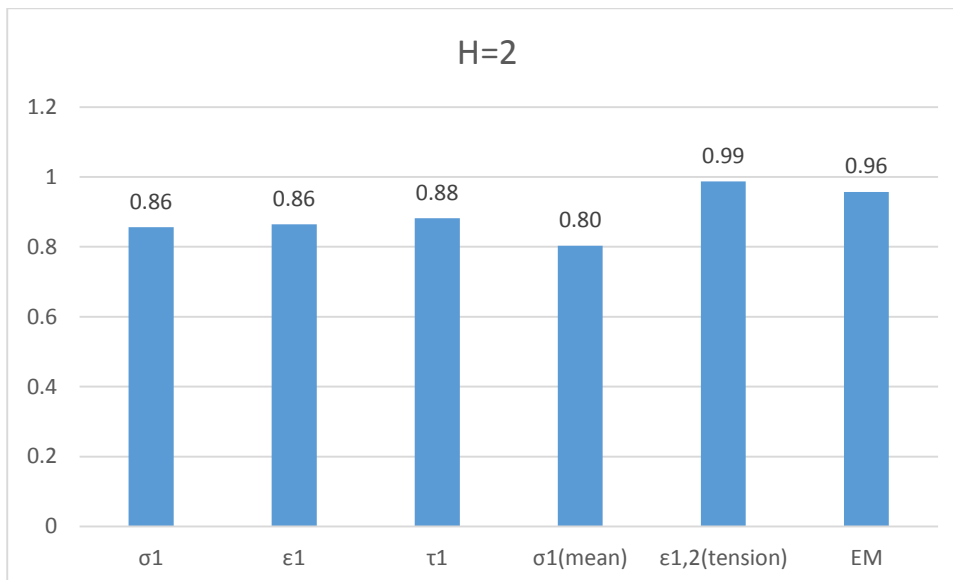
(د)



(ه)



(و)



(ز)

شکل ۴-۲۰ نسبت پارامترهای مختلف در مدل‌های با ارتفاع تیرک مهاری الف- ۰/۲۵، ب- ۰/۵، ج- ۰/۷۵، د- ۱/۲۵، ه- ۱/۵، و- ۱/۷۵ و ز- ۲ متر به مدل با ارتفاع تیرک مهاری ۱ متر

همانطور که در جدول ۴-۱۰ مشاهده می‌شود بیشترین اختلاف جابجایی انتهایی دال در مدل‌های مورد آنالیز کمتر از ۵٪ است. همچنین سایر پارامترها بجز کرنش در مدل‌های مختلف تفاوت زیادی با یکدیگر ندارند. در مدل با تیرک مهاری کمتر از ۰/۵ متر کرنش زیاد است. همچنین اجرای مدل‌های با تیرک مهاری بیشتر از ۱ متر به علت تفاوت اندک تمامی پارامترها توجیه فنی و اقتصادی ندارد. بنابراین توصیه می‌شود که در اجرای سیستم‌های تیرک مهاری از تیرک مهاری به ارتفاع بین ۰/۵ تا ۱ متر استفاده شود. برای تخمین دقیقتر مقدار

ارتفاع تیرک، آنالیزهای بیشتر و دقیقتر ضروری به نظر می‌رسد. یکی از جنبه‌های تحلیل‌های بعدی می‌تواند آنالیز جامع‌تر روی نوع خاک لایه زیرین باشد. به نظر می‌رسد نوع خاک بستر تأثیر بسزایی روی این مقدار داشته باشد.

۴-۵- بررسی مقادیر ماکزیمم پارامترهای مختلف در آنالیز اجزای محدود و مسلح‌سازی دال و تیرک‌های مهارتی

براساس بررسی‌های انجام گرفته در بخش‌های قبل، سیستم تیرک‌های مهارتی با ویژگی‌های زیر و مانند شکل ۴-۱۱ مناسب به نظر رسیده و برای تعیین حداکثر مقادیر پارامترها انتخاب می‌شود:

(۱) تعداد ۲ تیرک مهارتی در هر انتهای روسازی موجود باشد.

(۲) فاصله تیرک‌های مهارتی از یکدیگر ۲ متر باشد.

(۳) ارتفاع تیرک مهارتی ۱ متر باشد.

در این بخش براساس حداکثر تنش‌های ایجاد شده در دال و تیرک مهارتی به طراحی فولاد این قسمت‌ها از سیستم روسازی پرداخته شده و براساس حداکثر تنش‌های ایجاد شده در لایه زیرین مقاومت فشاری این لایه بررسی می‌شود. در انتها نیز حداکثر بالآمدگی دال بتنی برای این مدل ارائه می‌شود.

۴-۵-۱ طراحی فولاد دال و تیرک مهارتی

آرماتور طولی دال

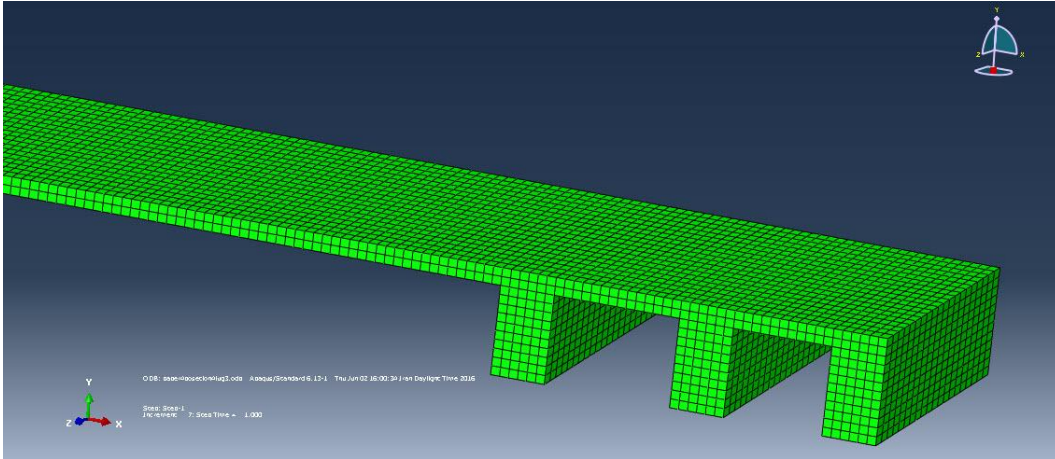
حداکثر تنش‌های محوری در قسمتی از دال اتفاق می‌افتد که مابین دو تیرک مهارتی انتهایی قرار دارد. بنابراین به طراحی این قسمت از دال پرداخته می‌شود.

به منظور طراحی آرماتورهای طولی، ابتدا حداکثر تنش محوری اتفاق افتاده در این قسمت از دال از نتایج آنالیز مدل، استخراج شده و در اساس مقطع دال ضرب می‌شود. با این روش می‌توان حداکثر لنگر اعمالی به مقطع مورد نظر را یافت. پس از یافتن این مقدار، طراحی دال با عرض واحد و مانند تیری انجام می‌شود که دارای لنگر خمشی است.

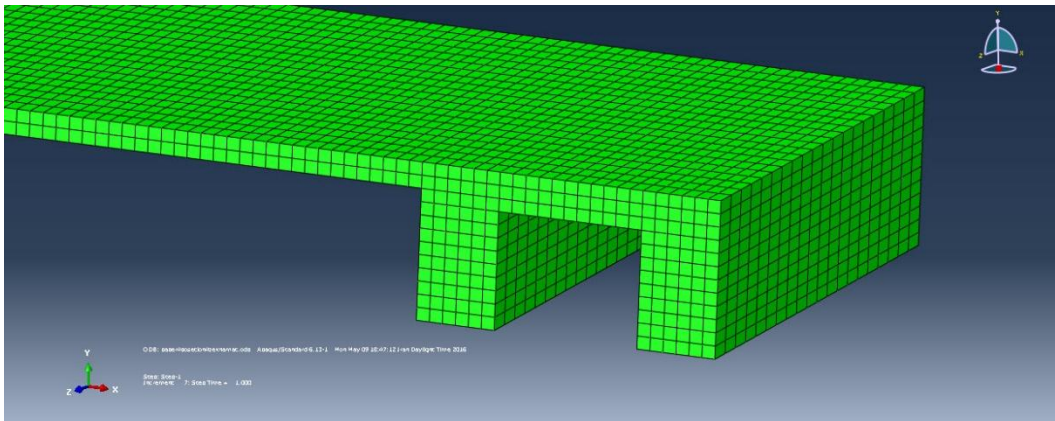
مقدار تنش محوری 34.67 Mpa برای این قسمت از دال روسازی از نتایج آنالیز حاصل شد. اما پس از انجام روند طراحی، مقدار آرماتورهای فولادی زیاد و با فاصله‌های بسیار اندک به دست آمد. بنابراین در این جا دو راهکار پیشنهاد و با یکدیگر مقایسه می‌شوند:

۱- استفاده از ۳ تیرک مهاری در انتهای دال روسازی بتنی (شکل ۴-۲۱)

۲- افزایش ۱۰ سانتی‌متری ضخامت دال مابین تیرک‌های انتهایی (شکل ۴-۲۲)

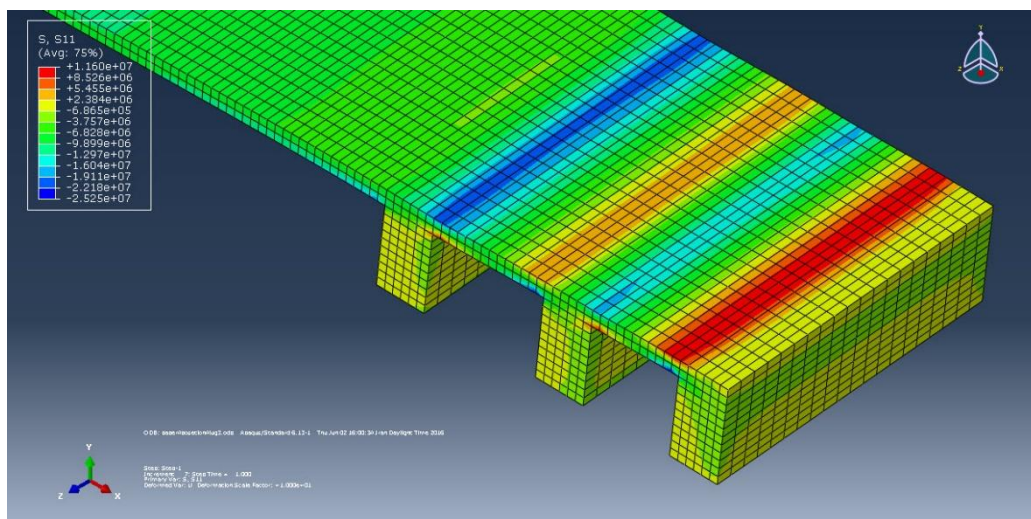


شکل ۴-۲۱ مدل‌سازی دال ۶۰۰ متری با ۳ تیرک مهاری در انتهای آن

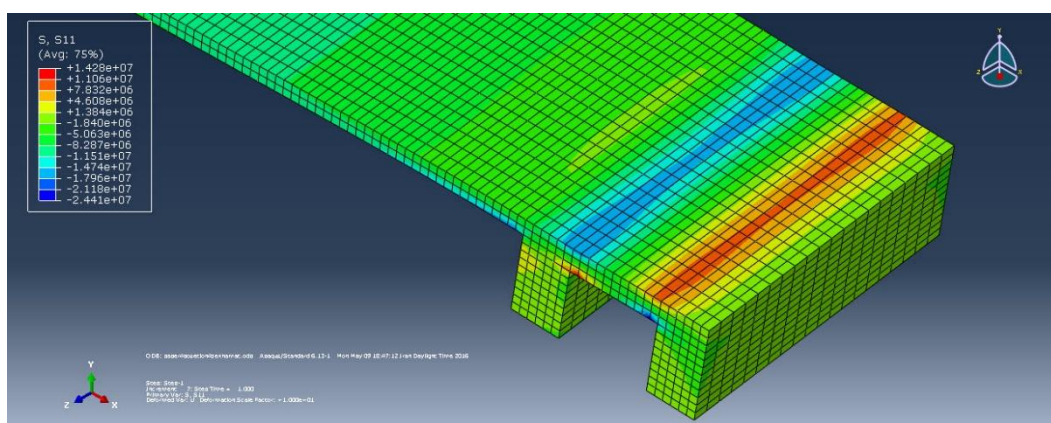


شکل ۴-۲۲ افزایش ضخامت دال ۶۰۰ متری مابین تیرک‌های انتهایی

همانطور که در شکل‌های زیر نشان داده شده است در صورت استفاده از ۳ تیرک مهاری حداکثر تنش محوری در دال از مقدار $34/67$ مگاپاسکال به مقدار $25/25$ مگاپاسکال تقلیل پیدا خواهد کرد و در صورتی که ضخامت دال مابین تیرک‌های انتهایی افزایش یابد این مقدار به $24/4$ مگاپاسکال کاهش خواهد یافت. بنابراین راهکار پیشنهادی دوم مطلوب‌تر می‌باشد.



شکل ۴-۲۳ حداکثر مقدار تنش محوری در دال ۶۰۰ متری با ۳ تیرک مهاري



شکل ۴-۲۴ حداکثر مقدار تنش محوری در دال ۶۰۰ متری بعد از افزایش موضعی ضخامت دال

پس از آنالیز جدید این نتیجه حاصل شد که در مدل اخیر (افزایش ضخامت دال) اکثر پارامترها اعم از تنش‌ها و حرکات انتهایی دال نسبت به حالت اولیه بهبود یافتند (جدول ۴-۱۱). بنابراین از این مدل در جهت طراحی دال و تیرک‌های مهاري و بررسی دیگر پارامترها استفاده خواهد شد.

جدول ۴-۱۱ پارامترهای اندازه‌گیری شده قبل و پس از افزایش ضخامت موضعی دال در سیستم مهاری دو تیرکی

پس از افزایش ضخامت دال	قبل از افزایش ضخامت دال	
۲۴/۴	۳۴/۶۷	حداکثر تنش محوری در دال (مگاپاسکال)
۱۰/۶	۱۱/۶۵	حداکثر تنش محوری در تیرک مهاری (مگاپاسکال)
۱/۰۳	۱/۰۷	حداکثر تنش برشی در محل اتصال تیرک مهاری به دال (مگاپاسکال)
۵/۳	۱۲/۲۱	حداکثر تنش محوری عرضی در دال (مگاپاسکال)
۸/۴	۹/۱۱	حرکت انتهایی لبه دال روسازی (میلیمتر)

در ادامه روند مراحل و نحوه محاسبه آرماتورهای طولی این قسمت از دال، بیان شده است.

۱- حداکثر تنش محوری موجود در دال روسازی منتج از آنالیز

$$f = 24.4 \text{ Mpa} = 24.4 \text{ N/mm}^2 \quad (۳-۴)$$

۲- محاسبه اساس مقطع دال روسازی با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و عرض واحد

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 300^2}{6} = 15 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (۴-۴)$$

۳- مقدار لنگر ناشی از حداکثر مقدار تنش محوری

$$M_u = S \times f = 366 \text{ kN.m} \quad (۵-۴)$$

۴- محاسبه حداکثر مقدار فولاد مجاز و حداکثر مقدار لنگر مقاوم مقطع (بدون فولاد فشاری)

با استفاده از جدول ۴-۱۲ مقدار درصد فولاد بالانس (ماکزیمم) برابر ۰/۰۱۹۱ به دست می‌آید.

جدول ۴-۱۲ مقادیر درصد فولاد ماکزیمم (بالانس) برحسب مقاومتهای مختلف بتن و فولاد

f_y (N/mm ²)	β_1, f_c (N/mm ²)						
	20	25	30	35	40	50	55
	.85	.85	.85	.81	.77	.69	.65
220	0.0339	0.0424	0.0509	0.0566	0.0615	0.0688	0.0713
240	0.0304	0.0379	0.0455	0.0506	0.0550	0.0616	0.0638
300	0.0227	0.0283	0.0340	0.0378	0.0411	0.0460	0.0477
350	0.0184	0.0230	0.0276	0.0307	0.0333	0.0374	0.0387
400	0.0153	0.0191	0.0230	0.0255	0.0277	0.0311	0.0322

$$\rho_b = 0.0191 \quad (۶-۴)$$

$$A_{sb} = A_{smax} = \rho_b \times b \times d = 0.0191 \times 1000 \times 225 = 4297.5 \text{ mm}^2 \quad (۷-۴)$$

$$a_b = \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \times d = 114.75 \text{ mm}^2 \quad (۸-۴)$$

$$M_{rmax} = A_{sb} \times \varphi_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_b}{2}\right) = 244.9 \text{ kN.m} \quad (۹-۴)$$

۵- محاسبه مقدار فولاد فشاری

$$M_{rs} = M_u - M_{rmax} = 121.1 \text{ kN.m} \quad (۱۰-۴)$$

$$M_{rs} = A_{ss} \times \varphi_s \times f_y \times (d - d') \rightarrow A_{ss} = \frac{M_{rs}}{\varphi_s \times f_y \times (d - d')} \quad (۱۱-۴)$$

$$= 2374.5 \text{ mm}^2$$

۶- محاسبه مجموع فولاد طراحی شده

$$A_{sTotal} = A_{sb} + A_{ss} = 6672 \text{ mm}^2 \quad (۱۲-۴)$$

به علت اینکه یک لنگر دیگر (بسیار کمتر از لنگر محاسبه شده) نیز در جهت عکس وجود دارد از مقدار فولاد فوق در دو طرف مقطع استفاده می‌شود (در جهت اطمینان). بنابراین از $\Phi 25$ به فاصله ۶ سانتیمتر در این مقطع استفاده می‌شود.

مقدار آرماتور فوق شرط زیر را نیز اقلان می‌کند.

$$A_{sTotal} > A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 787.5 \text{ mm}^2 \quad (۱۳-۴)$$

در روابط فوق f حداکثر تنش محوری موجود، S اساس مقطع، b عرض دال (که مقدار واحد در نظر گرفته می‌شود)، h ارتفاع مقطع که در اینجا ۳۰ سانتیمتر است، M_u لنگر ناشی از حداکثر مقدار تنش محوری، ρ_b درصد فولاد بالانس، A_{sb} یا A_{smax} مقدار فولاد بالانس، d ارتفاع فاصله دورترین تار فشاری تا آرماتور کششی (با توجه به انتخاب پوشش ۷/۵ سانتیمتری از جدول ۴-۱۳، برابر ۲۲/۵ سانتیمتر انتخاب می‌شود)، a_b ارتفاع

بلوک تنش و β_1 ضریبی که از جدول ۴-۱۴ به دست می‌آید، f_y تنش جاری شدن فولاد معادل 400 N/mm^2 ، حداکثر لنگر قابل تحمل بدون فولاد فشاری، φ_S ضریب تقلیل مقاومت فولاد معادل 0.85 ، M_{rs} لنگر اعمالی برای تحمل توسط فولاد فشاری، A_{ss} مقدار فولاد فشاری، d' ارتفاع فاصله دورترین تار فشاری تا آرماتور فشاری که در این مورد نیز مقدار $7/5$ سانتیمتر انتخاب می‌شود، A_{sTotal} مجموع فولاد طراحی شده و A_{smin} حداقل فولاد مورد نیاز می‌باشد.

جدول ۴-۱۳ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلی‌متر) (مقررات ملی ساختمان ایران، ۱۳۸۹)

نوع شرایط محیطی					نوع قطعه
فوق‌العاده شدید	بسیار شدید	شدید	متوسط	ملایم	
۷۵	۶۵	۵۰	۴۵	۳۵	تیرها و ستون‌ها
۶۰	۵۰	۳۵	۳۰	۲۰	دال‌ها، دیوارها و تیرچه‌ها
۵۵	۴۵	۳۰	۲۵	۲۰	پوسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای
۹۰	۷۵	۶۰	۵۰	۴۰	شالوده‌ها

جدول ۴-۱۴ ضرایب بلوک تنش بتن (طاحونی، ۱۳۹۰)

ضرایب	$f_c \text{ (N/mm}^2\text{)}$					
	≤ 30	35	40	45	50	≥ 55
α	0.72	0.68	0.64	0.62	0.60	0.56
β	0.425	0.400	0.385	0.365	0.35	0.325
$\beta_1 = 2\beta$	0.85	0.8	0.77	0.73	0.70	0.65
$\gamma = \alpha/\beta_1$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.86	0.86

آرماتور عرضی دال

روند طراحی آرماتورهای عرضی دال مانند طراحی آرماتورهای طولی می‌باشد. با این تفاوت که در اینجا از حداکثر تنش در جهت عرضی دال استفاده می‌شود.

$$f = 5.6 \text{ Mpa} = 5.6 \text{ N/mm}^2 \quad (14-4)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 300^2}{6} = 15 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (15-4)$$

$$M_u = S \times f_c = 84 \text{ kN.m} \quad (16-4)$$

در اینجا از فرمول طراحی مستقیم آرماتورهای کششی (بدون نیاز به استفاده از فولاد فشاری) استفاده می‌شود:

$$A_s = \frac{0.85 \times \varphi_c \times f_c \times b \times d}{\varphi_s \times f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \times \varphi_c \times f_c \times b \times d^2}} \right] \quad (17-4)$$

$$= 1180.6 \text{ mm}^2$$

با توجه به طول ۱/۱ متری این قسمت و عدم نیاز به رعایت کاور (چون در دو انتها تیرکهای مهاری قرار دارند) از $\Phi 10$ به فاصله ۶ سانتیمتر در دو طرف مقطع استفاده می‌شود. در نهایت این مقدار فولاد با مقادیر حداقل و حداکثر مجاز کنترل می‌شود.

$$A_{sb} = A_{smax} = \rho_b \times b \times d = 0.0191 \times 1000 \times 225 = 4297.5 \text{ mm}^2 \quad (18-4)$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} \times b \times d = 787.5 \text{ mm}^2 \quad (19-4)$$

$$A_{smin} < A_s < A_{smax} \quad (20-4)$$

در روابط فوق A_s مقدار آرماتور کششی مورد نیاز، φ_c ضریب تقلیل ظرفیت بتن معادل ۰/۶ و f_c مقاومت مشخصه بتن معادل 25 N/mm^2 می‌باشد. سایر پارامترها مانند حالت قبل است.

آرماتور طولی تیرک‌های مهاری

حداکثر تنش محوری ایجاد شده در طول تیرک مهاری برابر با ۱۰/۶ مگاپاسکال حاصل شد. این تنش قبل از افزایش ضخامت دال برابر ۱۱/۶۵ مگاپاسکال بود.

$$f = 10.6 \text{ Mpa} = 10.6 \text{ N/mm}^2 \quad (21-4)$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 600^2}{6} = 60 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (22-4)$$

$$M_u = S \times f = 636 \text{ kN.m} \quad (23-4)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times \varphi_c \times f_c \times b \times d}{\varphi_s \times f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \times \varphi_c \times f_c \times b \times d^2}} \right] \quad (24-4)$$

$$= 3937.5 \text{ mm}^2$$

برای این حالت از آرماتور $\Phi 25$ به فاصله ۱۲ سانتیمتر در دو طرف مقطع استفاده می‌شود.

در این حالت b مقدار واحد و h مقدار پهنای تیرک معادل ۶۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. d نیز معادل ۵۲/۵ سانتیمتر محاسبه می‌شود.

آرماتور برشی تیرک‌های مهاري

حداکثر تنش برشی در محل اتصال تیرک مهاري به دال $1/0.3$ مگاپاسکال است و نیروی برشی در عرض واحد مطابق رابطه زیر یافته می‌شود.

$$V_u = f \times A = 1.03e6 \times 1 \times 0.6 = 618 \text{ kN} \quad (25-4)$$

در ادامه طراحی آرماتور برشی مطابق روابط زیر انجام می‌شود.

$$V_c = 0.2 \times \phi_c \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 315 \text{ kN} \quad (26-4)$$

$$V_s = V_u - V_c = 303 \text{ kN} \leq 4V_c \quad (27-4)$$

$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{req} = \frac{V_s}{\phi_s \times f_y \times d} = 1.7 \text{ mm} \quad (28-4)$$

$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{req} > \left(\frac{A_V}{S}\right)_{min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.875 \text{ mm} \quad (29-4)$$

$$A_{V10} = 2 \times \pi \times \frac{10^2}{4} = 157.1 \text{ mm}^2 \quad (30-4)$$

$$S_{req} = \frac{A_{V10}}{1.7} = 92.4 \quad (31-4)$$

$$V_s < 2V_c \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} = 262.5 \leq 600 \text{ mm} \quad (32-4)$$

بنابراین برای آرماتورهای برشی از خاموت $\Phi 10$ به فاصله ۸ سانتیمتر استفاده می‌شود.

در این قسمت V_u نیروی برشی طراحی در محل اتصال تیرک مهاري و دال، f حداکثر تنش برشی در محل اتصال تیرک مهاري به دال، A سطح مقطع تیرک مهاري با عرض واحد، V_c مقاومت برشی بتن، V_s مقاومت برشی فولاد، $\left(\frac{A_V}{S}\right)_{req}$ نسبت مورد نیاز آرماتورهای برشی به فاصله این آرماتورها از یکدیگر، $\left(\frac{A_V}{S}\right)_{min}$ حداقل نسبت آرماتورهای برشی به فاصله این آرماتورها از یکدیگر، A_{V10} مساحت خاموت ۱۰ میلیمتری، S_{req} فاصله مورد نیاز آرماتورهای برشی از یکدیگر و S_{max} حداکثر فاصله آرماتورهای برشی از یکدیگر می‌باشد.

۴-۵-۲ بررسی مقاومت فشاری لایه زیرین

حداکثر تنش فشاری وارد شده به لایه زیرین که از جنس خاک تثبیت شده با آهک می‌باشد در آنالیز اجزای محدود برابر با $2/8$ مگاپاسکال مشاهده شد.

مقدار مقاومت فشاری توصیه شده برای خاک‌های تثبیت شده با آهک براساس جدول ۴-۱۵ ارائه می‌شود

(Little & Nair, 2009).

جدول ۴-۱۵ مقاومت فشاری توصیه شده برای خاک‌های تثبیت شده با آهک (Little & Nair, 2009)

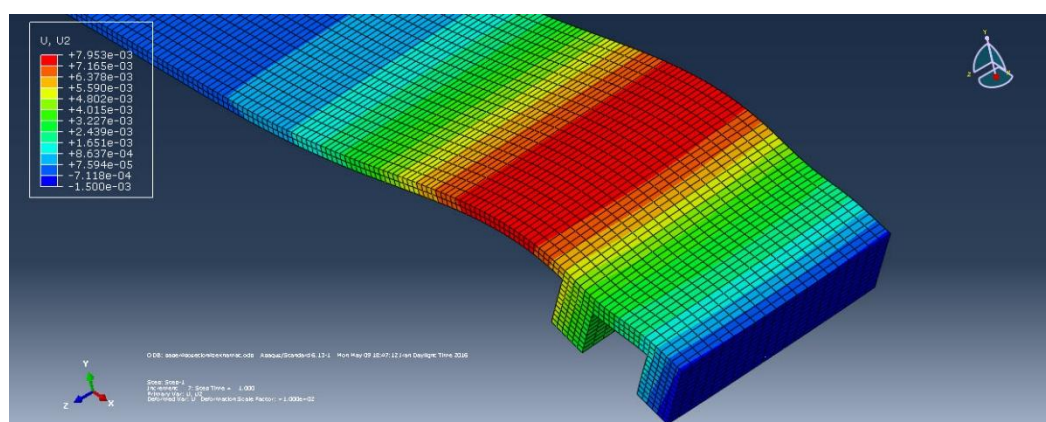
Anticipated Use of Stabilized layer	Compressive strength recommendations for different anticipated conditions			
	Extended Soaking for 8 Days (psi)	Cyclic Freeze-Thaw		
		3 Cycles (psi)	7 Cycles (psi)	10 Cycles (psi)
Sub-base Material				
Rigid Pavements/Floor Slabs/Foundations	50	50	90	120
Flexible Pavement (>10 in.)	60	60	100	130
Flexible Pavement (8 in. - 10 in.)	70	70	100	140
Flexible Pavement (5 in. - 8 in.)	90	90	130	160
Base Material				
	130	130	170	200

For cyclic moisture conditioning the samples should be made to reach 80 percent saturation upon “wetting” followed by 50 percent saturation upon “drying”. This is satisfactory to represent the damaging cyclic environment.

همانطور که ملاحظه می‌شود حتی اگر مقدار 200 psi (۱/۴ مگاپاسکال) به عنوان مقدار مجاز برای مقاومت فشاری خاک‌های تثبیت شده در نظر گرفته شود، طراحی فوق برای این پارامتر مناسب به نظر نمی‌رسد.

۴-۵-۳ حداکثر بالازدگی دال روسازی

همانطور که در شکل ۴-۲۵ ملاحظه می‌شود حداکثر بالازدگی دال بعد از تیرک‌های مهاري انتهایی و در نزدیکی آن اتفاق می‌افتد. حداکثر مقدار بالازدگی دال ۷/۹۵ میلی‌متر است و در فاصله ۳/۵ متری از انتهای دال اتفاق می‌افتد. این مقدار تغییر مکان قائم به معنی ایجاد شیب ۰/۲٪ است که شیب خیلی کمی در سطح راه محسوب می‌شود و مشکلی برای سیستم روسازی ایجاد نخواهد کرد.



شکل ۴-۲۵ حداکثر بالازدگی دال در روسازی ۶۰۰ متری با سیستم مهاري ۲ تیرکي

۴-۶- صحت سنجی مدل آنالیز اجزای محدود

به منظور صحت سنجی مدل‌های تحلیل شده در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس از داده‌های موجود در سری گزارشات پروژه انجام گرفته در تگزاس استفاده می‌شود. همانطور که در جدول ۴-۱۶ مشاهده می‌شود نرخ‌های حرکت انتهایی دال (برحسب in/ft) برای حالات مختلف سیستم روسازی (طول و شیب دال، تعداد تیرک مهاری و نوع زیراساس متفاوت) اندازه‌گیری شده است. نکته قابل توجه این است که در برخی از خانه‌های جدول دو یا چهار عدد ملاحظه می‌شود. این اعداد مربوط به اندازه‌گیری‌های مختلف در دو یا چهار روسازی مجزا هستند، که جداگانه اندازه‌گیری شده‌اند.

جدول ۴-۱۶ نرخ حرکت انتهایی دال روسازی برحسب $in/ft \times 10^{-3}$ و براساس پارامترهای متفاوت

FACTORIAL SHOWING RATE OF END MOVEMENT FOR PAVEMENTS ON ASPHALT STABILIZED SUBBASE (5 LUGS)

Slab Length % Grade	650	1150	6440	7700	22,900	31,440
-1.46					1.85	
-.13	2.75 1.78	3.47 3.08				3.18 3.26
.13	2.71 3.10	3.67 3.65				
1.46				4.17		
2.00			2.14 2.53			

(A)

FACTORIAL SHOWING RATE OF END MOVEMENT FOR PAVEMENTS ON SURFACE TREATED SUBBASE (NO LUGS)

Slab Length % Grade	410	3500	5200	5400
-1.95			2.77 2.47	
.47	1.89 2.37			
1.26		4.44 5.28		
2.00			2.27 3.52	
2.80				2.91 1.99

(B)

FACTORIAL SHOWING RATE OF END MOVEMENT FOR PAVEMENTS ON CRUSHED SANDSTONE SUBBASE

No. of Lugs Slab Length % Grade	2	3	4	5
	2,325	2,325	11,873	45,725
-.75			9.37	11.02
-.15	13.57	11.37		
+.15			12.07	12.26
+.75			7.99	6.83

(C)

FACTORIAL SHOWING RATE OF END MOVEMENT FOR PAVEMENTS ON CEMENT STABILIZED SUBBASE (NO LUGS)

Slab Length % Grade	665	761	786	1254
+.20	7.98 6.50			8.80 8.00
-.30	8.95 8.85			
+.40		5.23 7.73	2.82 4.03	3.39 7.89
-.60				7.74 6.76

(D)

همانطور که در فصل ۲ ذکر شد نتایج مربوط به این سری از گزارشات به فرمول و نمودارهای طراحی و همچنین فرمول تعیین اندازه حرکت انتهایی لبه دال براساس پارامترهایی چون ضریب اصطکاک، تعداد تیرک مهاری، شیب طولی روسازی، طول روسازی و تغییرات درجه حرارت ختم می‌شود. بنابراین با توجه به جامع بودن این پروژه و تعداد زیاد داده‌های میدانی کاملاً می‌توان به این فرمول‌های ارائه شده استناد کرد.

مشخصات اولین مدل با توجه به مشخصات جدول (A) انتخاب می‌شود. بدین منظور طول دال ۶۵۰ فوت (حدوداً معادل ۲۰۰ متر) با ضخامت ۸ اینچ (۲۰ سانتیمتر) انتخاب می‌شود. ابعاد لایه زیرین نیز طبق صحبت‌های پیشین به اندازه‌ای بزرگ لحاظ می‌شود که بتوان آن را به‌عنوان لایه‌ای نامحدود در نظر گرفت که تحت تأثیر حرکات حرارتی سیستم روسازی قرار نگیرد. برای این مدل لایه زیرین دارای ابعاد به طول ۴۰۰

متر، ضخامت ۵ متر و عرض ۱۰ متر می‌باشد. تیرک‌های مهاری نیز مانند بخش‌های پیشین (که به همین پژوهش استناد شده بود) با پهنای ۰/۶ و ارتفاع ۰/۹ متر مدل‌سازی می‌شوند.

در این‌جا از ۵ تیرک مهاری در هر انتهای روسازی استفاده شده است. برای تعیین موقعیت تیرک‌ها و فواصل آن‌ها از یکدیگر و همچنین فاصله آن‌ها از انتهای روسازی از شکل ۴-۲۶ که جزئیات اجرایی تیرک‌های مهاری را به طور کامل نشان می‌دهد، بهره گرفته شده است.

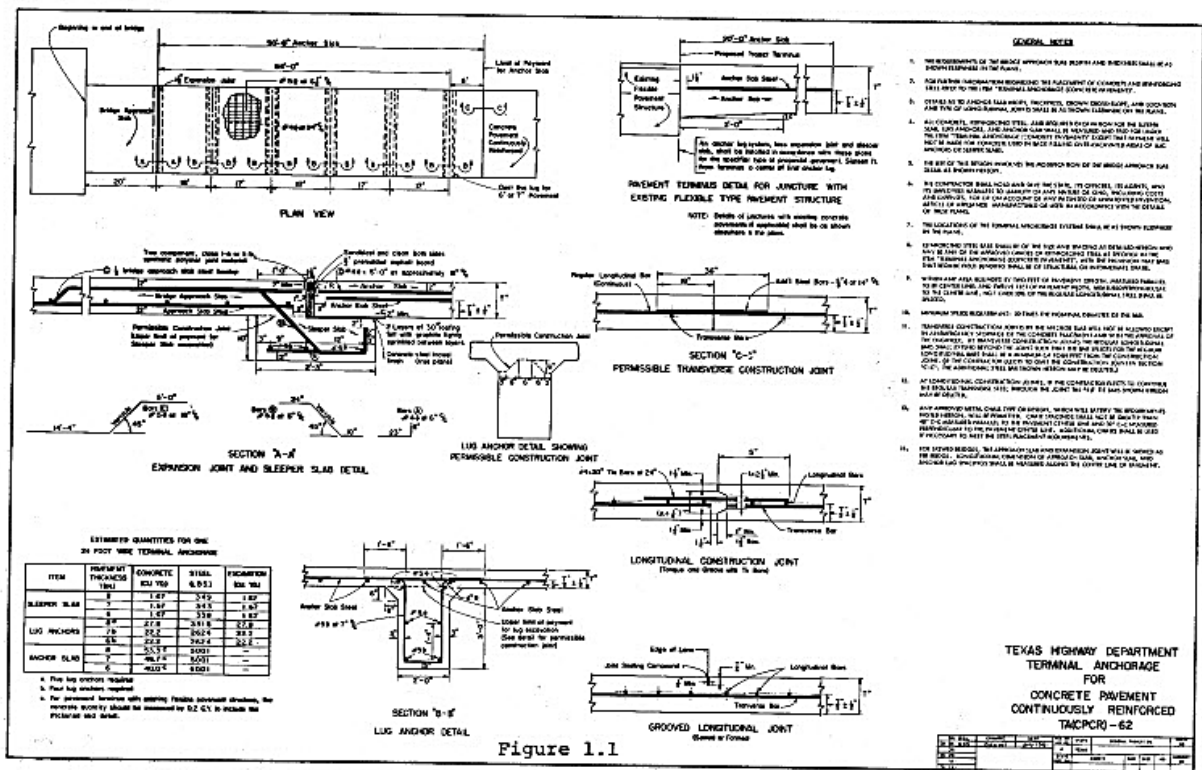
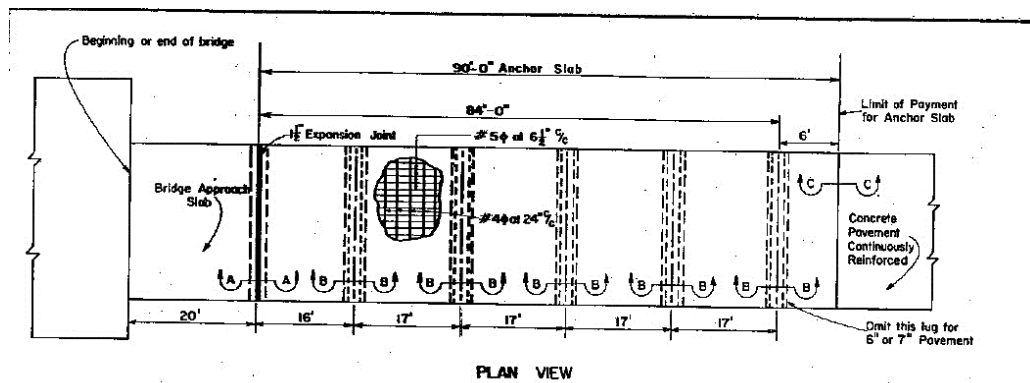


Figure 1.1

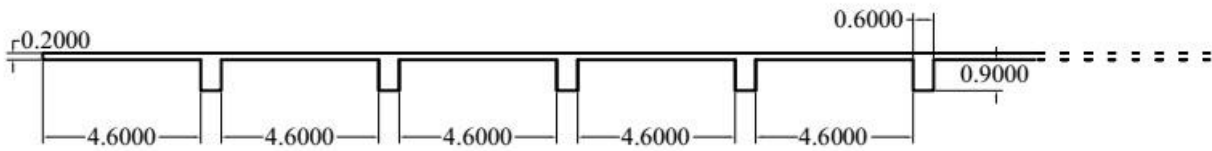
(الف)



(ب)

شکل ۴-۲۶ جزئیات اجرایی تیرک‌های مهاری در روسازی‌های بتنی پیوسته (McCullough & Sewell, 1964)

با توجه به استفاده از سیستم متریک در نرم‌افزار آباکوس این ابعاد و فاصله‌ها به واحدهای متریک تبدیل شده و مطابق شکل ۴-۲۷ (با دقت یک دهم اعشار) مدل‌سازی می‌شوند.



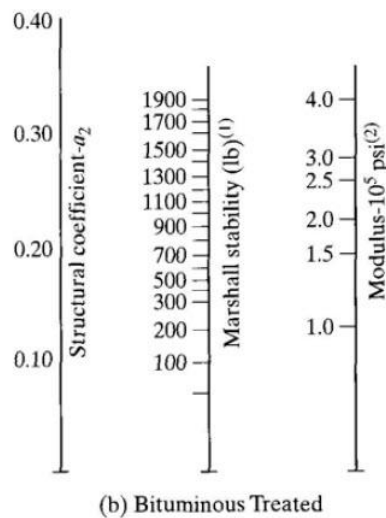
شکل ۴-۲۷ شمای کلی قسمت انتهایی دال روسازی مدل شده با ۵ تیرک مهاری در انتها

مشخصات حرارتی و سازه‌ای دال بتنی، همان مقادیر ارائه شده (برای بتن) در مدل‌سازی‌های قبلی در نظر گرفته می‌شود.

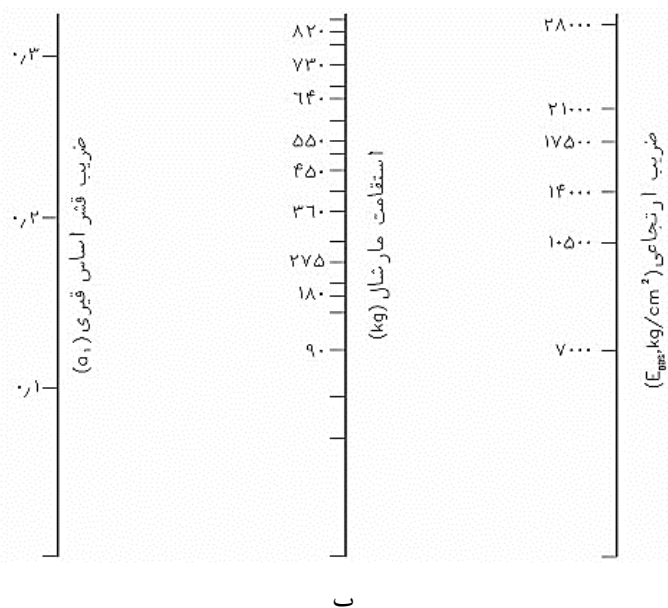
لایه زیرین (اساس) از نوع خاک تثبیت شده با آسفالت می‌باشد. از آنجایی که مشخصات سازه‌ای آن (مدول الاستیسیته و ضریب پواسون) به‌طور دقیق در دسترس نیست (این مقدار در گزارش فوق ذکر نشده است) برای تخمین این مشخصات (به‌طور تقریبی) موارد ذیل انجام شده است:

۱- گستره ارائه شده برای مقادیر مدول الاستیسیته خاک تثبیت شده با آسفالت در مراجع مختلف موجود می‌باشد (Huang, 2004) (وزارت راه و شهرسازی، موسسه قیر و آسفالت ایران پژوهشکده حمل و

نقل، ۱۳۹۰)



الف



شکل ۴-۲۸ گستره مقادیر مدول الاستیسیته برای اساس‌های تثبیت شده با مصالح قیری در مراجع مختلف (Huang, 2004) (وزارت راه و شهرسازی، موسسه قیر و آسفالت ایران پژوهشکده حمل و نقل، ۱۳۹۰)

با توجه به گستره 7000 Kg/cm^2 تا 28000 Kg/cm^2 برای این پارامتر و در دسترس نبودن مقدار دقیق آن مقدار 20000 Kg/cm^2 معادل 1960 Mpa (و $2.8 \times 10^5 \text{ psi}$) از میانه‌های این بازه انتخاب می‌شود. با انتخاب این مقدار از میانه‌های بازه می‌توان آن را به موارد اجرایی و میدانی بیشتری تعمیم داد. بنابراین مدول الاستیسیته 1.96 Gpa برای خاک تثبیت شده با آسفالت در نظر گرفته می‌شود.

۲- با استناد به جدول ۴-۱۷ و جدول ۴-۱۸ که از راهنمای آشتو استخراج شده‌است و نشان دهنده رابطه ضریب پوآسون با دما می‌باشد می‌توان مقداری برای ضریب پوآسون لایه زیرین تخمین زد. این جداول مربوط به اساس‌های نفوذپذیر تثبیت شده با آسفالت (ATPB)^۱ می‌باشند که جدول ۴-۱۷ برای اساس با آسفالت متراکم^۲ و جدول ۴-۱۸ برای اساس با آسفالت با دانه بندی باز^۳ است.

^۱ Asphalt Treated Permeable Base

^۲ dense-graded

^۳ open-graded

جدول ۴-۱۷ مقادیر ضریب پوآسون برای اساس‌های تثبیت شده با آسفالت متراکم براساس دما

Temperature °F	Level 3 μ_{typical}
< 0 °F	0.15
0 – 40 °F	0.20
40 – 70 °F	0.25
70 – 100 °F	0.35
100 – 130 °F	0.45
> 130 °F	0.48

جدول ۴-۱۸ مقادیر ضریب پوآسون برای اساس‌های تثبیت شده با آسفالت با دانه بندی باز براساس دما

Temperature °F	Level 3 μ_{typical}
< 40 °F	0.35
40 – 100 °F	0.40
> 100 °F	0.45

بارگذاری مانند حالات قبل با فرض تغییر دما از 20°C (دمای ساخت و اجرای روسازی) به 70°C (حداکثر دمای رخ داده) انجام می‌شود (از 68°F تا 158°F). با توجه به جدول ۴-۱۷ و جدول ۴-۱۸، در هنگام افزایش دما مقدار ضریب پوآسون تغییر می‌کند. در این مدل از میانگین تقریبی 0.35 برای ضریب پوآسون لایه زیرین استفاده می‌شود.

ضریب اصطکاک بین دال و لایه خاک تثبیت شده با آسفالت نیز مطابق جدول ۴-۱۹، $1/8$ در نظر گرفته می‌شود (Rasmussen, Rogers, & Ferragut, 2009).

جدول ۴-۱۹ مقادیر ضریب اصطکاک برای انواع مختلفی از مصالح زیرین دال روسازی بتنی

Type of Material Beneath Slab	Friction Factor (F)
Surface treatment	2.2
Lime stabilization	1.8
Asphalt stabilization	1.8
Cement stabilization	1.8
River gravel	1.5
Crushed stone	1.5
Sandstone	1.2
Natural subgrade	0.9

معادله پیش‌بینی حرکت انتهایی دال (معادله ۴-۲) که در فصل ۲ ارائه شده بود به صورت فرمول ساده‌تر زیر نیز بیان می‌شود (McCullough & sewell, 1966). این فرمول به‌سادگی حرکت انتهایی دال روسازی را برحسب پارامترهایی چون طول روسازی، شیب طولی روسازی، تغییرات دمایی و ... بیان می‌کند.

$$\Delta X = \frac{0.01253 \left[\frac{L}{|G|+1} \right]^{0.107} [\Delta T]}{[K]^{2.027} [n+1]^{0.71}} \quad (۴-۳۳)$$

در این معادله ΔX حرکت انتهایی دال برحسب اینچ، L کل طول دال مشارکت‌کننده در حرکت انتهایی برحسب فوت، G شیب طولی روسازی، ΔT تغییرات درجه حرارت برحسب درجه فارنهایت، n تعداد تیرک مهاری و K ضریب زیر اساس می‌باشد. در این ضریب به‌جز اثر اصطکاک اثر فشار خاک به تیرک‌های مهاری نیز لحاظ شده است. ضرایب K برای انواع مختلف زیراساس در جدول ۴-۲۰ نشان داده شده است.

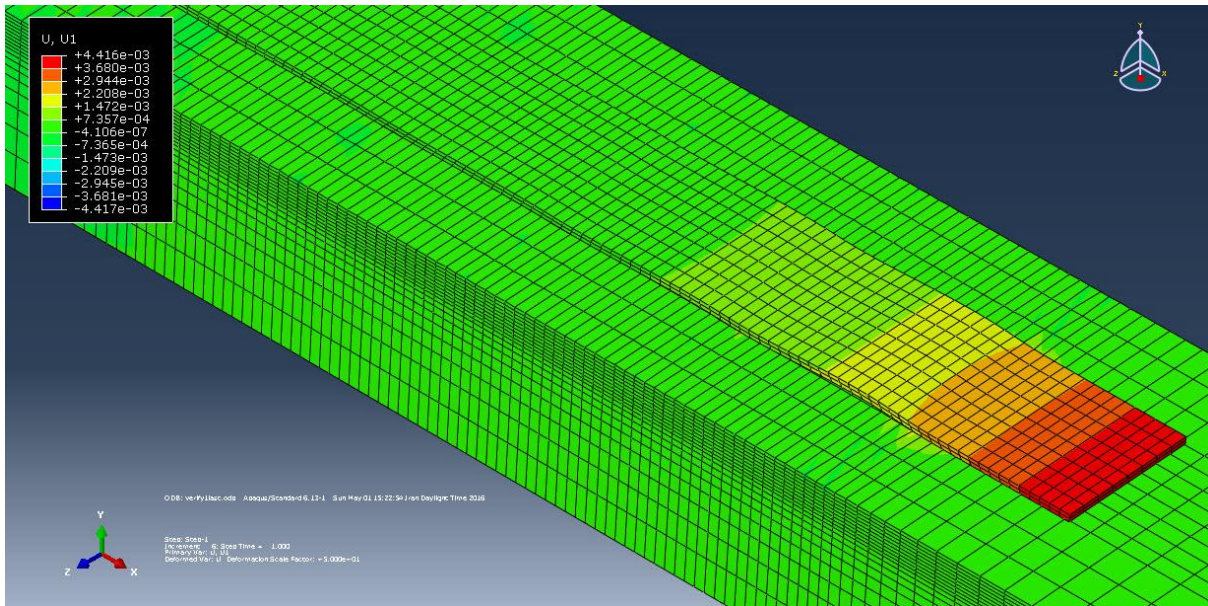
جدول ۴-۲۰ مقادیر ضرایب زیراساس برای انواع مختلف آن (McCullough & sewell, 1966)

SUBBASE TYPE	SUBBASE COEFFICIENT (K)
Surface Treatment	2.65
Lime Stabilization	2.13
Asphalt Stabilization	1.96
Rounded River Gravel	1.95
Crushed River Gravel	1.93
Crushed Limestone	1.93
Cement Stabilization	1.90
Crushed Sandstone	1.35

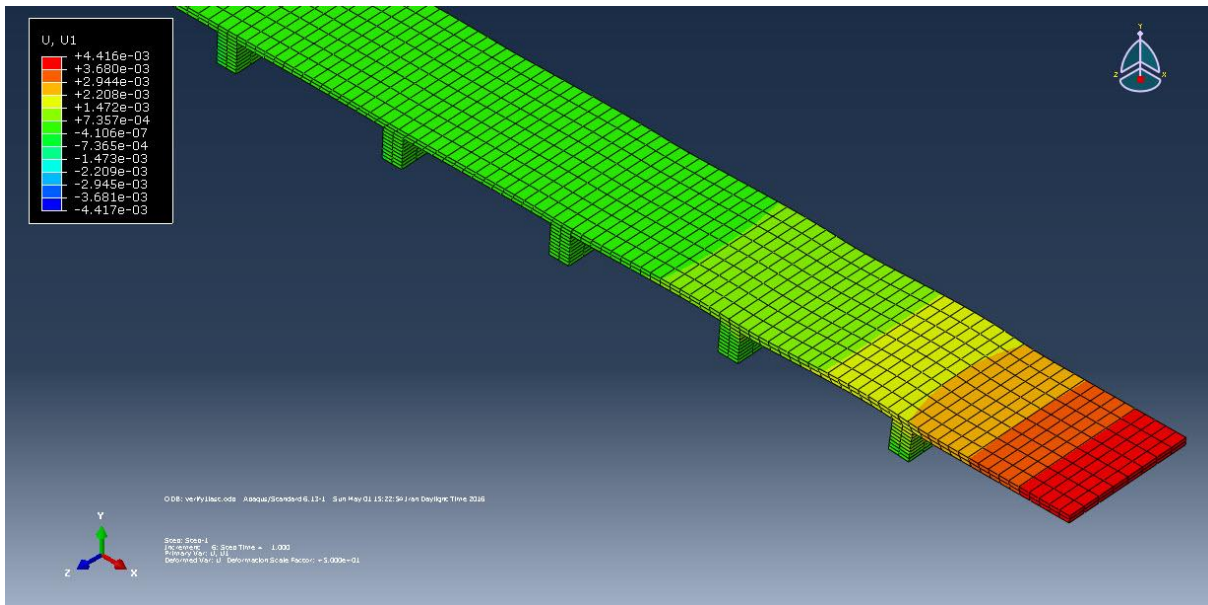
داده‌های مورد نیاز برای استفاده از فرمول فوق به‌شرح ذیل می‌باشند:

$$L = 650 \text{ ft}, |G| = \%0, \Delta T = 158 - 68 = 90^\circ\text{F}, n = 5 \text{ و } K = 1.96 \text{ (با توجه به جدول ۴-۲۰)}$$

با استفاده از فرمول پیش‌بینی حرکت انتهایی دال، این مقدار برابر $4/11$ میلی‌متر حاصل شد. همچنین مقدار حرکت انتهایی دال روسازی در آنالیز اجزای محدود این مدل (شکل ۴-۲۹)، $4/42$ میلی‌متر به دست آمد.



الف



ب

شکل ۴-۲۹ حرکت انتهایی روسازی بتنی دارای سیستم مهاری ۵ تیرکی الف - با حضور لایه زیرین ب - بدون حضور لایه زیرین

برای مدل‌سازی بعدی از دال با طول 1150 ft (معادل 350 متر) استفاده می‌شود. در واقع تفاوت اصلی این مدل با مدل حالت قبل تفاوت در طول دال روسازی است. بنابراین کلیه مشخصات مانند تعداد تیرک‌های مهاری، پارامترهای مربوط به نوع زیر اساس و ... در این مدل بدون تغییر خواهد ماند.

نکته قابل توجه این است که پارامتر L در فرمول پیش‌بینی حرکت انتهایی اشاره به مقدار طول مشارکت در حرکت انتهایی دال دارد. با توجه به نتایج ارائه شده در گزارش ۴F-۳۹ - THD حداکثر طول دال مشارکت کننده در حرکت انتهایی دال برابر با ۱۰۰۰ فوت می‌باشد و دال‌هایی با طول‌های بیشتر از این مقدار حرکات انتهایی یکسان و برابر با حرکات انتهایی دال‌های ۱۰۰۰ فوتی دارند. بنابراین در این تحقیق اشاره شده که برای دال‌هایی با طول بیش از ۱۰۰۰ فوت، پارامتر L برابر ۱۰۰۰ فوت در نظر گرفته شود.

در مدل دوم نیز مقدار حرکت انتهایی دال روسازی به‌دست آمده از فرمول برابر $4/29$ و مقدار حرکت انتهایی حاصل شده از آنالیز اجزای محدود برابر $4/45$ می‌باشد.

سومین مدل مطابق مشخصات ارائه شده در جدول (C) از جدول ۴-۱۶ ساخته شده است. بر این اساس طول دال ft ۲۳۲۵ (۷۱۰ متر) و تعداد تیرک‌های مهاری ۲ عدد می‌باشد. ابعاد تیرک‌ها و فاصله آن‌ها از یکدیگر مطابق شکل ۴-۲۶ و مانند حالت قبل است با این تفاوت که تنها دو تیرک انتهایی اجرا شده و سایر تیرک‌های مهاری در نظر گرفته نمی‌شوند.

در مدل جاری، لایه زیرین از نوع سنگ ماسه خرد شده^۱ است. با استفاده از جداول زیر که از آشتو استخراج شده‌اند می‌توان به مشخصات سازه‌ای لایه مذکور دست یافت.

^۱ Crushed Sandstone

جدول ۴-۲۱ مقادیر مدول برجهندگی برای انواع مصالح خاکی براساس سیستم طبقه‌بندی متحد (USCS)^۱

Material Classification	M_r Range	Typical M_r
A-1-a	38,500 – 42,000	40,000
A-1-b	35,500 – 40,000	38,000
A-2-4	28,000 – 37,500	32,000
A-2-5	24,000 – 33,000	28,000
A-2-6	21,500 – 31,000	26,000
A-2-7	21,500 – 28,000	24,000
A-3	24,500 – 35,500	29,000
A-4	21,500 – 29,000	24,000
A-5	17,000 – 25,500	20,000
A-6	13,500 – 24,000	17,000
A-7-5	8,000 – 17,500	12,000
A-7-6	5,000 – 13,500	8,000
CH	5,000 – 13,500	8,000
MH	8,000 – 17,500	11,500
CL	13,500 – 24,000	17,000
ML	17,000 – 25,500	20,000
SW	28,000 – 37,500	32,000
SP	24,000 – 33,000	28,000
SW-SC	21,500 – 31,000	25,500
SW-SM	24,000 – 33,000	28,000
SP-SC	21,500 – 31,000	25,500
SP-SM	24,000 – 33,000	28,000
SC	21,500 – 28,000	24,000
SM	28,000 – 37,500	32,000
GW	39,500 – 42,000	41,000
GP	35,500 – 40,000	38,000
GW-GC	28,000 – 40,000	34,500
GW-GM	35,500 – 40,500	38,500
GP-GC	28,000 – 39,000	34,000
GP-GM	31,000 – 40,000	36,000
GC	24,000 – 37,500	31,000
GM	33,000 – 42,000	38,500

جزئیات این نوع از طبقه بندی مصالح در پیوست ۳ موجود می‌باشد.

^۱ Unified Soil Classification System

جدول ۲۲-۴ مقادیر ضریب پوآسون برای مصالح دانه‌ای نامحدود و بستر

Material Description	μ_{Range}	μ_{Typical}
Clay (saturated)	0.4—0.5	0.45
Clay (unsaturated)	0.1—0.3	0.2
Sandy clay	0.2—0.3	0.25
Silt	0.3—0.35	0.325
Dense sand	0.2—0.4	0.3
Coarse-grained sand	0.15	0.15
Fine-grained sand	0.25	0.25
Bedrock	0.1—0.4	0.25

جدول ۲۱-۴ مقادیر مرسوم مدول برجهنگی (مدول الاستیسیته) انواع خاک‌ها را براساس سیستم طبقه‌بندی متحد نشان می‌دهد. با انتخاب دو طبقه SP و SW (ماسه خوب و بد دانه بندی شده) و میانگین‌گیری از مقدار آن‌ها مدول الاستیسیته 30000 psi (معادل $206/8 \text{ Mpa}$) حاصل می‌شود. در مورد ضریب پوآسون نیز با کمک جدول ۲۲-۴ مقدار $0/15$ برای این پارامتر از لایه زیرین انتخاب می‌شود.

همچنین براساس جدول ۱۹-۴ مقدار $1/5$ برای ضریب اصطکاک بین این لایه و روسازی بتنی در نظر گرفته می‌شود.

در مورد پارامترهای موجود در فرمول (۳۳-۴) ضریب زیراساس (K) مطابق جدول ۲۰-۴ برابر $1/35$ می‌باشد. همچنین چون طول روسازی بیش از 1000 فوت است، مقدار L در این حالت نیز برابر با 1000 فوت در فرمول اعمال می‌شود.

در مدل سوم حداکثر حرکت انتهایی دال منتج از آنالیز اجزای محدود برابر $12/1$ میلیمتر و مقدار حاصل شده این حرکت از محاسبه فرمول $14/99$ میلیمتر می‌باشد.

آخرین مدلی که مورد آنالیز قرار گرفته نیز مشابه حالت سوم می‌باشد و تنها تفاوت آن تعداد تیرک‌های مهاری در هر انتهای دال روسازی می‌باشد. در این مدل از ۳ تیرک مهاری در هر انتها بهره گرفته شده‌است.

در این مدل نیز حداکثر مقدار حرکت انتهایی در مدل اجزای محدود برابر $10/48$ میلیمتر است که این مقدار توسط فرمول برابر $12/17$ میلیمتر محاسبه شده است.

جدول ۲۳-۴ مقادیر حرکات انتهایی دال روسازی (در تمامی مدل‌های آنالیز شده در این قسمت) حاصل از آنالیز اجزای محدود و محاسبه شده توسط فرمول و میزان تفاوت آن‌ها را ارائه می‌کند.

جدول ۴-۲۳ میزان تفاوت مدل اجزای محدود با فرمول تعیین پیش‌بینی حرکت انتهایی دال

مدل	مقادیر حرکت انتهایی دال روسازی حاصل شده از فرمول (۴-۳۳) (mm)	مقادیر حرکت انتهایی دال روسازی در مدلسازی نرم افزار اجزا محدود آباکوس (mm)	درصد خطا	مقدار خطا (mm)
اول	۴/۱۱	۴/۴۲	٪ ۷/۵	۰/۳۱
دوم	۴/۲۹	۴/۴۵	٪ ۳/۷	۰/۱۶
سوم	۱۴/۹۹	۱۲/۱	٪ ۱۹/۳	۲/۸۹
چهارم	۱۲/۱۷	۱۰/۴۸	٪ ۱۳/۹	۱/۶۹

با توجه به خطای بسیار اندک موارد آنالیز شده نسبت به مقادیر حاصل شده از داده‌های میدانی می‌توان گفت که آنالیز حرارتی این دسته از سیستم‌های روسازی با تیرک‌های مهاری توسط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، از صحت و اعتبار کافی برخوردار می‌باشد.

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

این فصل به ارائه نتایج حاصل شده از پژوهش انجام گرفته در زمینه کنترل حرکات حرارتی روسازی بتنی پیوسته می‌پردازد. در این پژوهش به بررسی جزئیات و عناصر روسازی بتنی پیوسته دارای سیستم تیرک‌های مهاری توسط آنالیز اجزاء محدود و در نهایت ارائه طرحی مناسب در جهت کمترین حرکات طولی روسازی ناشی از تغییرات حرارتی پرداخته شده است. این طرح دربرگیرنده ابعاد، موقعیت، تعداد و جزئیات مسلح‌سازی تیرک‌های مهاری می‌باشد.

در این بخش ابتدا نتایج بدست آمده در زمینه‌های حرکت انتهایی روسازی، سیستم تیرک‌های مهاری و جزئیات آن ارائه می‌شود. در بخش انتهایی نیز به پیشنهادهایی برای مطالعات آتی پرداخته می‌شود.

۵-۲- نتایج

(۱) با کوچکتر شدن ضریب اصطکاک، وابستگی تغییرات حرکت انتهایی لبه دال نسبت به تغییرات طول دال روسازی بتنی بیشتر می‌شود. این نتیجه که در گذشته نیز بیان شده بود، بار دیگر در این پژوهش به اثبات رسید.

(۲) روسازی‌های بتنی با طول بیشتر از حساسیت بیشتری نسبت به تغییرات ضریب اصطکاک بین دال و لایه زیرین و تأثیر آن روی حرکت انتهایی لبه دال برخوردارند. به عبارت دیگر تغییرات ضریب اصطکاک باعث ایجاد تغییرات شدیدی در میزان حرکت انتهایی لبه دال‌های طویل می‌شود. در صورتی که این تغییرات (حرکت انتهایی دال) در مورد دال‌های کوتاه بسیار اندک می‌باشد. بنابراین، این نکته توصیه می‌شود که برای بررسی حرکات انتهایی دال‌های بتنی، با زیاد شدن طول روسازی میزان دقت در تعیین ضریب اصطکاک افزایش یافته و حتی در صورت لزوم می‌توان از آزمایش‌های دقیق در جهت تخمین ضریب اصطکاک بهره گرفت.

(۳) طول مشارکت کننده در حرکت انتهایی روسازی بتنی به شدت به مقدار ضریب اصطکاک وابسته است و با کاهش ضریب اصطکاک این طول به شدت افزایش می‌یابد، به طوری که با کاهش مقدار ضریب اصطکاک از ۱۰ به ۱ طول مشارکت کننده کل از ۲۰۰ متر به ۱۲۰۰ متر افزایش پیدا می‌کند.

(۴) در این پژوهش فرمولی با $R^2 = 0.99$ ارائه شده است که طول مشارکت کننده کل در حرکت انتهایی روسازی بتنی را براساس تابعی از ضریب اصطکاک بین دال روسازی و لایه زیرین بیان می‌کند.

۵) با بزرگتر کردن ابعاد المان‌های دال و لایه زیرین (المان‌های دال ۱۰ برابر و المان‌های لایه زیرین ۳ برابر) این نتیجه حاصل شد که تغییر و افزایش ابعاد المان‌ها تأثیر بسیار اندکی روی سطوح اصطکاکی دارند و منجر به خطایی بسیار ناچیزی (کمتر از ۲/۵٪) در مقدار حرکت انتهایی دال خواهند شد. بنابراین افزایش ابعاد المان‌ها در سطوح اصطکاکی تأثیر چشمگیری در مقدار حرکت انتهایی دال نخواهند داشت.

با توجه به آنالیزها و بررسی‌های انجام گرفته در خصوص سیستم روسازی با تیرک‌های مهاری، روسازی با مشخصات زیر در جهت کمینه کردن حرکت انتهایی دال روسازی مطلوب است:

۶) در هر طرف دال روسازی دو تیرک مهاری وجود داشته باشد (سیستم مهاری دو تیرکی). طبیعتاً با افزایش تعداد تیرک‌های مهاری در انتهای دال روسازی بتنی مقدار حرکت انتهایی دال کاهش می‌یابد. اما نتایج نشان داد حرکت انتهایی روسازی بتنی در سیستم‌های مهاری دو تیرکی تفاوت چشمگیری با سیستم‌های مهاری بیش از دو تیرک ایجاد نخواهد کرد. بنابراین اجرای بیش از دو تیرک مهاری در انتهای روسازی غیر اقتصادی می‌باشد.

۷) اولین تیرک مهاری در انتهای دال روسازی و تیرک مهاری دوم با توجه به شرایط فنی و اجرایی در کمترین فاصله نسبت به تیرک مهاری اول اجرا شود. (در این پژوهش کمترین فاصله تیرک‌های مهاری ۲ متر در نظر گرفته شد و کمترین مقدار حرکت انتهایی دال نسبت به سایر فواصل نیز در همین موقعیت اتفاق افتاد)

۸) ارتفاع تیرک‌های مهاری بین ۰/۵ تا ۱ متر در نظر گرفته شود. اگر ارتفاع تیرک مهاری کمتر از ۰/۵ متر در نظر گرفته شود کرنش‌های زیادی در سیستم روسازی اتفاق می‌افتد. انتخاب ارتفاع بیش از ۱ متر برای تیرک‌های مهاری به علت تفاوت اندک پارامترهای در نظر گرفته شده، توجیه فنی و اقتصادی نخواهد داشت.

۹) به‌منظور جلوگیری از تجمع آرماتورهای فولادی مابین تیرک‌های انتهایی (محل‌ی که حداکثر تنش‌ها اتفاق می‌افتد) می‌توان نسبت به افزایش ضخامت این قسمت از دال اقدام کرد. با افزایش ضخامت این قسمت از دال پارامترهای دیگری چون تنش‌ها، کرنش‌ها و حرکت انتهایی دال نیز بهبود می‌یابد.

۱۰) در آنالیز انجام گرفته ماکزیمم مقدار تنش فشاری وارد شده به خاک تثبیت شده با آهک بیش از مقدار مجاز آن است. پس استفاده از این نوع مصالح به عنوان لایه زیرین برای سیستم روسازی بتنی با تیرک

مهاری توصیه نمی‌شود. البته این مقدار تنش فشاری به بخش بسیار کوچکی از لایه زیرین وارد می‌شود و بیشتر مساحتی که تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد حدود نصف مقدار ماکزیمم تنش است.

(۱۱) مقدار بالازدگی دال روسازی دارای تیرک مهاری تحت بارگذاری دمایی نسبت به طول دال بسیار اندک است و نگرانی در این رابطه وجود نخواهد داشت.

(۱۲) به‌منظور آنالیز حرارتی روسازی بتنی دارای سیستم تیرک‌های مهاری و بررسی رفتار متقابل تیرک‌های مهاری با لایه زیرین به‌کارگیری نرم افزار اجزای محدود آباکوس بسیار مناسب می‌باشد. نتایج این نرم‌افزار با مطالعات میدانی در یکی از پروژه‌های روسازی بتنی مقایسه شد که خطای کمی را نشان داد.

۵-۳- پیشنهادها برای مطالعات آتی

- مطالعات بیشتر در زمینه لایه زیرین روسازی بتنی که دارای سیستم تیرک مهاری است. این مطالعات می‌تواند در حوزه‌های مختلفی از جمله چگونگی تعریف رفتارهای متفاوت خاک، بررسی خاک‌های مختلف با مشخصات متفاوت، ارائه راه‌حلی برای کاهش تنش‌های فشاری در این ناحیه و ... باشد.
- مطالعه اثر تغییر شکل‌های دائمی که در مجاورت تیرک و در خاک اتفاق می‌افتد. این تغییر شکل‌های دائمی ممکن است میزان اثر گذاری تیرک‌ها را در کنترل حرکت دال کاهش دهد.
- ترکیب اثر بارگذاری حرارتی و بارگذاری ترافیکی و کنترل تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در دال بتنی
- حل معضل چرخش تیرک‌های مهاری تحت بارگذاری حرارتی و بررسی اثر پهنای این تیرک‌ها در میزان چرخش

منبع‌ها

منبع‌های لاتین

- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide For Design Of Pavement Structures*. American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- AASHTO. (2001). Guide for Mechanistic Empirical Design OF New And Rehabilitated Pavement Structures. In *APPENDIX CC-1*. American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- AASHTO. (2004). Guide for Mechanistic Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures. In *PART 3.DESIGN ANALYSIS, CHAPTER 4.DESIGN OF NEW AND RECONSTRUCTED RIGID PAVEMENTS*. American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- AASHTO. (2004). Guide for Mechanistic Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures. In *PART 2.DESIGN INPUTS, CHAPTER 2.MATERIAL CHARACTERIZATION*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2004). Guide for Mechanistic Empirical Design Of New And Rehabilitated Pavement Structures. In *PART 3.DESIGN ANALYSIS, CHAPTER 4.DESIGN OF NEW AND RECONSTRUCTED RIGID PAVEMENTS*. American Association Of State Highway And Transportation Officials.
- Changshu Sinta Rubber Products Co., Ltd.* (n.d.). Retrieved from <http://www.ecvv.com/product/3846379.html>
- Delatte, N. J. (2014). *Concrete Pavement Design, Construction, and Performance*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Dhamrait, J. S., & Taylor, R. K. (1977). *Terminal Treatments for Illinois Continuously Reinforced Concrete Pavements*. Illinois Department of Transportation, Springfield, Illinois.
- Griffiths, G., & Thom, N. (2007). *Concrete Pavement Design Guidance Notes*. Taylor & Francis.
- Griffiths, S., Bowmaker, G., Bryce, C., & Bridge, R. (2005). Design and construction of seamless pavement on westlink M7, Sydney, Australia. Colorado Springs, Colorado: The International Society for Concrete Pavements.
- Herber, F., & McCullough, B. F. (1966). *A report on continuity between a continuously reinforced concrete pavement and a continuous slab bridge*. Highway Design Division Texas Highway Department.
- Hu, C.-S., & Dong-wei, C. (2003). Designing Theory And Method Study For Continuously Reinforced Concrete Pavement Structures. *Eastern Asia Society for Transportation Studies. 4*. FUKUOKA: Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement Analysis And Design*. Pearson Education, Inc.
- Jaiswal, H., Ryu, S., Choi, P., Choi, S., Jayawickrama, P., Senadheera, S., . . . Won, M. C. (2012). *Rational use of terminal systems in portland cement concrete pavements*. Texas Tech University.
- Lenz, R. W. (2011). *Pavement Design Guide*. Texas Department of Transportation.
- Little, D. N., & Nair, S. (2009). *Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials*. National Cooperative Highway Research Program.

- Lukefahr, E., Barborak, R., Peterson, G., & Naranjo, A. (2012). Determining CoTE for Concrete. National Concrete Consortium.
- McCullough, B. F. (1965). *A Field Survey And Exploratory Excavation Of Terminal Anchorages Failures on Jointed Concrete Pavement*. The Texas Highway Department Research.
- McCullough, B. F. (1966). *An Evaluation Of Terminal Anchorages Installation On Rigid Pavements*. Highway Design Division Texas Highway Department.
- McCullough, B. F., & Sewell, T. F. (1966). *An Evaluation Of Terminal Anchorages Installation On Rigid Pavements*. Highway Design Division Texas Highway Department.
- McCullough, B., & Moody, E. D. (1993). Prediction of CRCP Terminal Movments. *5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, (pp. 191-200).
- McCullough, B., & Sewell, T. (1964). *Parameters influencing terminal movement on continuously reinforced concrete pavement*. The Texas Highway Department Research.
- Porter, M. L., & Guinn, Jr, R. J. (2002). *Assessment Of Dowel bar Research*. Center for Transportation Research and Education.
- Rasmussen, R. O., Rogers, R., & Ferragut, T. R. (2009). *Continuously reinforced concrete pavement , Design & Construction Guidelines*. Federal Highway Administration , Concrete Reinforcing Steel Institute.
- Roesler, J., & Hiller, J. E. (2013). *Continuously Reinforced Concrete Pavement: Design Using the AASHTOWare Pavement ME Design Procedure*. Washington, DC: U.S Department Of Transportation Federal Highway Administration, Office of Asset Management, Pavement, and Construction.
- Shahin, M. Y. (2005). *Pavement Management For Airports, Roads, And Parking Lots*. Springer.
- Shelby, M., & Ledbetter, w. B. (1962). Experience in Texas with Terminal Anchorage of Concrete Pavement. *41st Annual Meeting of the Highway Research Board*.
- Wesevich, J. W., McCullough, B. F., & Burns, N. H. (1987). *Stabilized Subbase Friction Study for Concrete Pavements*. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Wimsatt, A. J., McCullough, B. F., & Burns, N. H. (1987). *Methods Of Analyzing And Factors Influencing Frictional Effects Of Subbases*. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin.
- Wu, W.-Y., & McCullough, B. F. (1992). *Terminal Movement in Continuously Reinforced Concrete Pavements*. TxDOT.
- Yousefi Darestani, M. (2007). *Response of concrete pavements under moving vehicular loads and enviromental effects*. Centre of Built Enviroment and Engineering Research, Queensland University of Technology.

منبع‌های فارسی

- (۱۳۹۲). دستورالعمل اجرایی و کنترل کیفی روسازی های بتن غلتکی. وزارت راه و شهرسازی، مرکز تحقیقات راه ، مسکن و شهرسازی.
- سروش نیا، س.، & بهشتیان، ن. (۱۳۹۳). کامل ترین مرجع کاربردی ABAQUS نگارنده دانش. طاحونی، ش. (۱۳۹۰). طراحی ساختمانهای بتن مسلح. انتشارات دانشگاه تهران.
- طباطبائی، ا. م. (۱۳۹۰). روسازی راه. مرکز نشر دانشگاهی.

معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها. (۱۳۸۱). آیین نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران نشریه شماره ۲۳۴. سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، معاونت امور پشتیبانی، مرکز مدارک علمی و انتشارات.

مقررات ملی ساختمان ایران. (۱۳۸۹). در مبحث نهم طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه. نشر توسعه ایران.

مقررات ملی ساختمان ایران. (۱۳۸۸). در مبحث نوزدهم صرفه جویی در مصرف انرژی (بخش ساختمان‌های فولادی) (جلد مبحث نوزدهم صرفه جویی در مصرف انرژی (بخش ساختمان‌های فولادی)). نشر توسعه ایران.

وزارت راه و شهرسازی، موسسه قیر و آسفالت ایران پژوهشکده حمل و نقل. (۱۳۹۰). آیین نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران، نشریه شماره ۲۳۴. دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور.

هاس، ر.، هادسن، ر.، & زانیوسکی، ج. پ. (۱۳۹۰). مدیریت نوین روسازی. (م. عامری، مترجم) پژوهشکده حمل و نقل.

پیوست ۱ میانگین‌گیری تنش‌های فشاری از المان‌های لایه زیرین

در جدول زیر σ_1 و σ_2 به ترتیب تنش‌های فشاری لایه زیرین در جلوی تیرک‌های مهاره اول (انتهایی) و دوم و h ارتفاع تیرک مهاره می‌باشد.

$h = 1 m$		$h = 0.75 m$		$h = 0.5 m$		$h = 0.25 m$		المان‌های میانگین گیری شده
σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	
۱/۸۱	۳/۱۲	۱/۸۰	۳/۱۷	۱/۷۹	۳/۱۳	۲/۲۴	۳/۵۱	۱
۰/۸۲	۲/۲۷	۰/۸۴	۲/۳۵	۰/۸۸	۲/۳۵	۱/۲۱	۲/۶۱	۲
۰/۶۵	۲/۱۵	۰/۶۹	۲/۲۳	۰/۷۵	۲/۲۳	۱/۱۱	۲/۵	۳
۰/۴۸	۲/۰۳	۰/۵۳	۲/۱۰	۰/۶۰	۲/۱۰	۰/۹۴	۲/۳۴	۴
۰/۴۰	۲/۰۰	۰/۴۶	۲/۰۷	۰/۵۴	۲/۰۷	۰/۸۹	۲/۳	۵
۰/۳۲	۱/۹۵	۰/۳۹	۲/۰۲	۰/۴۷	۲/۰۱	۰/۸۲	۲/۲۳	۶
۰/۲۸	۱/۹۳	۰/۳۶	۲/۰۰	۰/۴۵	۱/۹۹	۰/۷۹	۲/۲	۷
۰/۲۵	۱/۹۱	۰/۳۲	۱/۹۷	۰/۴۲	۱/۹۶	۰/۷۶	۲/۱۸	۸
۰/۲۳	۱/۹۰	۰/۳۱	۱/۹۷	۰/۴۰	۱/۹۵	۰/۷۵	۲/۱۷	۹
۰/۲۲	۱/۹۰	۰/۳۰	۱/۹۶	۰/۴۰	۱/۹۴	۰/۷۴	۲/۱۶	۱۰
۰/۲۲	۱/۹۰	۰/۳۰	۱/۹۶	۰/۴۰	۱/۹۴	۰/۷۴	۲/۱۶	۱۱
۰/۲۳	۱/۹۰	۰/۳۱	۱/۹۷	۰/۴۰	۱/۹۵	۰/۷۵	۲/۱۷	۱۲
۰/۲۵	۱/۹۱	۰/۳۲	۱/۹۷	۰/۴۲	۱/۹۶	۰/۷۶	۲/۱۸	۱۳
۰/۲۸	۱/۹۳	۰/۳۶	۲/۰۰	۰/۴۵	۱/۹۹	۰/۷۹	۲/۲	۱۴
۰/۳۲	۱/۹۵	۰/۳۹	۲/۰۲	۰/۴۷	۲/۰۱	۰/۸۲	۲/۲۳	۱۵
۰/۴۰	۲/۰۰	۰/۴۶	۲/۰۷	۰/۵۴	۲/۰۷	۰/۸۹	۲/۳	۱۶
۰/۴۸	۲/۰۳	۰/۵۳	۲/۱۰	۰/۶۰	۲/۱۰	۰/۹۴	۲/۳۴	۱۷
۰/۶۵	۲/۱۵	۰/۶۹	۲/۲۳	۰/۷۵	۲/۲۳	۱/۱۱	۲/۵	۱۸
۰/۸۲	۲/۲۷	۰/۸۴	۲/۳۵	۰/۸۸	۲/۳۵	۱/۲۱	۲/۶۱	۱۹
۱/۸۱	۳/۱۲	۱/۸۰	۳/۱۷	۱/۷۹	۳/۱۳	۲/۲۴	۳/۵۱	۲۰
۰/۵۵	۲/۱۲	۰/۶۰	۲/۱۸	۰/۶۷	۲/۱۷	۱/۰۳	۲/۴۲	میانگین

$h = 2 m$		$h = 1.75 m$		$h = 1.5 m$		$h = 1.25 m$		المان‌های میانگین گیری شده
σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_1 (Mpa)	
۱/۶۴	۲/۶۷	۱/۷۰	۲/۸۰	۱/۷۶	۲/۹۱	۱/۸۱	۳/۰۴	۱
۰/۷۳	۱/۸۳	۰/۷۵	۱/۹۴	۰/۷۹	۲/۰۵	۰/۸۲	۲/۱۷	۲
۰/۵۴	۱/۷۲	۰/۵۶	۱/۸۳	۰/۶۰	۱/۹۳	۰/۶۴	۲/۰۵	۳
۰/۳۵	۱/۶۱	۰/۳۸	۱/۷۱	۰/۴۲	۱/۸۱	۰/۴۶	۱/۹۳	۴
۰/۲۶	۱/۵۸	۰/۲۹	۱/۶۹	۰/۳۳	۱/۷۸	۰/۳۸	۱/۹۰	۵
۰/۱۷	۱/۵۴	۰/۲۰	۱/۶۴	۰/۲۴	۱/۷۴	۰/۲۹	۱/۸۵	۶
۰/۱۳	۱/۵۳	۰/۱۶	۱/۶۳	۰/۲۰	۱/۷۲	۰/۲۵	۱/۸۴	۷
۰/۰۹	۱/۵۱	۰/۱۲	۱/۶۱	۰/۱۷	۱/۷۰	۰/۲۱	۱/۸۲	۸
۰/۰۸	۱/۵۰	۰/۱۱	۱/۶۰	۰/۱۵	۱/۷۰	۰/۲۰	۱/۸۱	۹
۰/۰۷	۱/۵۰	۰/۱۰	۱/۶۰	۰/۱۴	۱/۶۹	۰/۱۹	۱/۸۱	۱۰
۰/۰۷	۱/۵۰	۰/۱۰	۱/۶۰	۰/۱۴	۱/۶۹	۰/۱۹	۱/۸۱	۱۱
۰/۰۸	۱/۵۰	۰/۱۱	۱/۶۰	۰/۱۵	۱/۷۰	۰/۲۰	۱/۸۱	۱۲
۰/۰۹	۱/۵۱	۰/۱۲	۱/۶۱	۰/۱۷	۱/۷۰	۰/۲۱	۱/۸۲	۱۳
۰/۱۳	۱/۵۳	۰/۱۶	۱/۶۳	۰/۲۰	۱/۷۲	۰/۲۵	۱/۸۴	۱۴
۰/۱۷	۱/۵۴	۰/۲۰	۱/۶۴	۰/۲۴	۱/۷۴	۰/۲۹	۱/۸۵	۱۵
۰/۲۶	۱/۵۸	۰/۲۹	۱/۶۹	۰/۳۳	۱/۷۸	۰/۳۸	۱/۹۰	۱۶
۰/۳۵	۱/۶۱	۰/۳۸	۱/۷۱	۰/۴۲	۱/۸۱	۰/۴۶	۱/۹۳	۱۷
۰/۵۴	۱/۷۲	۰/۵۶	۱/۸۳	۰/۶۰	۱/۹۳	۰/۶۴	۲/۰۵	۱۸
۰/۷۳	۱/۸۳	۰/۷۵	۱/۹۴	۰/۷۹	۲/۰۵	۰/۸۲	۲/۱۷	۱۹
۱/۶۴	۲/۶۷	۱/۷۰	۲/۸۰	۱/۷۶	۲/۹۱	۱/۸۱	۳/۰۴	۲۰
۰/۴۱	۱/۷۰	۰/۴۴	۱/۸۰	۰/۴۸	۱/۹۰	۰/۵۲	۲/۰۲	میانگین

پیوست ۲ جداول مربوط به محاسبه مقادیر نمودارهای شکل ۴-۲۰

برای محاسبه این بخش از داده‌های جدول ۴-۱۰ استفاده شده است.

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-الف

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۶۹	۲/۷۳	۲/۴۲	۷/۴۵	۱۰/۷۷	۳/۰۶	۰/۲۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۵	۱/۱۷	۱/۱۴	۰/۸۷	۱/۱۲	۰/۹۸	نسبت مقادیر $h = ۰/۲۵$ به مقادیر $h = ۱$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-ب

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۶۹	۲/۱۸	۲/۱۷	۸/۲۱	۹/۵۹	۲/۷۴	۰/۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۵	۰/۹۳	۱/۰۳	۰/۹۶	۰/۹۹	۰/۸۸	نسبت مقادیر $h = ۰/۵$ به مقادیر $h = ۱$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-ج

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۹۳	۲/۲۳	۲/۱۸	۸/۶۷	۹/۷۵	۳/۱۷	۰/۷۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۸	۰/۹۶	۱/۰۳	۱/۰۲	۱/۰۱	۱/۰۱	نسبت مقادیر $h = ۰/۷۵$ به مقادیر $h = ۱$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-د

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۹/۱۰	۲/۳۸۲	۲/۰۲	۸/۲۰	۹/۴۳	۳/۰۴	۱/۲۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۱/۰۰	۱/۰۲	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۸	۰/۹۷	نسبت مقادیر $h = ۱/۲۵$ به مقادیر $h = ۱$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-ه

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۹/۰۰	۲/۳۷۵	۱/۹۰	۷/۸۲	۹/۰۵	۲/۹۱	۱/۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۹	۱/۰۲	۰/۹۰	۰/۹۲	۰/۹۴	۰/۹۳	نسبت مقادیر $h = 1/5$ به مقادیر $h = 1$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-۲ و

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۸۷	۲/۳۶	۱/۸۰	۷/۶۷	۸/۷۲	۲/۸۰	۱/۷۵
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۷	۱/۰۱	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۰	نسبت مقادیر $h = 1/75$ به مقادیر $h = 1$

محاسبات مربوط به شکل ۴-۲۰-۳

EM (mm)	$\varepsilon_{1,2}(tension)$ ($\times 10^{-3}$)	$\sigma_1(mean)$ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	ε_1 ($\times 10^{-3}$)	σ_1 (Mpa)	h (m)
۸/۷۲	۲/۳۰	۱/۷۰	۷/۵۱	۸/۳۵	۲/۶۷	۲
۹/۱۱	۲/۳۳	۲/۱۲	۸/۵۲	۹/۶۵	۳/۱۲	۱
۰/۹۶	۰/۹۹	۰/۸۰	۰/۸۸	۰/۸۶	۰/۸۶	نسبت مقادیر $h = 2$ به مقادیر $h = 1$

پیوست ۳ مشخصات مصالح خاکی براساس سیستم طبقه بندی متحد (AASHTO, (USCS) (2001)

Major Division	Letter	Name	Value as Foundation When Not Subject to Frost Action	Value as Base Directly under Wearing Surface	Potential Frost Action	Compressibility and Expansion	Drainage Characteristics	Compaction Equipment	Unit Dry Weight (pcf)	Field CBR	Subgrade Modulus k (pci)															
Coarse-grained soils	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13													
														GW	Gravel or sandy gravel, well graded	Excellent	Good	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment, steel-wheeled roller	125-140	60-80	300 or more		
														GP	Gravel or sandy gravel, poorly graded	Good to excellent	Poor to fair	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment, steel-wheeled roller	120-130	35-60	300 or more		
														GU	Gravel or sandy gravel, uniformly graded	Good	Poor	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment	115-125	25-50	300 or more		
														GM	Silty gravel or silty sandy gravel	Good to excellent	Fair to good	Slight to medium	Very slight	Fair to poor	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller, close control of moisture	130-145	40-80	300 or more		
														GC	Clayey gravel or clayey sandy gravel	Good	Poor	Slight to medium	Slight	Poor to practically impervious	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller	120-140	20-40	200-300		
														SW	Sand or gravelly sand, well graded	Good	Poor	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment	110-130	20-40	200-300		
														SP	Sand or gravelly sand, poorly graded	Fair to good	Poor to not suitable	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment	105-120	15-25	200-300		
														SU	Sand or gravelly sand, uniformly graded	Fair to good	Not suitable	None to very slight	Almost none	Excellent	Crawler-type tractor, rubber-tired equipment	100-115	10-20	200-300		
														SM	Silty sand or silty gravelly sand	Good	Poor	Slight to high	Very slight	Fair to poor	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller, close control of moisture	120-135	20-40	200-300		
														SC	Clayey sand or clayey gravelly sand	Fair to good	Not suitable	Slight to high	Slight to medium	Poor to practically impervious	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller	105-130	10-20	200-300		
														Fine-grained soils	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
CL	Lean clays, sandy clays, or gravelly clays	Fair to poor	Not suitable	Medium to high	Medium	Practically impervious	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller	100-125	5-15	100-200																
High compressibility LL > 50	OL	Organic silts or lean organic clays	Poor	Not suitable	Medium to high	Medium to high	Poor	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller	90-105	4-8	100-200															
	MH	Micaceous clays or diatomaceous soils	Poor	Not suitable	Medium to very high	High	Fair to poor	Rubber-tired equipment, sheepfoot roller	80-100	4-8	100-200															
Peat and other fibrous organic soils	P _i	Peat, humus, and other	Very poor to not suitable	Not suitable	Slight	Very high	Fair to poor	Compaction not practical	80-105	3-5	50-100															
												OH	Fat organic clays													
Peat and other fibrous organic soils	P _i	Peat, humus, and other	Very poor to not suitable	Not suitable	Slight	Very high	Fair to poor	Compaction not practical	80-105	3-5	50-100															
												CH	Fat clays													

Abstract

The principal concept of this study is to develop one of the restraining methods of Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP) end movement. One of the problems in concrete pavement is existence of transverse joints at the end of concrete slabs. On of this joints are expansion joints that construct for allowing longitudinal movement. Transverse joints cause many problems in concrete pavements like slab edge breaking, load transfer problem in dowel bar, joint sealing failure and etc. So, trying to be done decrease of joint number and width. Joints number problem can be solved using CRCP, but to considering much length of CRCP, end movement under the influence of temperature is much still, and should be considered wider expansion joints. So in this study make an effort for decrease of CRCP end movement and subsequently decrease of joints width.

Effective parameters in reduce of CRCP end movement are friction between concrete slab-sublayer and reinforcing of concrete. But to considering much length of CRCP, mentioned items not much impact in longitudinal movement control. So that, should other methods be used to control concrete pavement movement. These methods are Expansion Joint (EJ), Wide Flang Beam (WF) and Anchor Lug (AL) systems. The first two methods allow slab movement, but AL method restrains and controls pavement movement. According to the aim of study in controlling of end movemen, AL systeme is desirable.

AL systeme consist of anchor lug elements that construct steadily on a pavement. This elements exist inside of the sublayer. During temperature changing, anchor lugs tend to move longitudinally as concrete slab, but sublayer mass reaction force prevents from this movement.

In the past details of lugs was offered based on field experience. In this study by using finite element analysis, analyze AL systeme details and offered good design (based on minimum longitudinal movement) for this restraining systeme in CRCP. Based on analysis results, restraining systeme is good if one of the lugs placed in the end of slab and other lug placed in the nearest place to first lug (considering technical conditions). Also wall height of lugs should be about 0.5 to 1 meter. For decreasing much tension occurred in slab between end lugs, should be increased slab thickness in this place. Considering this assumption, slab and lugs reinforcement details was suggested. Studying compressive strength of sublayer and slab uplift value shows lime stabilized soils have bad conditions in compressive tension, but slab uplift value is not critical.

Keywords: Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP); concrete pavement; concrete pavement end movement control; anchor lug; ABAQUS; thermal loading; finite



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering

**Development a method for expansion and shrinkage
control in Continuously Reinforced Concrete Pavement
(CRCP)**

Written by
Soheil Elahi

Supervisor
Hosein Ghasemzadeh Tehrani

May 2016