

الله الرحمن الرحيم





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک

# معرفی روش جدید در آنالیز تحکیم غیر خطی خاک‌های رسی اشباع

نگارنده: نوید شاملو مقدم

اساتید راهنما:

دکتر امیر بذرافشان مقدم

دکتر مجید عرفانیان اورعی

شهریور ۱۳۹۸



۹۸، ۱۹۹۰  
 شماره:  
 تاریخ: ۹۸، ۷، ۲۸

باسمه تعالی



دانشگاه علمی کاربردی

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

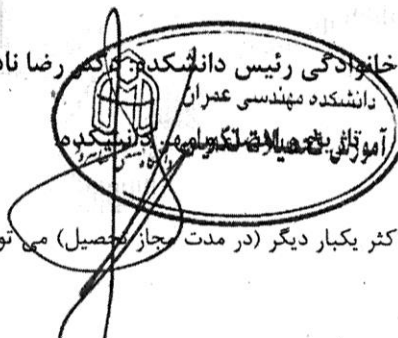
با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای نوید شاملو مقدم با شماره دانشجویی ۹۴۰۹۹۷۴ رشته عمران گرایش ژئوتکنیک تحت عنوان معرفی روش جدید در آنالیز تحکیم غیر خطی خاک های رسی اشباع که در تاریخ ۱۳۹۸/۰۶/۱۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه: ...):  مردود

نوع تحقیق: نظری  عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر امیر بذرافشان مقدم	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر مجید عرفانیان اورعی	استادیار	
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی گلی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر رضا نادری	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر محسن کرامتی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری



تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم به مقدس ترین واژه، پدر، پستوانه تمامی روزهای زندگی ام.

تقدیم به زیباترین واژه، مادر، آرامش، همیشگی قلمم.

و تقدیم به تمام کسانی که در تمام این مرحله از زندگی ام، پستوانه و مشوق راهم

بودند.

# شکر و قدردانی

حال که لطف خداوند شامل حال من گردیده و پایان نامه اینجانب آماده شده لازم می‌دانم مراتب تشکر و قدردانی خود را از اساتید بزرگوار، مشوقین و کمک حالان در این امر بجا آور گرچه میدانم که قادر به جبران زحمات این عزیزان نیستم.

از جناب دکتر بذرافشان مقدم که با صبر و حوصله راهنمای من در درس و زندگی بوده‌اند کمال تشکر را داشته و از خداوند متعال برای ایشان و خانواده محترمشان سلامتی و توفیق روزافزون را مسئلت دارم.

بدون شک هیچ حرکت و موفقیتی بدون دعای خیر پدر و مادر و حمایت‌های بی‌حد ایشان محقق نمی‌گردد. در اینجا لازم میدانم از زحمات و تلاش‌های پدر و مادر بزرگوارم تشکر نموده و برای ایشان از خداوند منان سلامتی و طول عمر با عزت در خواست می‌کنم.

نوید شاملو مقدم

شهریور ۱۳۹۸

# تعمدنامه

اینجانب نوید شاملو مقدم دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران گرایش ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه معرفی روش جدید در آنالیز تحکیم غیر خطی خاک‌های رسی اشباع تحت راهنمایی دکتر امیر بذرافشان مقدم متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان‌نامه 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 پایان‌نامه 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 می‌باشد 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 پایان‌نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه ، در مواردی که از موجود زنده ( یا بافتهای آنها ) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق 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 می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.



# حکیده

بررسی میزان نشست خاک در طول زمان همواره یکی از مسایل مهم در مهندسی عمران می-باشد. در روش کلاسیک (ترزاقی) که از گذشته تا به حال مبنای محاسبات نشست تحکیمی قرار دارد، مقدار نشست تحکیم خاک با فرض ثابت در نظر گرفتن ضریب تحکیم در طول زمان تحکیم و در عمق خاک محاسبه می-شود. در خاک های رسی به علت نفوذپذیری پایین، خروج آب از خاک پس از گذشت مدت زمان طولانی انجام می-پذیرد، در این خصوص برآورد نشست حاصل از تحکیم ضروری می-باشد. در مواردی مقدار نشست نهایی در اثر احداث یک سازه تا ۲ متر در طی چند سال مشاهده شده است. بدیهی است در صورت عدم پیش-بینی، این مقدار موجب خسارات جبران ناپذیری می-گردد. با توجه به طبیعت خاک‌ها و رفتار غیر خطی که از خود نشان می-دهند، مقدار ضریب تحکیم در یک لایه خاک بر خلاف فرض تئوری ترزاقی ثابت نبوده و مقدار آن در طول عمق یک لایه خاکی و در طی زمان ثابت نبوده و دستخوش تغییرات است لذا مقدار واقعی نشست تحکیمی با مقدار بدست آمده از روش کلاسیک متفاوت خواهد بود. در این پژوهش با استفاده از روش ریاضیاتی موجک هار اقدام به حل مساله تحکیم به دو روش خطی (کلاسیک) و غیر خطی گردیده است. روش موجک یکی از روش های جدید حل معادلات دیفرانسیل بوده که کاربرد آن در مهندسی ژئوتکنیک محدود باقی مانده است که یکی از اهداف پژوهش حاضر گسترش این روش و استفاده از آن در مسائل ژئوتکنیکی و برای سهولت حل آن‌ها می-باشد. با توجه به روند حل مساله با روش موجک نسبت به سایر روش‌های حل معادلات دیفرانسیلی، سرعت انجام محاسبات بیشتر شده و روند حل از سهولت بیشتری برخوردار می-باشد. با توجه به تفاوت نتایج به دست آمده از روش کلاسیک و مقدار واقعی نشست تحکیمی، در این پژوهش، معادله تحکیم خاک با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان و عمق حل شده و نتایج آن با حالت حل کلاسیک معادله تحکیم مقایسه گردیده است. نتایج تحلیل فوق نشان می-دهد که مقدار اضافه فشار آب منفذی موجود در خاک در حالت ثابت در نظر گرفتن ضریب تحکیم کمتر از مقادیر واقعی اضافه فشار آب حفره ای موجود در خاک بوده و لذا زمان تحکیم محاسبه شده توسط روش کلاسیک کمتر از زمان واقعی نشست تحکیمی می-باشد. در انتها برای مقایسه و صحت سنجی نتایج، مساله تحکیم در دو حالت خطی (کلاسیک) و غیر خطی (ضریب تحکیم متغیر)، مساله تحکیم با استفاده از روش تفاضلات محدود حل گردیده و درصد اختلاف مقادیر بدست آمده بیان شده است.

**کلمات کلیدی:** تحکیم غیرخطی خاک، موجک هار، ضریب تحکیم متغیر خاک

# فهرست مطالب

ط	فهرست جداول
ک	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: کلیات
۲	۱-۱ مقدمه .....
۶	۱-۲ ساختار پایان نامه .....
۷	فصل ۲: تئوری تحکیم و تحکیم غیر خطی خاک
۸	۱-۲ مقدمه .....
۹	۲-۲ تئوری تحکیم یک بعدی .....
۱۴	۳-۲ مروری بر تحقیقات گذشته .....
۲۱	۴-۲ نحوه تغییرات $C_v$ ، $k$ و $e$ در عمق خاک .....
۲۹	۵-۲ روشهای حل معادله تحکیم خطی .....
۲۹	۱-۵-۲ حل معادله تحکیم با استفاده از سری فوریه .....
۳۲	۲-۵-۲ حل معادله تحکیم یک بعدی ترزاقی به روش تفاضل محدود .....
۳۴	۳-۵-۲ حل معادله تحکیم یک بعدی به روش اجزا محدود .....
۳۵	۶-۲ روشهای حل معادله تحکیم غیرخطی .....
۳۵	۱-۶-۲ مدل دیویس و ریموند .....
۴۰	۲-۶-۲ حل نیمه تحلیلی معادله تحکیمی (مدل ژوانگ) .....
۴۶	۷-۲ آنالیز نتایج تئوریهای موجود .....
۴۷	۱-۷-۲ مقایسه نتایج تئوری ژوانگ با نتایج آزمایشگاهی تحکیم رس .....

### فصل ۳: حل معادلات دیفرانسیلی به روش تبدیل موجکی

۴۹

۱-۳ تبدیل موجکی ..... ۵۰

۱-۱-۳ معرفی توابع موجکی ..... ۵۰

۲-۱-۳ موجک هار و گسسته سازی معادلات ..... ۵۲

۳-۱-۳ روش حل معادلات دیفرانسیلی با استفاده از موجک ..... ۵۳

### فصل ۴ حل معادله تحکیم با استفاده از موجک هار

۵۷

۱-۴ مقدمه ..... ۵۸

۲-۴ حل معادله تحکیم با استفاده از موجک هار ..... ۵۸

۳-۴ نتایج حل عددی معادله تحکیم با استفاده از موجک هار ..... ۶۱

۱-۳-۴ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق ۶۲

۲-۳-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به

عمق ..... ۶۶

۳-۳-۴ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان ۶۹

۴-۳-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به

زمان ..... ۷۲

۴-۴ حل عددی رابطه تحکیم در حالت های مختلف خاک به روش تفاضل محدود ..... ۷۶

۱-۴-۴ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق ۷۶

۲-۴-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به

عمق ..... ۷۹

۳-۴-۴ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان ۸۲

۴-۴-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به

زمان ..... ۸۵

۵-۴ مقایسه نتایج حاصل از دو روش حل ..... ۸۸

فصل ۵ نتیجه گیری

۹۳

۹۴..... ۱-۵ نتیجه گیری

۹۴..... ۲-۵ پیشنهادات

۹۵

مراجع

# فهرست جداول

- جدول ۱-۲ درصد اختلاف مقدار  $U_p$  محاسبه شده در تئوری موجود با تئوری دیویس ..... ۴۶
- جدول ۱-۴ مقادیر ضریب تحکیم محاسبه شده در عمقهای مختلف خاک ..... ۶۲
- جدول ۲-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق) ..... ۶۴
- جدول ۳-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق) ..... ۶۵
- جدول ۴-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق) ..... ۶۷
- جدول ۵-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق) ..... ۶۸
- جدول ۶-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان) ..... ۷۰
- جدول ۷-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان) ..... ۷۱
- جدول ۸-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان) ..... ۷۳
- جدول ۹-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان) ..... ۷۴
- جدول ۱۰-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق) ..... ۷۷
- جدول ۱۱-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق) ..... ۷۸
- جدول ۱۲-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق) ..... ۸۰
- جدول ۱۳-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق) ..... ۸۱
- جدول ۱۴-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان) ..... ۸۳
- جدول ۱۵-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان) ..... ۸۴

جدول ۴-۱۶ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان) ..... ۸۶

جدول ۴-۱۷ مقادیر اضافه فشار آب حفرهای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمانهای مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان) ..... ۸۷

# فهرست اشکال

- شکل ۱-۱ نمونه اثرات مخرب پدیده نشست تحکیمی بر روی سازه‌ها..... ۳
- شکل ۲-۱ انواع مختلف نشست از نظر خرابی‌ها ..... ۴
- شکل ۱-۲ اصول تحکیم: (الف) پروفیل خاک؛ (ب) تغییرات  $\Delta u$  با عمق؛ (ج) تغییرات  $\Delta \sigma'$  با عمق..... ۹
- شکل ۲-۲ لایه رس تحت اثر تحکیم ..... ۱۱
- شکل ۳-۲ المان خاک با حجم  $dx.dy.dz$  در نقطه A ..... ۱۱
- شکل ۴-۲ تغییرات کلی نسبت تخلخل در مقابل تنش موثر و زمان ..... ۱۴
- شکل ۵-۲ نمودار تغییرات نسبت تخلخل در مقابل تنش موثر ..... ۱۶
- شکل ۶-۲ نمودار تغییرات  $C_v$  در مقابل  $\sigma'_v$  ..... ۱۸
- شکل ۷-۲ مقایسه رفتار طبیعی خاک و نتایج بدست آمده از حل معادله ..... ۱۹
- شکل ۸-۲ نحوه تغییرات ضریب نفوذپذیری در مقابل فشار ..... ۲۳
- شکل ۹-۲ مقادیر مختلف نشست در دو حالت نفوذپذیری ثابت و متغیر ..... ۲۴
- شکل ۱۰-۲ نحوه تغییرات نسبت تخلخل در عمق برای خاک فرودگاه چانگی در سنگاپور ..... ۲۵
- شکل ۱۱-۲ مقایسه بین ضرایب تحکیم محاسبه شده و بدست آمده برای رس Ariake در برابر تنشهای موثر عمودی ..... ۲۵
- شکل ۱۲-۲ مقایسه بین ضرایب تحکیم محاسبه شده و بدست آمده برای رس Louiseville در برابر تنشهای موثر عمودی ..... ۲۶
- شکل ۱۳-۲ نحوه تغییرات ضریب تحکیم در عمق خاک تحت تنش موثر مشخص ..... ۲۶
- شکل ۱۴-۲ نحوه تغییرات رابطه (۲-۲۲) از سطح خاک تا عمق ۱۰ متر ..... ۲۷
- شکل ۱۵-۲ نمودار ارتباط کلی بین نسبت تخلخل، تنش موثر و زمان ..... ۲۸
- شکل ۱۶-۲ نحوه تغییرات ضریب تحکیم خاک در طول زمان ..... ۲۸
- شکل ۱۷-۲ انواع تغییرات محتمل  $u_i$  نسبت به عمق در خاک ..... ۳۲
- شکل ۱۸-۲ نحوه المان بندی سطح مورد بررسی یک لایه خاک در روش تفاضل محدود ..... ۳۳
- شکل ۱۹-۲ پروفیل خاک ..... ۴۰
- شکل ۲۰-۲ تقسیم لایه خاک رس به  $n$  لایه ..... ۴۳
- شکل ۲۱-۲ مقایسه حل روش نیمه تحلیلی با منحنی آزمایشگاهی  $U_s - T_v$  برای رس XS ..... ۴۷
- شکل ۲۲-۲ مقایسه حل روش نیمه تحلیلی با منحنی آزمایشگاهی  $U_s - T_v$  برای رس YY ..... ۴۸
- شکل ۱-۳ مقایسه روشهای مختلف تحلیل سیگنالها ..... ۵۱
- شکل ۲-۳ نمودار موجکهای هار برای  $J=2$  ..... ۵۳
- شکل ۳-۳ موجک هار (برای رزولوشن ۲) ..... ۵۴

- شکل ۳-۴ نحوه تعیین ماتریس p ..... ۵۵
- شکل ۴-۱ نحوه المان بندی لایه خاک مورد بررسی برای حل معادله تحکیم ..... ۶۱
- شکل ۴-۲ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با دو طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق ..... ۶۶
- شکل ۴-۳ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با یک طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق ..... ۶۹
- شکل ۴-۴ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با دو طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان ..... ۷۲
- شکل ۴-۵ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با یک طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان ..... ۷۵
- شکل ۴-۶ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق ..... ۸۸
- شکل ۴-۷ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق ..... ۸۹
- شکل ۴-۸ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق ..... ۸۹
- شکل ۴-۹ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق ..... ۹۰
- شکل ۴-۱۰ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان ..... ۹۰
- شکل ۴-۱۱ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان ..... ۹۱
- شکل ۴-۱۲ اختلاف مقادیر بدست از روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان ..... ۹۱
- شکل ۴-۱۳ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان ..... ۹۲



# فصل ۱: کلیات

## ۱-۱ مقدمه

یکی از مسایل مهم در مهندسی مکانیک خاک و پی، پدیده تحکیم است که اگر به طور دقیق ارزیابی و بررسی گردد می‌تواند در پیش‌بینی رفتار خاک به ما کمک کند. تحکیم پدیده‌ای است که در طول آن حجم خاک در اثر اعمال بار کاهش می‌یابد. کاهش حجم خاک نتیجه نزدیک شدن دانه‌های آن به یکدیگر و در هم جمع شدن آن‌ها است. حال اگر خاک اشباع باشد، در اثر فشار، آب موجود در خاک از میان دانه‌های آن خارج می‌شود و حجم کل خاک کاهش می‌یابد. پدیده تحکیم از زمانی آغاز می‌شود که در اثر فشار سربار در خاک، اضافه فشار آب حفره‌ای به وجود می‌آید و تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که این اضافه فشار در اثر زهکشی از بین برود. ساخت یک ساختمان یا هر نوع سازه‌ای روی خاک باعث تحکیم در لایه‌های زیرین خاک می‌شود و در اثر تحکیم، خاک نشست می‌کند. اگر نشست در حد مجاز نباشد عمر مفید سازه کاهش می‌یابد و باعث ایجاد آسیب و خسارت در سازه واقع بر آن می‌شود. نشست پدیده‌ای زمان‌بر بوده و ممکن است بعد از چندین سال به انتها برسد. دلیل این امر، خارج شدن آب از خاک در طول عمل تحکیم می‌باشد. در خاک‌های ریزدانه که نفوذپذیری پایینی نسبت به آب دارند، خروج آب از خاک به کندی صورت می‌گیرد.

مطابق با تعریف ترزاقی (۱۹۴۳)، تحکیم در یک خاک اشباع<sup>۱</sup>، کاهش حجم آب بوسیله زهکشی و بدون جایگزینی آب با هوا، تعریف می‌شود؛ هنگامی که خاک رس اشباع (که دارای ضریب نفوذپذیری پایینی می‌باشد) تحت یک تنش فشاری ناشی از بارگذاری قرار بگیرد، فشار منفذی آب<sup>۲</sup> در خاک به سرعت افزایش می‌یابد. با توجه به نفوذپذیری پایین خاک رس، آب منفذی به تدریج خارج شده و در طی آن شاهد نشست خاک خواهیم بود. [۲]

محاسبه نشست و به شکل خاص آن نشست تحکیمی، از جمله کنترل‌های مهم در حین طراحی انواع شالوده‌های سطحی، نیمه‌عمیق، عمیق و... برای سازه‌هاست. تا کنون محققین زیادی به مطالعه

---

<sup>۱</sup>Saturated soil

<sup>۲</sup> Pore water pressure

نشست تحکیمی و اثرات آن در حالات مختلف بر سازه‌ها پرداخته اند. به طور کلی نشست خاک به دو نوع زیر قابل تقسیم است:

**الف- نشست تحکیم،** که ناشی از کاهش حجم خاک اشباع بر اثر خروج آب داخل منافذ می- باشد.

**ب- نشست آنی،** که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و نیز ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک‌های مرطوب و اشباع بدون هیچگونه تغییری در میزان رطوبت آن‌ها، می‌باشد. تعیین نشست آنی معمولاً مبتنی بر روابط متکی بر تئوری الاستیسیته انجام می‌پذیرد.



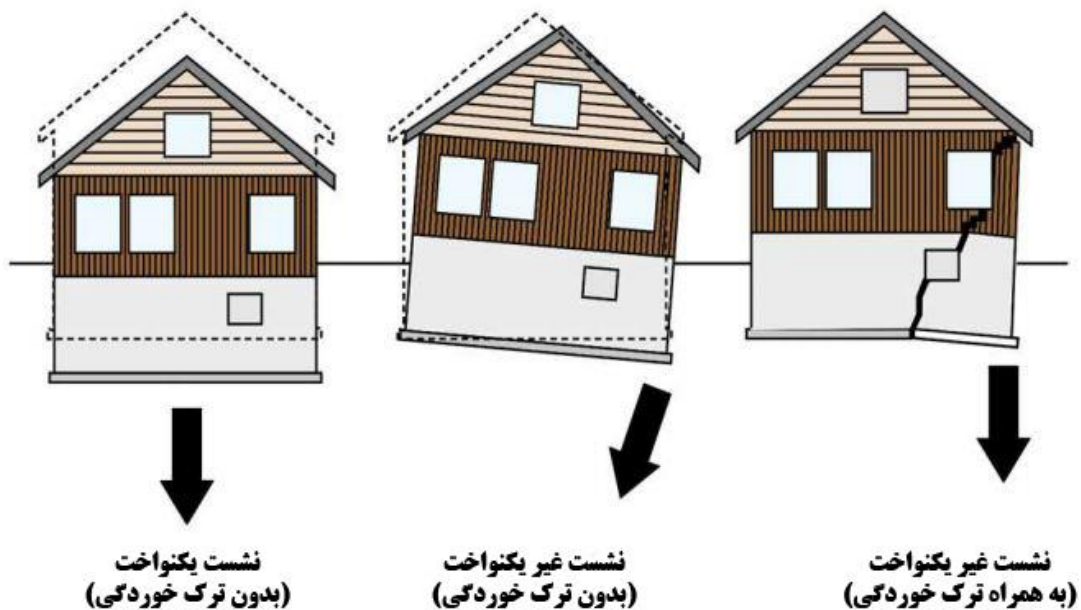
شکل ۱-۱ نمونه اثرات مخرب پدیده نشست تحکیمی بر روی سازه‌ها

همچنین از نظر خرابی‌ها و آثاری که نشست در بناها به وجود می‌آورد به دو گروه زیر تقسیم می‌شود:  
**نشست یکنواخت یا متجانس:** اگر در اثر نشست و تغییر شکل، در تراز زیر پی‌ها هیچ گونه اختلاف نسبی به وجود نیاید یا به عبارت دیگر نشست در همه جا به یک اندازه باشد، آن را نشست یکنواخت می‌گویند.

**نشست غیر یکنواخت یا نامتجانس:** برخلاف حالت قبل، نشست در یک سمت سازه متفاوت با سمت دیگر است. در نتیجه اختلافی در میزان نشست دو قسمت سازه به وجود می‌آید و سبب می‌شود

توضیح تنش در لایه زیرین خاک به هم خورده، سیستم کلاف بندی سازه ساختمان نامتعادل شود. به همین دلیل نشست غیر یکنواخت از اهمیت خاصی برخوردار است.

نشست‌های ساختمانی تابعی از ویژگی‌های خاک، شکل شالوده، بار وارده به پی و مدت زمان اعمال بار به خاک است. پدیده نشست به آهستگی و به تدریج گسترش می‌یابد و خطرات ناشی از آن مانند سیل و زلزله به یکباره آشکار نمی‌شود، لذا آثار و تبعات مخرب آن به تدریج ظاهر شده و ابعاد مختلفی را در بر می‌گیرد در این خصوص برآورد نشست حاصل از تحکیم ضروری می‌باشد. [۳] بدیهی است در صورت عدم پیش‌بینی، این مقدار نشست موجب خسارات جبران‌ناپذیری می‌گردد. قبل از اجرای هر پروژه باید پتانسیل خاک از نظر مقدار و نوع نشست مشخص گردد.



شکل ۱-۲ انواع مختلف نشست از نظر خرابی‌ها

معادله ۱-۱، معادله تحکیم<sup>۱</sup> را نشان می‌دهد: [۲]

<sup>۱</sup> consolidation

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1-1)$$

در این معادله  $C_v$  ضریب تحکیم<sup>۱</sup> بوده که به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2-1)$$

که در آن  $k$  ضریب نفوذپذیری<sup>۲</sup>،  $m_v$  ضریب تغییر حجم<sup>۳</sup> و  $\gamma_w$  وزن مخصوص آب می‌باشد.

با توجه به خارج شدن آب از خاک، مقدار نفوذپذیری خاک با گذشت زمان کاهش می‌یابد که منجر به کاهش مقدار ضریب تحکیم شده و همین امر باعث غیر خطی بودن مساله تحکیم می‌باشد. در گذشته برای سهولت در حل مساله تحکیم، ضریب تحکیم  $C_v$  را ثابت فرض نموده و مساله را به صورت خطی حل میکردند. با گذشت زمان برای نزدیک نمودن حل مساله تحکیم به واقعیت و با به وجود آمدن روش‌های مختلفی از جمله روش اجزا محدود، تبدیل فوریه، تفاضل محدود و..... نسبت به حل مساله غیر خطی تحکیم اقدام گردید.

تئوری موجکی<sup>۴</sup> یکی از روش‌های علم ریاضی است که ایده اصلی آن برگرفته از تبدیل فوریه است. روش موجکی برای تحلیل داده‌های لرزه ای در مطالعات ژئوفیزیک اکتشاف نفت استفاده می‌گردد است. طی سال‌های اخیر تحلیل موجکی کاربرد زیادی در مسائل مهندسی زلزله پیدا کرده است اما با این حال کاربرد آن در مهندسی ژئوتکنیک و ژئوتکنیک لرزه ای بسیار محدود باقی مانده است.

در این پژوهش با عنایت به متغیر بودن ضریب  $C_v$  در طول زمان تحکیم، ابتدا نحوه تغییرات ضریب تحکیم در طول زمان و همچنین تغییرات آن در عمق خاک را بدست آورده و سپس معادله

---

<sup>۱</sup> Coefficient of consolidation

<sup>۲</sup> Coefficient of permeability

<sup>۳</sup> coefficient of volume compressibility

<sup>۴</sup> Wavelet method

تحکیم به صورت غیر خطی با استفاده از روش تبدیل موجک هار<sup>۱</sup> حل شده و نتایج آن با نتایج بدست آمده از روش تفاضلات محدود<sup>۲</sup> مقایسه گردیده است.

## ۱-۲ ساختار پایان نامه

در فصل اول کلیات بحث تحکیم و غیرخطی بودن پارامترهای موثر در معادله تحکیم و ضرورت انجام تحقیق بیان شده است.

در فصل دوم نحوه به وجود آمدن تئوری تحکیم خطی و تاریخچه ی حل مساله تحکیم به صورت خطی و غیر خطی و نحوه تغییرات ضریب تحکیم و نفوذپذیری در طول تحکیم بررسی می شود.

در فصل سوم روش موجک به طور کامل توضیح داده شده و روش حل معادلات دیفرانسیلی به روش موجک ارائه گردیده است.

در فصل چهارم، با استفاده از روش موجک نسبت به حل مساله تحکیم به صورت خطی و غیر خطی اقدام می گردد. در ادامه نتایج حاصل از حل خطی و غیر خطی معادله تحکیم به روش موجک ارائه شده است و برای مقایسه و صحت سنجی نتایج بدست آمده، این بار معادله تحکیم به صورت خطی و غیر خطی به روش تفاضلات محدود حل گردیده است.

در انتها و در فصل پنجم نتیجه گیری و مقایسه نتایج بدست آمده از روش موجک و روش تفاضلات محدود بیان شده و مزیت های این روش بر سایر روش های ریاضی بیان گردیده است.

---

<sup>۱</sup> Haar wavelet method

<sup>۲</sup> Finite difference method

# فصل ۲: سوری حکیم و حکیم غیر خطی خاک

## ۱-۲ مقدمه

برای درک بهتر مفاهیم پایه ای تحکیم، یک لایه خاک رس به ضخامت  $H_t$  که زیر سطح آب زیرزمینی و بین دو لایه ماسه نفوذ پذیر واقع شده در نظر بگیرید (شکل ۱-۲). اگر یک سربار معادل  $\Delta\sigma$  روی سطح زمین در مساحت زیاد اعمال شود، فشار آب منفذی موجود در لایه رس افزایش خواهد یافت. برای بار وارد شده در یک سطح زیاد، افزایش ناگهانی فشار آب منفذی یا  $\Delta u$ ، برای تمامی عمق‌های لایه رس برابر مقدار افزایش یافته تنش کلی است بنابراین:

$$\Delta u = \Delta\sigma \quad (1-2)$$

با توجه به این که تنش کل برابر مجموع تنش موثر و فشار آب حفره ای است، در تمامی اعماق لایه خاک رس، افزایش تنش موثر تحت بارگذاری انجام شده (به سرعت بعد از اعمال بار) برابر صفر می‌باشد ( $\Delta\sigma' = 0$ ). در زمان  $t=0$  تنش ورودی وارد شده در تمامی اعماق رس توسط فشار آب منفذی گرفته شده و هیچ تنشی به جسم جامد خاک وارد نمی‌شود.

بعد از بارگذاری (در زمان  $t > 0$ ) آب موجود در فضای خالی در لایه خاک رس فشرده شده و به سمت لایه ماسه دارای نفوذپذیری بالا حرکت می‌کند که منجر به کاهش اضافه فشار آب حفره ای می‌شود. این موضوع باعث افزایش تنش موثر به مقدار ثابت می‌شود.

با توجه به مقدار  $\Delta\sigma$  که از رابطه  $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$  بدست می‌آید.

در زمان  $t > 0$  مقادیر  $\Delta\sigma'$  و  $\Delta u$  به صورت زیر می‌باشند:

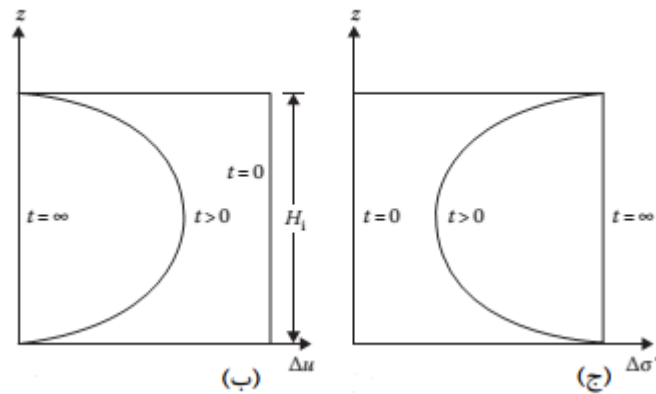
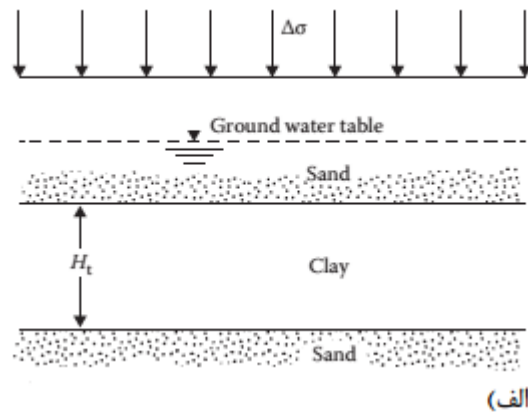
$$\Delta\sigma' > 0 \quad \text{و} \quad \Delta u < \Delta\sigma$$

در زمان  $t = \infty$ ، اضافه فشار آب حفره ای در تمامی اعماق در رس با توجه به زهکشی تدریجی

از بین می‌رود. بنابراین در  $t = \infty$

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma \quad \text{و} \quad \Delta u = 0$$





شکل ۱-۲ اصول تحکیم: (الف) پروفیل خاک؛ (ب) تغییرات  $\Delta u$  با عمق؛ (ج) تغییرات  $\Delta \sigma'$  با عمق [۲]

این افزایش تدریجی تنش موثر در لایه رس در هنگام اعمال بار به صورت نشست خود را نشان میدهد که وابسته به زمان بوده و یکی از مراحل تحکیم خاک می باشد. [۱]

## ۲-۲ تئوری تحکیم یک بعدی

تئوری تحکیم یک بعدی با توجه به زمان برای اولین بار توسط ترزاقی (۱۹۲۵) معرفی شد.

فرضیات ترزاقی برای رسیدن به معادله ریاضی تحکیم به صورت زیر می باشد [۴]:

۱- لایه خاک رس همگن<sup>۱</sup> است.

۲- لایه خاک رس اشباع<sup>۲</sup> می باشد.

۳- تراکم لایه های خاک فقط ناشی از تغییر حجم حاصل از خروج آب از فضاها می باشد.

<sup>۱</sup> homogeneous

<sup>۲</sup> saturation

۴- کرنش‌ها بینهایت کوچک‌اند. المانی به ابعاد  $dx$ ،  $dy$  و  $dz$  همان پاسخ المانی به ابعاد  $x$ ،  $y$  و  $z$  را دارد.

۵- جریان یک بعدی است.

۶- قانون دارسی<sup>۱</sup> در مورد حرکت آب در خاک صادق است.

۷- تغییر شکل خاک فقط در امتداد بار دیده می‌شود.

۸- ضریب تحکیم ( $C_v$ ) در طی عمل تحکیم ثابت می‌ماند.

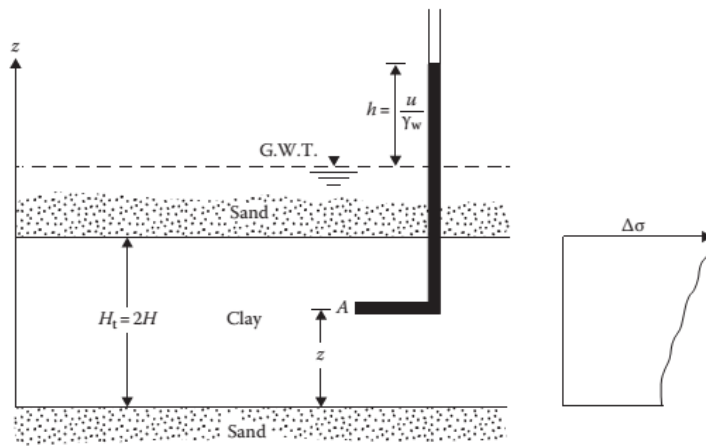
۹- تغییرات نسبت تخلخل بر حسب فشار، خطی است.

با توجه به فرضیاتی که توضیح داده شد، همانگونه که در شکل ۲-۲ نشان داده شده است یک لایه خاک رس با ضخامت  $H_f$  در نظر بگیرید. این لایه خاک بین دو لایه خاک ماسه‌ای با نفوذپذیری بسیار بالا واقع گردیده است. هنگامی که رس تحت افزایش فشار عمودی قرار می‌گیرد،  $\Delta\sigma$ ، فشار آب حفره‌ای در هر نقطه‌ای مانند  $A$ ، افزایش می‌یابد.

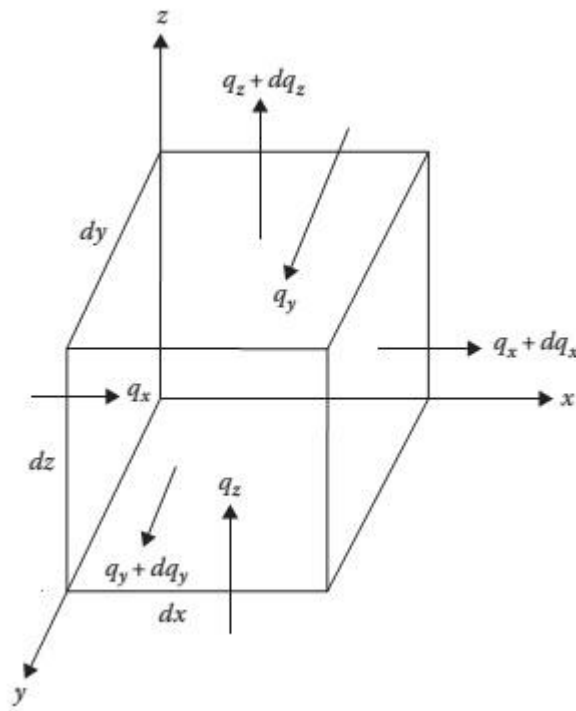
یک المان خاک با حجم  $dx dy dz$  در نقطه  $A$  در نظر بگیرید. (شکل ۲-۳) با توجه به تحکیم یک بعدی، جریان آب در درون المان خاک و خارج آن در یک جهت می‌باشد. (جهت  $Z$ ) این بدان معناست که مقادیر  $q_x$ ،  $q_y$ ،  $q_x$  و  $dq_x$  و  $dq_y$  در شکل ۲-۳ برابر صفر می‌باشند، بنابر این مقدار جریان در داخل و خارج المان خاک می‌تواند با استفاده از رابطه زیر بدست آید. [۲] بنابراین:

$$(q_z + dq_z) - q_z = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2-2)$$

<sup>۱</sup> Darcy's law



شکل ۲-۲ لایه رس تحت اثر تحکیم [۱]



شکل ۳-۲ المان خاک با حجم  $dx \cdot dy \cdot dz$  در نقطه A [۱]

که در آن:

$$V = dx \cdot dy \cdot dz$$

(۳-۲)

با توجه به قانون داریسی، در المان نشان داده شده در شکل (۳-۲) داریم:

$$q_z = k_z i_z A_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (4-2)$$

$$q_z + dq_z = k_z \left( \frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy \quad (5-2)$$

با جایگذاری سمت راست معادلات (4-2) و (5-2) در رابطه (2-2) داریم:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (6-2)$$

که در آن  $k$  ضریب نفوذپذیری می باشد. با توجه به:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad (7-2)$$

در این رابطه  $\gamma_w$  وزن واحد آب می باشد. با جایگذاری رابطه (7-2) در معادله (6-2) و ساده سازی

آن داریم:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (8-2)$$

در طول تحکیم، نرخ تغییرات حجم برابر نرخ تغییرات حجم فضاهای خالی می باشد. بنابراین:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (9-2)$$

که  $V_v$  حجم فضاهای خالی در المان خاک را نشان می دهد.

$$V_v = eV_s \quad (10-2)$$

در این رابطه حجم دانه های جامد المان خاک را که مقداری ثابت می باشد را نشان می دهد،

همچنین  $e$  نسبت تخلخل<sup>۱</sup> را بیان می کند.

بنابر این:

<sup>۱</sup> Void ratio

$$\frac{\partial V}{\partial t} = V_s \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{dx \, dy \, dz}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (11-2)$$

با جایگذاری رابطه بالا در معادله (۸-۲) معادله زیر بدست می‌آید:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (12-2)$$

تغییرات در نسبت تخلخل،  $\partial e$ ، در جهت افزایش تنش موثر صورت می‌گیرد؛ با توجه به این که رابطه آن‌ها خطی می‌باشد، بنابراین:

$$\partial e = -a_v (\Delta \sigma') \quad (13-2)$$

در این رابطه  $a_v$  ضریب قابلیت فشردگی می‌باشد. با توجه به این که افزایش تنش موثر در مقابل کاهش اضافه فشار آب حفره ای،  $\partial u$ ، صورت می‌گیرد، بنابراین:

$$\partial e = a_v \partial u \quad (14-2)$$

ادغام دو رابطه (۱۲-۲) و (۱۴-۲) رابطه زیر را نتیجه می‌دهد:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} = m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (15-2)$$

که در آن  $m_v$ ، ضریب تغییر حجم بوده و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (16-2)$$

و یا:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (17-2)$$

در این رابطه  $C_v$ ، ضریب تحکیم نامیده می‌شود و از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد: [۲]

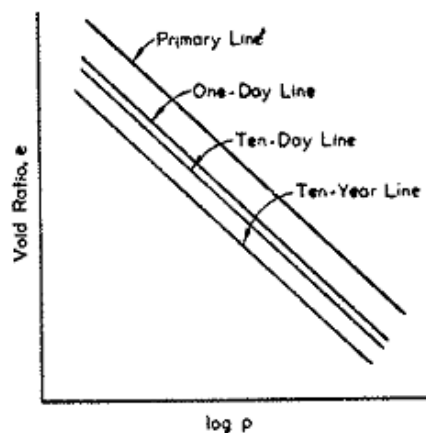
$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (18-2)$$

## ۲-۳ مروری بر تحقیقات گذشته

قبل از ارائه تئوری تحکیم مرسوم توسط ترزاقی در ۱۹۲۳، کوشش‌های فراوانی برای رسیدن به راه حل‌هایی برای مساله تحکیم با در نظر گرفتن فرضیات واقع بینانه انجام شد که بعضی از این تلاش‌ها باعث جلوگیری از محدودیت‌هایی در نظریه ترزاقی شده است. [۱] ترزاقی با استفاده از این فعالیت‌ها برای اولین بار نظریه تحکیم خود را همان‌گونه که در فصل اول توضیح داده شد ارائه نمود.

با توجه به ثابت در نظر گرفته شدن ضریب نفوذپذیری ( $k$ ) که منجر به ثابت در نظر گرفتن ضریب تحکیم ( $C_v$ ) می‌شود، معادله تحکیم به صورت خطی بوده و با توجه به اینکه در واقعیت تغییرات ضریب تحکیم با توجه به متغیر بودن مقادیر ضریب نفوذپذیری، به صورت غیر خطی می‌باشد؛ مطالعات متعددی برای گسترش دادن مساله تحکیم و نزدیک کردن آن به واقعیت انجام شده است که در ادامه به آن می‌پردازیم.

Taylor در سال ۱۹۴۲ با روشن ساختن تفاوت بین رفتار خاک آزمایشگاهی و رفتار مورد انتظار از معادله تحکیم، پیشرفت بزرگی در فهم و درک تحکیم ارائه نمود و اولین مدل برای تغییرات کلی نسبت تخلخل در مقابل تنش موثر و زمان را ارائه کرد (شکل ۲-۴). [۵]



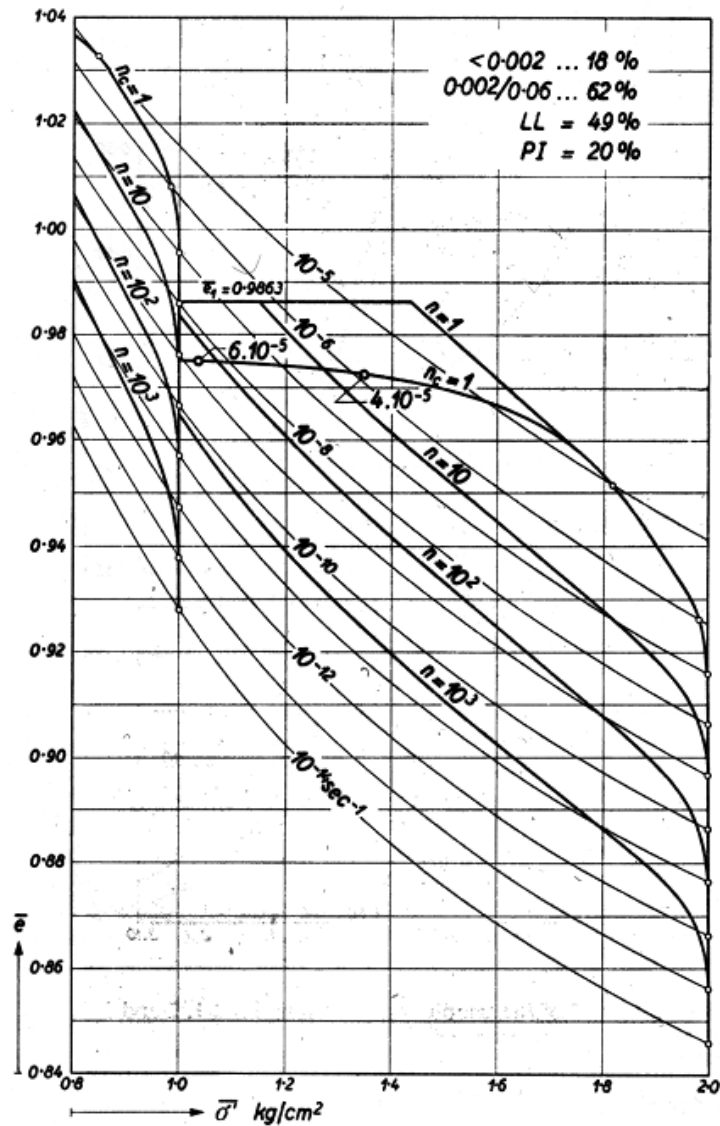
شکل ۲-۴ تغییرات کلی نسبت تخلخل در مقابل تنش موثر و زمان [۶]

یک مدل کلی، هنگامی که رابطه نسبت تخلخل و فشار موثر به صورت مداوم با درجه تغییر شکل تغییر می کند توسط skudje در سال ۱۹۵۷ ارائه شد. در این مدل هیچ تفاوتی در طبیعت بین تراکم اولیه و ثانویه در اثر تاخیر هیدرودینامیکی وجود ندارد (شکل ۲-۵). [۷]

با توجه به ثابت نبودن مقدار ضریب تحکیم در طول فرایند تحکیم خاک، در ادامه پژوهشگران زیادی تحقیقات خود را روی رفتار غیر خطی خاک با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر با استفاده از روش های گوناگون انجام دادند.

در سال ۱۹۶۵، Davis و همکاران [۸] اولین کسانی بودند که اقدام به ارائه راه حل برای مساله غیر خطی تحکیم یک بعدی نمودند. در نظریه دیویس یک فرض اساسی وجود داشت که بر اساس آن تغییرات ضریب نفوذپذیری و ضریب شکل پذیری در یک خاک حین عمل تحکیم یکسان می باشد بنا- براین  $\frac{C_c}{C_k} = 1$ . در ادامه با دنبال نمودن رویکرد Xie، Davis و همکاران [۹]، در سال ۲۰۰۴ اقدام به حل مساله تحکیم یک بعدی خاک های رس همگن اشباع تحت کرنش های بزرگ نمودند.

با توجه به پژوهش های Schiffman and Gibson، Schiffman و Davis and Raymond در سال های ۱۹۵۸، ۱۹۶۴ و ۱۹۶۵، واضح است که در طول تحکیم خاک، ضریب تغییر حجم  $m_v$  و ضریب نفوذپذیری  $k_v$  ثابت نیستند، و مقادیر آنها با افزایش بارگذاری کاهش می یابد و شروعی برای حل مساله و گسترش معادله تحکیم به صورت غیر خطی گردید. [۱]



شکل ۵-۲ نمودار تغییرات نسبت تخلخل در مقابل تنش موثر [۶]

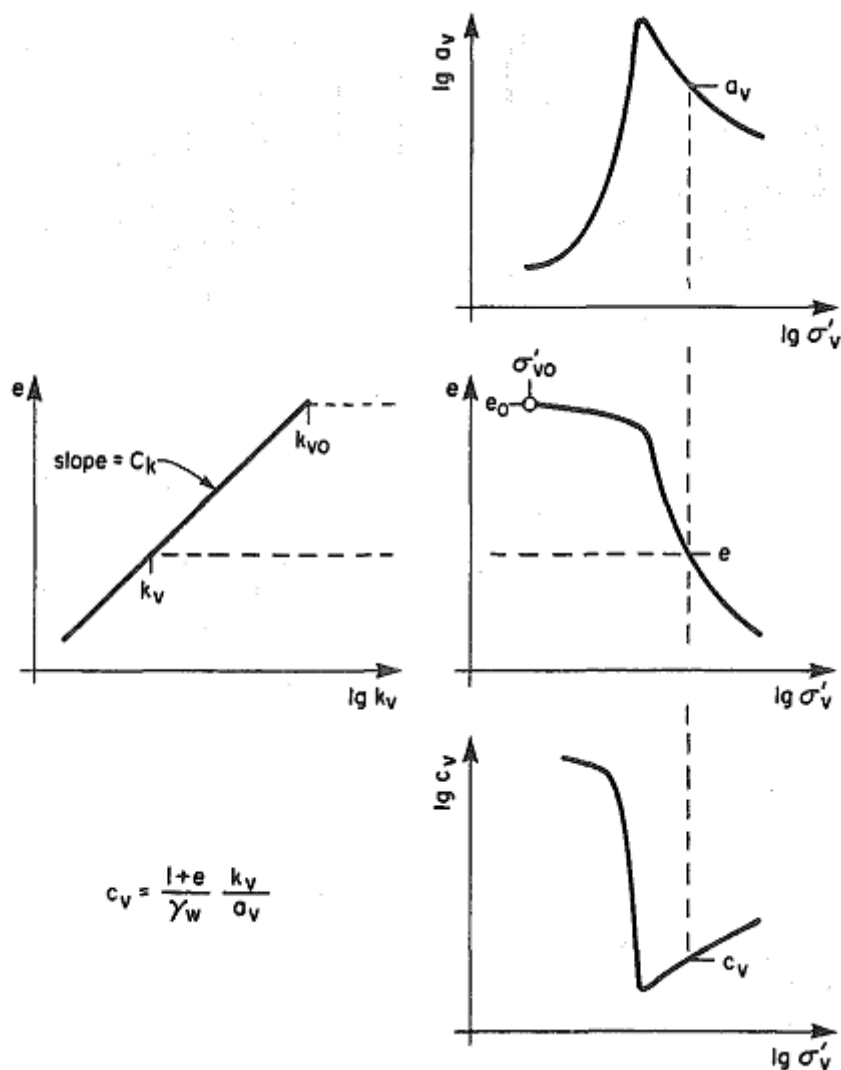
Gibson و همکارانش در سال ۱۹۶۷ با بیان اینکه تمامی پژوهش‌های صورت گرفته برای رسیدن به تئوری کلاسیک با در نظر گرفتن متغیر بودن تراکم‌پذیری و نفوذپذیری در طول تحکیم تا به آن روز توسط (Richart(۱۹۵۷)، Lo(۱۹۶۰)، Davis and Raymond(۱۹۶۵)، Barden, Janbu(۱۹۶۵) and Berry(۱۹۶۵)) با فرض کوچک بودن کرنش‌ها صورت گرفته، تحقیقات خود را با فرض کرنش بزرگ و تراکم و نفوذپذیری غیرخطی پردازش کردند. آن‌ها با انجام این تحقیق کمی از کاستی‌های مطالعات قبل خود را کاهش دادند و نشان دادند که نسبت تخلخل یک مقدار ویژه است. [۵]



تئوری‌های محاسباتی تحکیم برای مدل‌های مختلف رئولوژیکی با تلاش برای ترکیب مقادیر نفوذپذیری، تراکم‌پذیری و خزش توسط (Tan(۱۹۵۷)، McNabb(۱۹۶۰)، Wahls(۱۹۶۲) و (Garlanger(۱۹۷۲) و تئوری‌های تحکیم سه بعدی توسط (Biot(۱۹۴۱-۱۹۵۶) و Tan(۱۹۵۷) انجام گرفت. [۶]

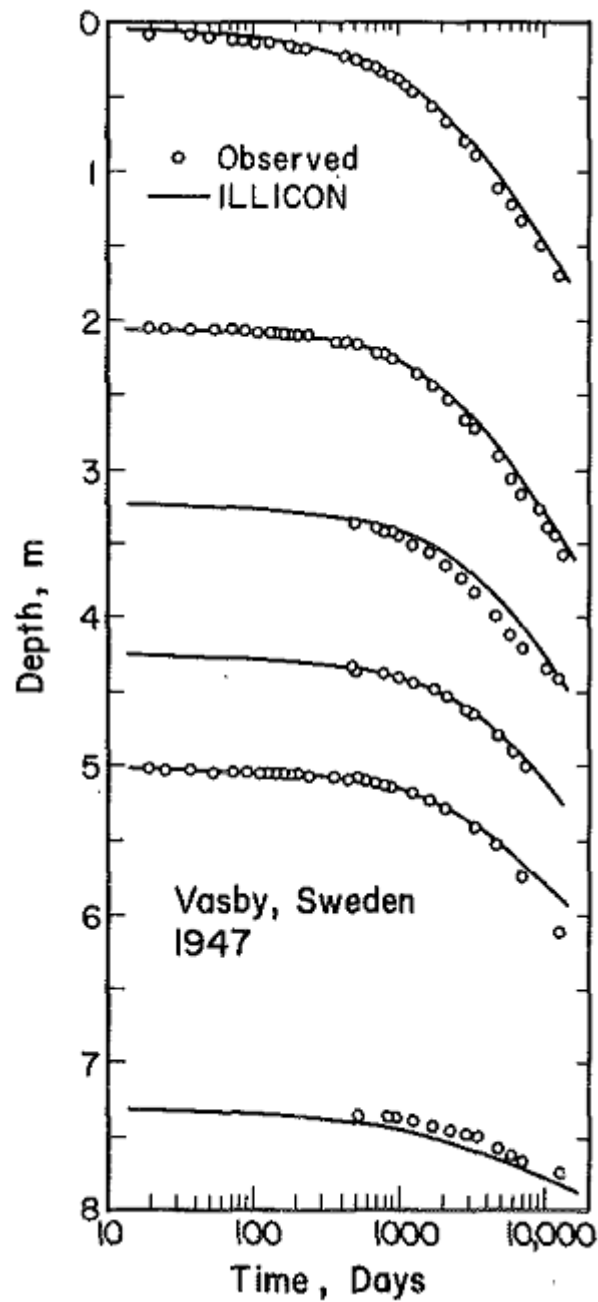
Mesri and Rokhsar در سال ۱۹۷۴ تئوری تحکیم یک بعدی با تغییر شکل‌های بزرگ برای خاک‌های عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته و یا خاک‌های پیر با در نظر گرفتن تغییرات تراکم-پذیری و نفوذپذیری در طول تحکیم بررسی نمودند. با توجه به تحقیقات آن‌ها، کاهش مقدار تراکم-پذیری در طول تحکیم باعث تاثیر روی میزان تغییرات درصد تراکم و از بین رفتن اضافه فشار آب حفره ای می‌گردد، در حالی که نفوذپذیری تاثیر کمتری از این تغییرات می‌گیرد. همچنین بیان نمودند که بخشی از فشار آب منفذی برابر با نسبت فشار بحرانی در زمان سریعی از بین می‌رود و فشار منفذی باقی مانده با سرعت کمتری از بین می‌رود. [۱۰]

Mesri and Tavenas در ۱۹۸۳ تحقیقاتی را در ارتباط با نحوه تغییرات ضریب تحکیم  $C_v$  انجام دادند. آن‌ها بیان نمودند که برای درک ارتباط بین ضریب نفوذپذیری و نسبت تخلخل، باید به رابطه ی خطی بین  $e$  و  $\log k_v$  توجه نمود. نتایج بدست آمده توسط آن‌ها در شکل ۲-۶ خلاصه می‌گردد. [۱۱]



شکل ۶-۲ نمودار تغییرات  $C_v$  در مقابل  $\sigma'_v$  [۱۱]

Mesri and Choi در ۱۹۸۵ با در نظر گرفتن متغیر بودن پارامترهای خاک نسبت به عمق، معادله تحکیم را حل نمودند و نتایج آن را با نتایج به دست آمده از آزمایش روی دو نوع خاک رس طبیعی مقایسه کردند (شکل ۷-۲) و مشاهده کردند که رفتار خاک طبیعی مشابه رفتار مورد انتظار از حل غیر خطی معادله می‌باشد. [۱۲]



شکل ۷-۲ مقایسه رفتار طبیعی خاک و نتایج بدست آمده از حل معادله [۱۲]

Juarez-Badillo در سال ۱۹۸۶ راه حلی را برای مدل غیر خطی با در نظر گرفتن مقادیر تراکم-

پذیری و نفوذپذیری و ضرایب تحکیم ارائه نمود. [۱]

در سال ۱۹۷۸، Basak and Madhav، مساله تحکیم ماسه زهکشی شده با در نظر گرفتن مقادیر

تراکم‌پذیری و نفوذپذیری را بررسی کردند. [۱]

فعالیت‌های Li و همکارانش در سالهای ۱۹۹۹ و ۲۰۰۰ و Xie و همکارانش در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۳، راه‌حلهایی را با در نظر گرفتن خاصیت غیرخطی خاک و خواص خاک‌های لایه‌ای برای گسترش دادن تئوری تحکیم ارائه نمود. [۱]

همچنین Lekha و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۰۳ مساله تحکیم را با در نظر گرفتن ضریب نفوذ-پذیری و ضریب فشردگی بررسی نمودند.

در سال ۲۰۰۴، Zhuang و همکارانش یک روش نیمه‌تحلیلی برای حل معادله تحکیم با حذف فرضیات در نظر گرفته ترازقی و فرض متغیر بودن نفوذپذیری و تراکم‌پذیری انجام دادند. آن‌ها با انجام آزمایش روی نمونه نتایج بدست آمده از حل نیمه‌تحلیلی را به صورت زیر بیان کردند:

۱- هنگامی که نسبت  $\frac{C_c}{C_k}$  کوچکتر از یک و همانگونه که آزمایش نشان داد برابر  $0.518$  در نظر

گرفته شود، درجه تحکیم کمتر از مقدار بدست آمده از معادله بدون در نظر گرفتن شرایط غیرخطی خاک بدست می‌آید. هنگامی که  $\frac{C_c}{C_k}$  برابر یک باشد، تفاوت آن‌ها ناچیز می‌باشد.

۲- روش نیمه‌تحلیلی یک روش مناسب برای حل مسایل دشوار تحکیم با مقادیر متغیر تراکم‌پذیری و نفوذپذیری می‌باشد

۳- سیستم پیشرفته تحکیم GDS، یک روش مناسب برای پیش بینی رفتار خاک رس می‌باشد.

[۱]

در سال ۲۰۱۳، Guo Yong Zheng و همکارانش نسبت به حل مساله غیر خطی تحکیم با استفاده از روش تفاضل مربعات اقدام نمودند. روش تفاضل مربعات (DQ) همانند روش تفاضل محدود با دقت بالا می‌تواند به حل عددی درستی برای معادلات دیفرانسیلی با تعداد نقاط کمتری دست یابد. آن‌ها با اعمال از روش تفاضل مربعات بر روی معادله غیر خطی تحکیم یک بعدی و شرایط مرزی معادله را حل نمودند. روش تفاضل مربعات می‌تواند بر روی تحکیم رس نرم اجرا گردد و می‌تواند نتایج بهتری را با استفاده از نقاط کمتری نتیجه دهد. [۱۴]

Yadong Zhou و همکارانش در سال ۲۰۱۳ با استفاده از روش تفاضل محدود، مساله غیر خطی تحکیم را بررسی نمودند. آن‌ها با اعلام اینکه در کرنش‌های کوچک، خواص خاک اعم از نفوذپذیری، ضریب تحکیم و... ثابت در نظر گرفته می‌شوند که این فرضیات درست نمی‌باشد، تحقیقات خود را روی تحکیم الکترو-اسموتیک که منجر به کرنش‌های بزرگ می‌گردد، انجام دادند. آن‌ها با ساختن یک مدل یک بعدی تحکیم الکترو-اسموتیک با کرنش زیاد، نتایج بدست آمده از این مدل و حل معادله تحکیم غیر خطی با روش تفاضل محدود روی این مدل، صحت اعتبار خود را ارزیابی نمودند. [۱۵]

در سال ۲۰۱۴ و ۲۰۱۶، Huang و همکارانش [۱۶] و brandenburg [۱۷] به ترتیب از اجزا محدود و تفاضل محدود برای حل تحکیم یک بعدی غیر خطی که شامل تحکیم ثانویه می‌شد، استفاده نموده‌اند.

Wang و همکاران [۱۸] نیز یک راه حل نیمه تحلیلی برای مساله یک بعدی تحکیم بر روی خاک‌های ویسکوالاستیک اشباع شده ارائه نموده است.

در مجموع هدف از انجام این پژوهش‌ها را می‌توان در سه بخش زیر خلاصه کرد:

- ۱- مدل‌سازی غیر خطی این پدیده که در آن از نتایج آزمایشگاهی مناسب برای توصیف مشخصات مصالح استفاده شده است.
- ۲- مدل‌سازی عددی مساله با استفاده از اندازه‌گیری‌های در دسترس برای مشخص ساختن شرایط اولیه و مرزی مساله.
- ۳- ارائه روش مناسب برای حل عددی مساله در چارچوب دو مورد قبلی.

## ۲-۴ نحوه تغییرات $C_v$ ، $k$ و $e$ در عمق خاک

تئوری تحکیم به طور کلی بر روی خاک‌های ریز دانه مانند لای و رس بررسی می‌گردد. به این دلیل که آب در یک خاک اشباع می‌تواند در تمامی جهات حرکت کند، مساله تحکیم به طور ذاتی به

صورت سه بعدی به وجود می‌آید. اگرچه در بسیاری از مکان‌ها، آب به دلیل پهنه‌ی وسیع افقی خاک نمی‌تواند به صورت افقی حرکت کند. بنابراین حرکت جریان آب را به صورت عمودی یا یک بعدی در نظر می‌گیرند. بنابراین مساله تحکیم نیز به دلیل حرکت عمودی آب به صورت یک‌بعدی و در جهت قائم بررسی می‌گردد.

ترزاقی با توجه به این مورد و با در نظر گرفتن فرضیاتی، تئوری خود را بیان نمود. یکی از فرضیات اساسی تئوری ترزاقی، ثابت در نظر گرفتن ضریب تحکیم یا  $C_v$  در طول زمان تحکیم است. همان‌گونه که مشخص است مساله تحکیم با کاهش نسبت تخلخل که باعث کاهش مقدار نفوذپذیری می‌گردد همراه است. کاهش مقدار ضریب نفوذپذیری در طول نرخ زمان نشست و فشار آب منفذی نیاز به محاسبه دارد. در سال ۲۰۰۲، Assis و Cavalcante تاثیر گرادیان نفوذپذیری در طول زمان ساخت سد را نشان دادند. در طول حالت هیدرولیکی، دو مکانیزم بر روی نفوذپذیری تاثیر می‌گذارند: تفکیک هیدرولیکی و تحکیم در طی مراحل ساخت سد. این مکانیزم‌ها تاثیر قابل ملاحظه ای روی توزیع نفوذپذیری در طول پرکردن و در نتیجه روی رفتار سد دارند.

درصد نشست و درصد از بین رفتن فشار آب منفذی به طور دقیق با توجه به میزان نفوذپذیری کنترل می‌گردید. نتایج آزمایشگاهی و نتایج تست در محل نشان می‌دهد که نفوذپذیری در طول بارگذاری و تحکیم تغییر می‌کند. فرمول گفته شده توسط Taylor در سال ۱۹۴۸ و گسترش یافته توسط Tavenas و همکاران در سال ۱۹۸۳ می‌تواند برای تخمین میزان تغییرات نفوذپذیری استفاده شود:

$$k = k_0 \cdot 10^{\left[ \frac{(e - e_0)}{c_k} \right]} \quad (19-2)$$

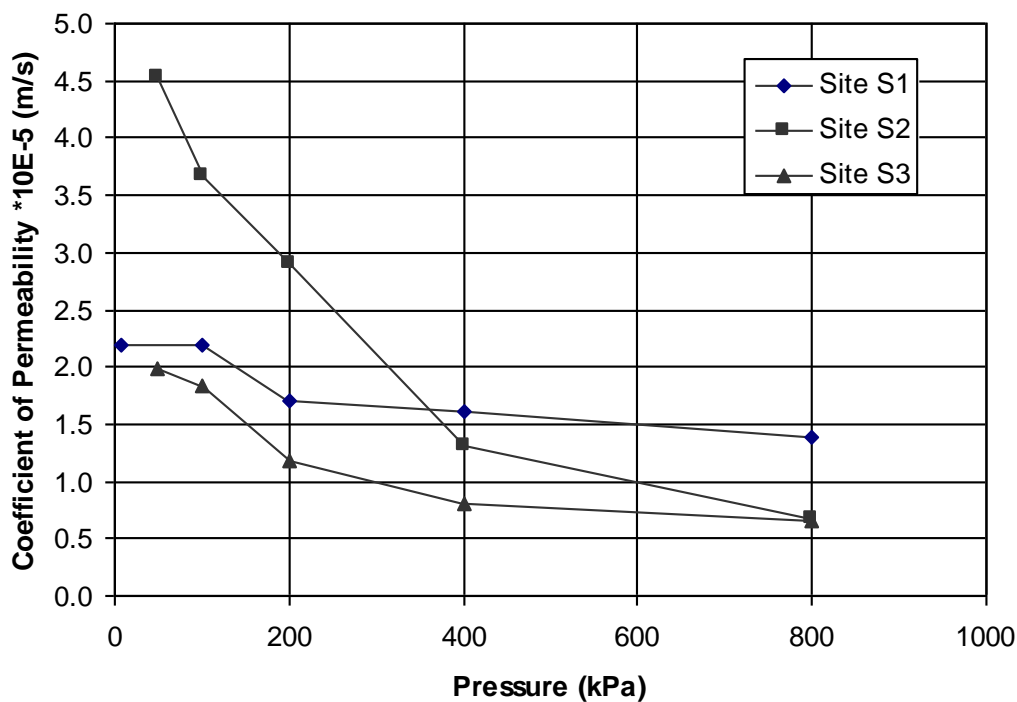
$$c_k = 0.5e_0 \quad (20-2)$$

با آزمایش بر روی سه نمونه خاک شهر بغداد توسط Mohammed Y. Fattah و همکارانش در سال ۲۰۱۲، و با اندازه گیری  $c_v$  در هر بار افزایش بار با روش کاساگرانده و با توجه به تغییرات ضریب

تغییر حجم،  $m_v$ ، مطالعات خود را برای نحوه تغییرات  $c_v$  و  $m_v$  انجام دادند. سپس با استفاده از رابطه زیر مقدار ضریب نفوذپذیری را محاسبه نمودند. [۱۹]

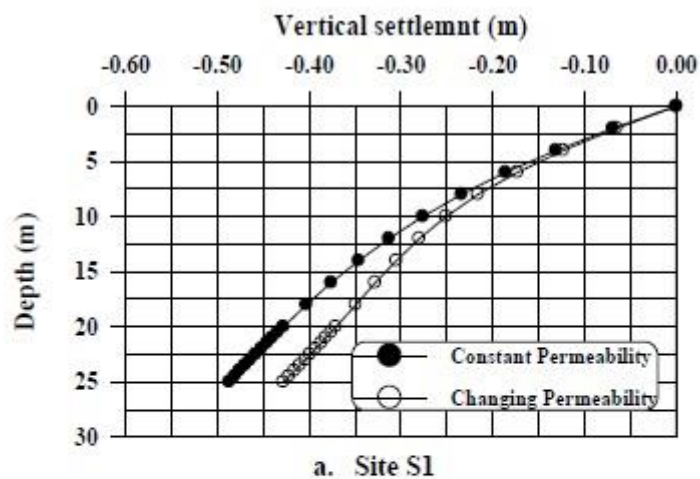
$$k = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w \quad (2-21)$$

رابطه بین فشار اعمالی و نفوذپذیری برای هر نمونه در شکل ۲-۸ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل مشخص است با افزایش تنش موثر در هر سه نمونه خاک میزان نفوذپذیری کاهش میابد.

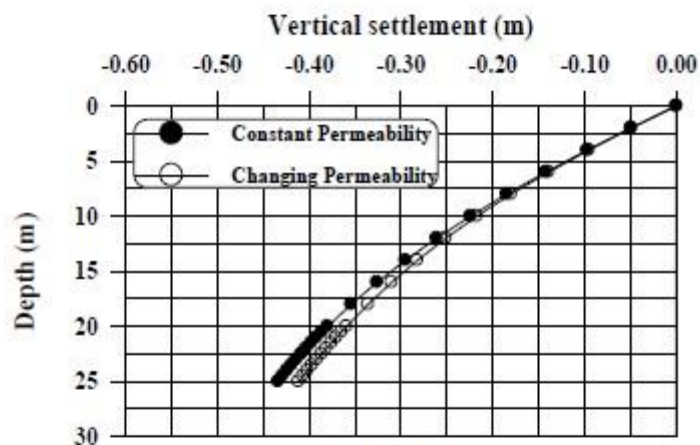


شکل ۲-۸ نحوه تغییرات ضریب نفوذپذیری در مقابل فشار [۱۹]

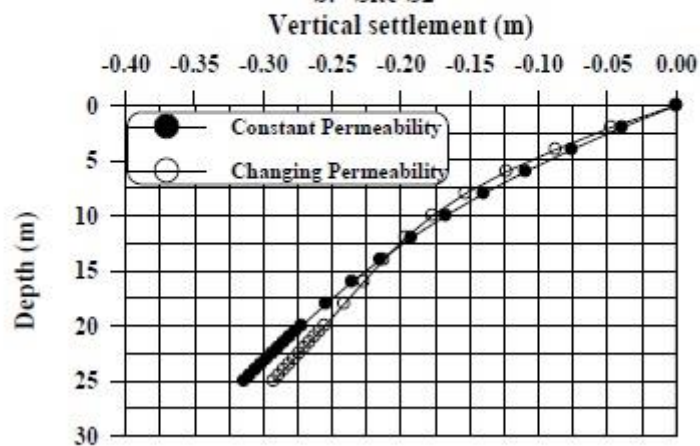
آن‌ها با انجام دو نمونه آزمایش، یکی با ثابت در نظر گرفتن ضریب نفوذپذیری و دیگری با متغیر در نظر گرفتن آن نتایج حاصل را به صورت زیر بیان نمودند. شکل ۲-۹ مقایسه بین میزان نشست بعد از ۱۰۰۰ روز برای هر سه خاک در دو حالت ثابت و متغیر در نظر گرفتن ضریب نفوذپذیری اختلاف محاسباتی بدست آمده را نشان می‌دهد. [۱۹]



a. Site S1



b. Site S2



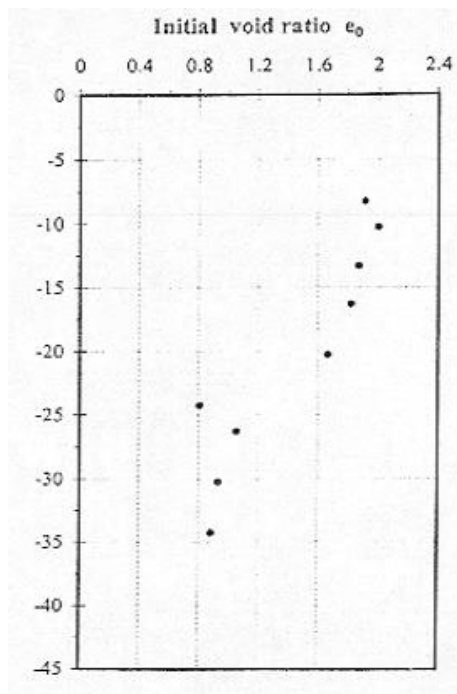
c. Site S3

شکل ۹-۲ مقادیر مختلف نشست در دو حالت نفوذپذیری ثابت و متغیر [۱۹]



Ayub Khan و همکارانش نمودار میزان تغییرات نسبت تخلخل در عمق برای خاک فرودگاه

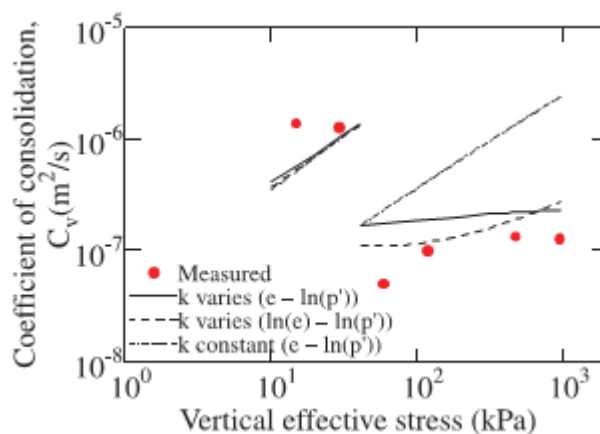
چانگی در سنگاپور به صورت زیر منتشر نمودند. [۲۰]



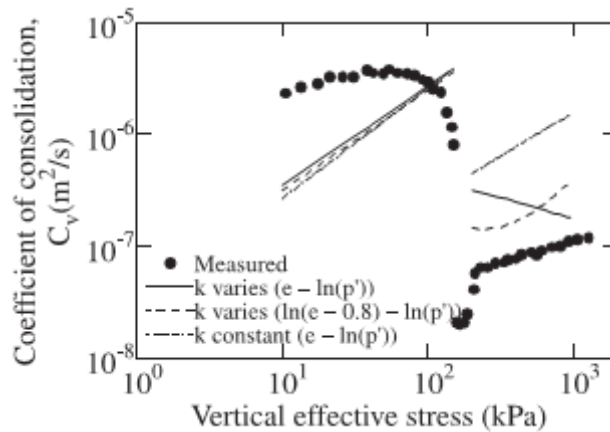
شکل ۲-۱۰ نحوه تغییرات نسبت تخلخل در عمق برای خاک فرودگاه چانگی در سنگاپور [۲۰]

Chai و همکارانش با مطالعه روی رفتار تحکیمی و تراکم‌پذیری خاک‌های رس طبیعی در حال

ساخت نمودار تغییرات ضریب تحکیم در برابر تنش‌های موثر عمودی به صورت زیر ارائه کردند. [۲۱]

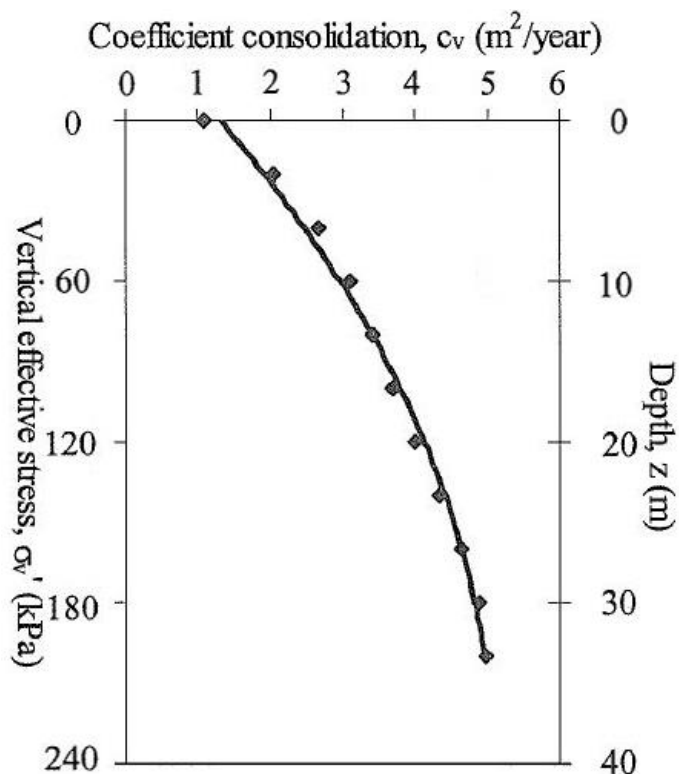


شکل ۲-۱۱ مقایسه بین ضرایب تحکیم محاسبه شده و بدست آمده برای رس Ariake در برابر تنشهای موثر عمودی [۲۱]



شکل ۲-۱۲ مقایسه بین ضرایب تحکیم محاسبه شده و بدست آمده برای رس Louiseville در برابر تنشهای موثر عمودی [۲۱]

House و همکارانش در سال ۲۰۰۱ با انجام آزمایش نفوذ بر روی چند نمونه خاک، نمودار تغییرات ضریب تحکیم در عمق خاک را به صورت زیر گزارش نمودند. [۲۲]

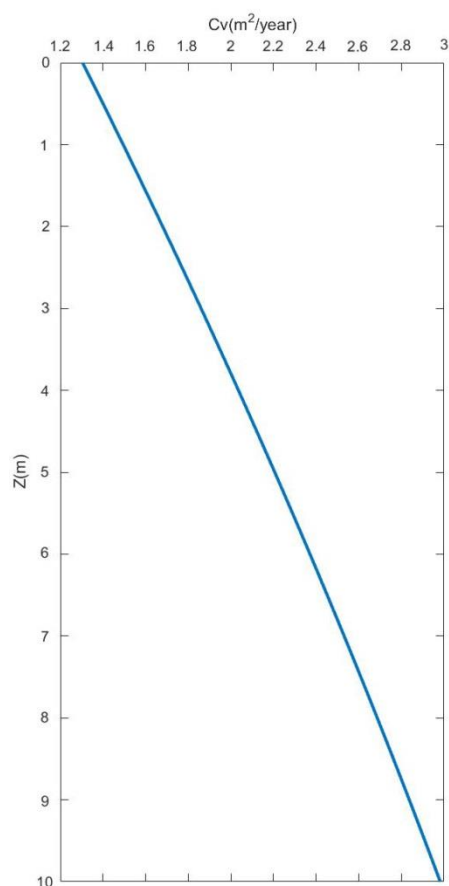


شکل ۲-۱۳ نحوه تغییرات ضریب تحکیم در عمق خاک تحت تنش موثر مشخص [۲۲]

همانطور که در نمودار مشخص است مقدار ضریب تحکیم با افزایش عمق افزایش یافته و تغییرات آن از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

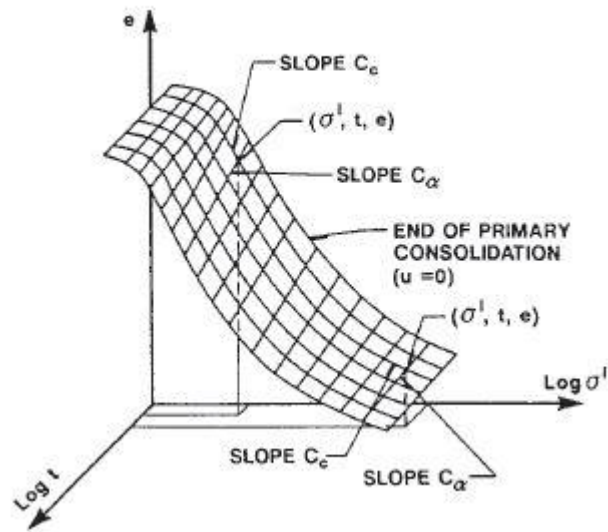
$$C_v = -0.0025H^2 + 0.1928H + 1.3044 \quad (22-2)$$

شکل (۲-۱۴) نحوه تغییرات ضریب تحکیم خاک بدست آمده از رابطه (۲-۲۲) را تا عمق ۱۰ متر از سطح زمین نشان می‌دهد.



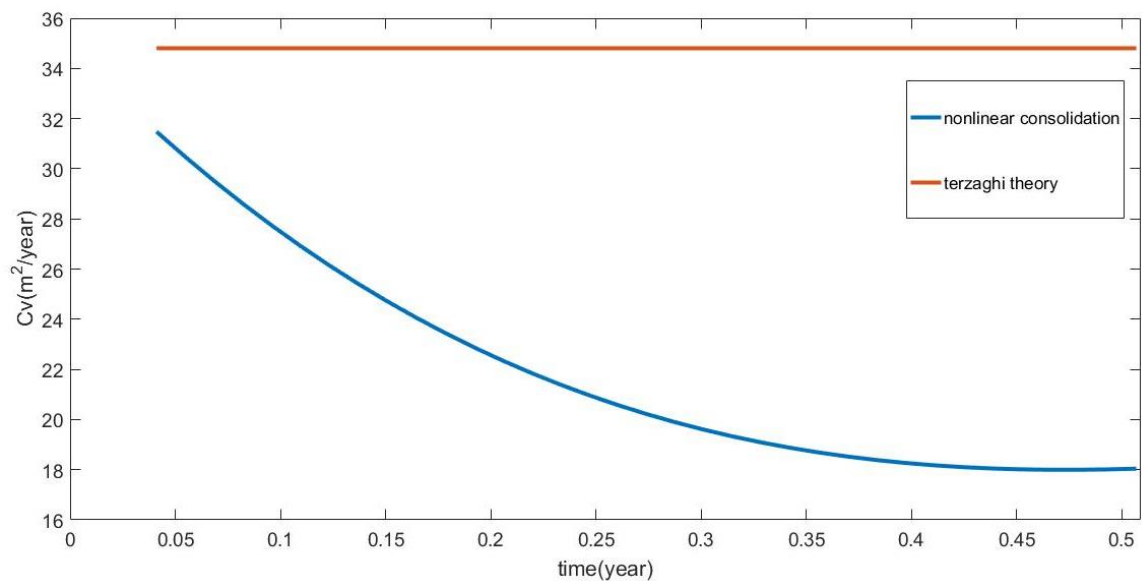
شکل ۲-۱۴ نحوه تغییرات رابطه (۲-۲۲) از سطح خاک تا عمق ۱۰ متر

Godlewski و Mesri در سال ۱۹۷۷ نموداری را بر مبنای رابطه بین نسب تخلخل، تنش موثر و زمان به صورت شکل ۲-۱۵ ارائه نمودند. بر مبنای این نمودار، با افزایش زمان و با افزایش تنش موثر در خاک، مقدار نسبت تخلخل کاهش می‌یابد. [۲۳]



شکل ۲-۱۵ نمودار ارتباط کلی بین نسبت تخلخل، تنش موثر و زمان [۲۳]

در سال ۲۰۰۷ نادر عباسی و همکارانش تحقیقاتی را بر روی تحکیم غیر خطی خاک با استفاده از دستگاه تحکیم هیدرولیکی انجام دادند و نحوه تغییرات ضریب تحکیم خاک در طول زمان را به صورت زیر ارائه نمودند. [۲۴]



شکل ۲-۱۶ نحوه تغییرات ضریب تحکیم خاک در طول زمان [۲۴]

با توجه به نمودار فوق نحوه ی تغییرات ضریب تحکیم در گذشت زمان با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$C_v = 17.34 * e^{-7.09*t} + 18.38 \quad (23-2)$$

در این رابطه مقدار  $t$  بر حسب سال و ضریب تحکیم بر حسب  $\frac{m^2}{year}$  می باشد.

همان طور که در مطالعات موردی بالا مشاهده می شود، مقدار ضریب تحکیم، نفوذپذیری و نسبت تخلخل در طول تحکیم کاهش پیدا می کند و در طی انجام تحکیم ثابت نمی باشد، این مساله با فرض آخر تئوری ترزاقی مبنی بر ثابت در نظر گرفتن ضریب تحکیم در طول فرایند تحکیم همخوانی نداشته و باعث به وجود آمدن تئوریهای غیر خطی تحکیم می گردد. مبنای انجام این پژوهش نیز، متغیر بودن ضریب تحکیم  $C_v$  در طی مراحل عمل تحکیم می باشد.

## ۲-۵ روشهای حل معادله تحکیم خطی

### ۲-۵-۱ حل معادله تحکیم با استفاده از سری فوریه

رابطه (۲-۱۷) معادله پایه تئوری تحکیم ترزاقی بوده و می تواند با شرایط مرزی مناسب حل شود. برای حل معادله،  $u$  به صورت حاصل ضرب دو تابع، که یکی بر حسب  $z$  و دیگری بر حسب  $t$ ، در نظر گرفته می شود:

$$u = F(z)G(t) \quad (24-2)$$

بنابر این:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \frac{\partial}{\partial t} G(t) = F(z)G'(t) \quad (25-2)$$

و

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z)G(t) = F''(z)G(t) \quad (26-2)$$

از معادلات (۲-۱۷)، (۲-۲۵) و (۲-۲۶) داریم:

$$F(z)G'(t) = C_v F''(z)G(t)$$

یا

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)} \quad (2-27)$$

سمت راست معادله (۲-۲۷) یک تابع بر حسب  $Z$  می باشد که وابسته به  $t$  است؛ سمت چپ معادله نیز یک تابع بر حسب متغیر  $t$  و وابسته به  $Z$  می باشد. بنابراین مقدار آن ها باید ثابت و برابر  $B^2$  باشد، پس داریم:

$$F''(z) = -B^2 F(z) \quad (2-28)$$

یک راه حل برای معادله (۲-۲۸) از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz \quad (2-29)$$

که در آن  $A_1$  و  $A_2$  مقدار ثابتی دارند.

همچنین سمت راست معادله (۲-۲۷) را می توان به صورت زیر نوشت:

$$G'(t) = -B^2 C_v G(t) \quad (2-30)$$

حل معادله (۲-۳۰) به صورت زیر می باشد:

$$G(t) = A_3 \exp(-B^2 C_v t) \quad (2-31)$$

مقدار  $A_3$  نیز ثابت می باشد. با ادغام سه معادله (۲-۲۴)، (۲-۲۹) و (۲-۳۱) داریم:

$$\begin{aligned} u &= (A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz) A_3 \exp(-B^2 C_v t) \\ &= (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \exp(-B^2 C_v t) \end{aligned} \quad (2-32)$$

در این معادله:

$$A_4 = A_1 A_3 \quad (2-33)$$

$$A_5 = A_2 A_3 \quad (2-34)$$

ثابت های معادله (۲-۳۲) را می توان با اعمال شرایط مرزی در معادله محاسبه نمود. شرایط مرزی

معادله به صورت زیر می باشند:

۱- در زمان  $t = 0$ ،  $u = u_i$  (اضافه فشار آب حفره ای در هر عمقی)

۲- در  $z = 0$ ،  $u = 0$

۳- در  $z = H$ ،  $u = 0$

به یاد داشته باشید که  $H$  برابر بزرگترین طول مسیر زهکشی است. در این مورد، چون لایه خاک رس ما در بین دو لایه نفوذپذیر قرار گرفته (بالا و پایین آن)، مقدار  $H$  برابر نصف ضخامت لایه رس (  $H_i$  ) می باشد.

شرط مرزی دوم نشان می دهد که  $A_4 = 0$  و از شرط سوم مرزی در می یابیم که:

$$2BH = n\pi \quad \text{یا} \quad A_5 \sin 2BH = 0$$

در این معادله  $n$  عدد صحیح می باشد. با توجه به معادله قبل، یک جواب کلی برای معادله (۲-)

(۳۱) از رابطه زیر بدست می آید.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (۳۵-۲)$$

که در آن  $T_v$  فاکتور زمان<sup>۱</sup> نامیده شده و بدون بعد بوده و برابر مقدار  $C_v t / H^2$  می باشد.

برای ارضا شرط مرزی اول، باید مقادیر  $A_n$  را به صورت زیر بدست بیاوریم:

$$u_i = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \quad (۳۶-۲)$$

معادله (۳۶-۲) یک سری فوریه سینوسی است و  $A_n$  می تواند از طریق زیر حساب گردد:

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \quad (۳۷-۲)$$

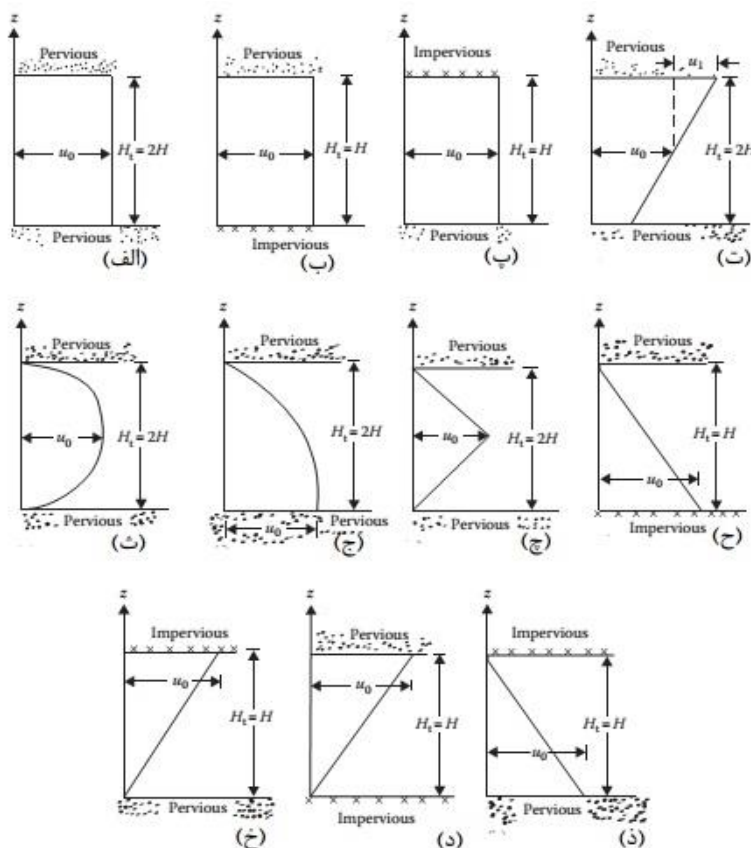
با ادغام معادلات (۳۵-۲) و (۳۷-۲) داریم:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left( \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (۳۸-۲)$$

<sup>۱</sup> Time factor

تا به حال هیچ مدلی برای تغییرات  $u_i$  در عمق برای یک لایه رسی به وجود نیامده است. بعضی از

انواع ممکن تغییرات  $u_i$  در شکل ۲-۱۷ نمایش داده شده است. [۲]



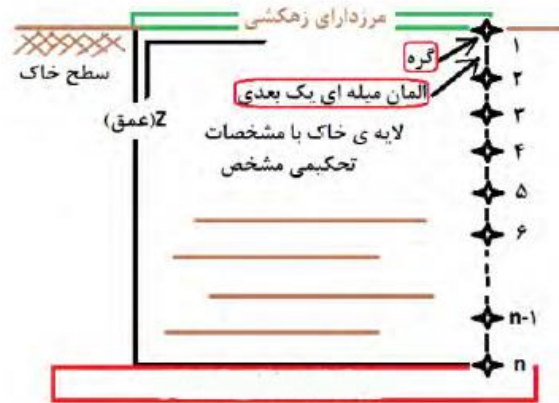
شکل ۲-۱۷ انواع تغییرات محتمل  $u_i$  نسبت به عمق در خاک [۲]

## ۲-۵-۲ حل معادله تحکیم یک بعدی ترزاقی به روش تفاضل محدود

برای حل تفاضل محدود معادله ی تحکیم (رابطه ۲-۱۷) از جایگزینی مشتقات جزئی موجود در معادله با بسط‌های سری تیلور استفاده می‌کنیم به طوری که در این روش، هدف یافتن مقدار اضافه فشار آب حفره ای  $u$  در نقاط مشخصی از عمق  $z$  از لایه ی خاک و زمان  $t$  است. در روش‌های تفاضل محدود ابتدا سطح مورد نظر تحت نشست تحکیمی را، به گره‌هایی تقسیم می‌کنند. (شکل ۲-۱۸) برای مشخص کردن مختصات هر گره در مش تفاضل محدود از حروف نمادین  $(i, j)$  استفاده می‌کنند. حرف



i برای محور عمق Z و حرف j برای محور زمان t. نقطه‌ای نظیر a در سطحی که نشست تحکیمی آن مورد بررسی است با مختصات  $a(i, j)$  و جواب معادله ی تحکیم در این نقطه با  $u_{(i,j)}$  مشخص می-گردد.



شکل ۱۸-۲ نحوه المان بندی سطح مورد بررسی یک لایه خاک در روش تفاضل محدود [۲۵]

مطابق این روش، رابطه ۱-۱ به صورت زیر قابل تجزیه شدن می‌باشد.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} \quad (۳۹-۲)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u_{i+1}^n - 2u_i^n + u_{i-1}^n}{\Delta z^2} \quad (۴۰-۲)$$

با جایگذاری روابط فوق در رابطه (۱-۱)، معادله تحکیم به صورت زیر تغییر میکند.

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = C_v \frac{u_{i+1}^n - 2u_i^n + u_{i-1}^n}{\Delta z^2} \quad (۴۱-۲)$$

که برای ساده تر شدن و حل رابطه، معادله به صورت کلی به شکل زیر قابل بیان می‌باشد.

$$u_i^{n+1} - u_i^n = \frac{C_v \cdot \Delta t}{\Delta z^2} (u_{i+1}^n - 2u_i^n + u_{i-1}^n) + u_i^n \quad (۴۲-۲)$$

با قرار دادن روابط معادله‌های مشتقات جزئی در رابطه ی تحکیم و صرف نظر از جملات با توان

بالای بسط تیلور داریم:

$$u(z, t) = u_{(i,j+1)} = u_{(i,j)} + \frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (u_{(i-1,j)} - 2u_{(i,j)} + u_{(i+1,j)}) \quad (۴۳-۲)$$

در این رابطه کلیه جملاتی که در زمان  $t$  نوشته شده اند با اندیس  $j$  معلوم می‌باشند و تنها

جمله‌ی  $u_{(i,j+1)}$  مجهول است. این روش موقعی همگراست که  $\frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2} < 0.5$  باشد، از این رو مقدار

$\Delta t$  خیلی کوچک انتخاب می‌گردد و این ایراد عمده‌ی روش صریح تفاضلات محدود است. زیرا با

انتخاب  $\Delta t$  خیلی کوچک، زمان محاسبات و در نتیجه آن هزینه محاسبات بالا می‌رود. [۲۵]

در فصل چهارم با توجه به شرایط مرزی متفاوت ممکن برای یک لایه خاک رسی، اقدام به حل به

صورت مجزا برای هر شرط مرزی شده است و نتایج عددی آن برای مقایسه با نتایج بدست آمده از

روش موجک به صورت نمودار و جدول آورده شده است.

لازم به ذکر است که المان‌بندی خاک برای حل مساله مطابق با شکل ۴-۱ می‌باشد.

## ۲-۵-۳ حل معادله تحکیم یک بعدی به روش اجزا محدود

برای حل اجزاء محدود معادله‌ی تحکیم یک بعدی ترزاقی، معادله زیر را با فرض عدم وجود

هرگونه چشمه (ورودی) یا چاهی (خروجی) در سیستم مسئله حل خواهیم نمود. معادله‌ی

FEM معادله تحکیم یک بعدی ترزاقی (یک معادله‌ی مرتبه‌ی اول) به صورت زیر بیان می‌گردد.

$$([M_m] + \theta \Delta t [K_c]) \{\phi\}_1 = ([M_m] - (1-\theta) \Delta t [K_c]) \{\phi\}_0 \quad (۴۴-۲)$$

که در این رابطه،  $[K_c]$  ماتریس هدایت المانی و  $[M_m]$  ماتریس جرم المانی است. این دو

ماتریس به ماتریس‌های کلی متناظر خود سرهم بندی می‌گردند.  $\theta$  فراسنج وزنی انتگرال گیری

زمانی، که در حل صریح  $\theta = 0$  و در حل ضمنی (غیر صریح)  $\theta = 1$  است،  $\{\phi\}_0$  و  $\{\phi\}_1$  به ترتیب

مقادیر اضافه فشارهای منفذی مجهول محاسباتی در یک گام قبل و یک گام بعد محاسبه هستند. حل

مسئله‌ی تحکیم را از نوع غیر کوپل (ناهم بسته) در نظر می‌گیریم، به طوری که گسسته‌سازی در

حوزه‌های زمان و مکان مستقل از هم هستند. برای حل از روش ضمنی یا غیر صریح  $\theta$ -method با

در نظر گرفتن  $\theta = 0.5$  استفاده می‌کنیم. شرح روابط این روش در کتب مرجع مختلف اجزاء محدود به تفصیل آمده است. در همین روش، زمانی که  $\theta = 0$  در نظر گرفته شود، حل از نوع صریح خواهد بود. ماتریس‌های سختی و جرم المان‌های یک بعدی میله‌ای استفاده شده در این تحقیق به ترتیب در روابط زیر معرفی شده‌اند.

$$[k^e] = [K_c] \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (45-2)$$

$$[m^e] = [M_m] = \frac{\rho AL}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (46-2)$$

که در این دو رابطه  $L$  طول المان (جزء) میله‌ای،  $E$  مدول ارتجاعی المان،  $\rho$  چگالی جرمی المان و  $A$  سطح مقطع المان میله‌ای می‌باشد. [۲۵]

## ۶-۲ روشهای حل معادله تحکیم غیر خطی

### ۱-۶-۲ مدل دیویس و ریموند

با توجه به رابطه‌ی بین  $e$  و  $\log p$ ، در سال ۱۹۶۵، دیویس و ریموند با فرض ثابت بودن نسبت  $\frac{k_v}{m_v}$  و  $C_v$  با افزایش فشار، برای اولین بار تئوری تحکیم را به صورت غیر خطی گسترش دادند که مقدمه بزرگی برای حل معادله تحکیم به صورت غیر خطی گردید. [۸]

فرضیات مدل دیویس به صورت زیر می‌باشد:

۱- ضریب تراکم‌پذیری خاک  $m_v$  به صورت زیر بدست می‌آید:

$$m_v = -\frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \quad (47-2)$$

که در آن  $e$  نسبت تخلخل و  $\sigma'$  تنش موثر می‌باشد.

۲- نتایج آزمایش اودومتر بر روی خاک‌های عادی تحکیم یافته به صورت قانون تجربی

زیر نشان داده می‌شود:

$$e = e_0 - I_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (۴۸-۲)$$

$e_0$  نسبت تخلخل مربوط به فشار  $\sigma'_0$ ، تنش موثر در نقطه صفر روی نمودار  $e - \log \sigma'$  و

$I_c$  ثابت تراکم‌پذیری خاک است که ثابت فرض می‌شود. با مشتق گرفتن از رابطه نسبت تخلخل با

توجه به فشار و جمع آن با رابطه (۴۳-۲) داریم:

$$m_v = \frac{0.434 I_c}{(1+e)\sigma'} \quad (۴۹-۲)$$

۳- در طول زمان انجام مراحل تحکیم مقدار  $(1+e)$  با زمان خیلی کمتر از مقدار  $\sigma'$

تغییر می‌کند بنابراین مقدار  $(1+e)$  با افزایش میزان بار ثابت در نظر گرفته می‌شود. با این

فرض معادله (۴۵-۲) به صورت زیر در می‌آید:

$$m_v = \frac{A}{\sigma'} \quad (۵۰-۲)$$

که مقدار  $A$  ثابت می‌باشد.

۴- نتایج آزمایش اودومتر بر روی خاک‌های عادی تحکیم یافته نشان می‌دهد که

تغییرات ضریب تحکیم  $C_v$  خیلی کمتر از تغییرات ضریب تراکم‌پذیری  $m_v$  می‌باشد بنابراین

مقدار ضریب تحکیم ثابت در نظر گرفته می‌شود بنابراین:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (۵۱-۲)$$

که در آن  $k$  ضریب نفوذپذیری خاک و  $\gamma_w$  وزن مخصوص آب می‌باشد. که این مهم معادل آن است که فرض نماییم که ذرات خاک به هم نزدیک‌تر می‌شوند، کاهش مقدار نفوذپذیری باعث کاهش تراکم‌پذیری در خاک می‌شود.

۵- خاک از اطراف محدود شده است.

۶- در هر لایه افقی تنش کل و تنش موثر یکسان می‌باشد.

۷- قانون دارسی برای حرکت آب در خاک بر قرار می‌باشد:

$$v = ki = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (52-2)$$

$v$  سرعت جریان،  $i$  گرادیان هیدرولیکی،  $u$  اضافه فشار آب حفره ای و  $z$  ارتفاع از سطح خاک را نشان می‌دهد. در یک المان کوچک خاک به ضخامت  $dz$  مقدار آب از دست رفته در واحد سطح به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\partial u}{\partial z} dz = \frac{\partial}{\partial z} \left( -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \quad (53-2)$$

با جمع نمودن معادلات (۴۶-۲) و (۴۷-۲) داریم:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial z} dz &= -\frac{\partial}{\partial z} \left( m_v C_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = -\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{AC_v}{\sigma'} \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz \\ &= AC_v \left[ \frac{1}{\sigma'} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left( \frac{1}{\sigma'} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] dz \end{aligned} \quad (54-2)$$

۸- درجه اشباع خاک برابر ۱۰۰ درصد و آب حفره ای و ذرات خاک غیر قابل تراکم اند

بنابراین:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (55-2)$$

که  $\sigma$  تنش کل می‌باشد.

۹- ذرات جامد خاک تحت بار ثابت دچار خزش نمی‌شوند (به این معنا که تحکیم ثانویه

رخ نمی‌دهد).

۱۰- کرنش رخ داده در المان خاک برابر:

$$f = \frac{e_n - e}{1 + e_n} = \frac{I_c}{1 + e_n} \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_n} \quad (۵۶-۲)$$

که در آن  $f$  مقدار کرنش و  $e_n$  نسبت تخلخل مربوط به زمان کرنش برابر صفر و تنش  $\sigma'_n$  می-

باشد. مشتق تابع کرنش نسبت به زمان، مقدار آب از دست رفته در واحد سطح را نشان می‌دهد:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{I_c}{1 + e_n} \cdot \frac{0.434}{\sigma'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (۵۷-۲)$$

با فرض برابر بودن مقدار  $(1 + e_n)$  با  $(1 + e)$  در معادله (۴۷-۲):

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{A}{\sigma'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (۵۸-۲)$$

مقدار آب از دست رفته در واحد سطح معادل مقدار آب کم شده در واحد سطح بوده و در یک

المان خاک با ضخامت کم  $dz$ :

$$\frac{\partial v}{\partial z} dz = \frac{\partial f}{\partial t} dz \quad (۵۹-۲)$$

با جمع معادلات (۵۰-۲) و (۵۴-۲) داریم:

$$-C_v \left[ \frac{1}{\sigma'} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left( \frac{1}{\sigma'} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] = \frac{1}{\sigma'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (۶۰-۲)$$

معادله (۶۴-۲)، معادله کلی برای کرنش و زهکشی در یک جهت بدون هیچ فرضی نسبت به نوع

بارگذاری، نرخ تغییر بارگذاری و غیره ساخته شد.

در آزمایش ادومتر، بر اساس تئوری، بار اعمال شده نسبت به عمق ثابت می‌باشد و افزایش بار روی

نمونه در حال تعادل به صورت ناگهانی می‌باشد. برای یک لایه خاک نازک می‌توان وزن خاک را در

نظر نگرفت؛ بنابراین رابطه  $\frac{\partial \sigma}{\partial z} = 0$  برقرار می‌باشد. بنابراین رابطه (۶۰-۲) را می‌توان به صورت زیر

بازنویسی نمود:

$$-C_v \left[ \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \left( \frac{1}{\sigma'} \right)^2 \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \right] = \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (۶۱-۲)$$

مقدار  $\omega$  به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\omega = \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma_t} = \log_{10} \frac{\sigma_f' - u}{\sigma_f'} \quad (۶۲-۲)$$

که در آن  $\sigma_f'$  تنش موثر نهایی می‌باشد.

با مشتق گرفتن از  $\omega$  نسبت به  $Z$  داریم:

$$\frac{\partial \omega}{\partial z} = -\frac{0.434}{\sigma'} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (۶۳-۲)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{0.434}{\sigma'} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{0.434}{(\sigma')^2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \quad (۶۴-۲)$$

جایگزین نمودن معادلات (۶۳-۲) و (۶۴-۲) در رابطه (۶۱-۲) یک معادله دیفرانسیلی ساده تری بر

حسب  $\omega$  بدست می‌آید.

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} = \frac{\partial \omega}{\partial t} \quad (۶۵-۲)$$

این معادله همان معادله تئوری خطی ترزاقی می‌باشد و با توجه به این که در شرایط مرزی

آزمایش اداومتر،  $u$  و  $\omega$  یکسانند، می‌تواند به همان روش حل گردد. این شرایط مرزی عبارتند از:

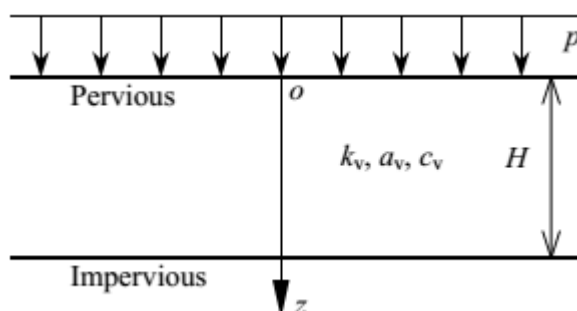
$t=0$	and $0 \leq z \leq H$	and $u = \sigma_f' - \sigma_1'$	then $\omega = \log \sigma_1' / \sigma_f'$
$0 \leq t \leq \infty$	and $z = H$	and $\partial u / \partial z = 0$	then $\partial \omega / \partial z = 0$
$0 \leq t \leq \infty$	and $z = 0$	and $u = 0$	then $\omega = 0$
$t = \infty$	and $0 \leq z \leq H$	and $u = 0$	then $\omega = 0$

که در آن  $\sigma_1'$ ، تنش موثر در زمان  $t = 0$  می‌باشد. [۸]

## ۲-۶-۲ حل نیمه تحلیلی معادله تحکیمی (مدل ژوانگ)

### ۱-۲-۶-۲ تفسیر مدل ژوانگ

حال به توضیح و تفسیر معادله تحکیم غیر خطی ارائه شده توسط ژوانگ و همکارانش می‌پردازیم: در شکل زیر دیاگرام شماتیک یک لایه خاک نشان داده شده است،  $H$  ضخامت لایه خاک،  $k_v$  ضریب نفوذپذیری عمودی،  $C_v$  ضریب تحکیم،  $a_v$  ضریب تراکم‌پذیری خاک و  $p$  بار گسترده عمودی وارد به خاک می‌باشد.



شکل ۱۹-۲ پروفیل خاک [۳]

با توجه به فرضیات تئوری ترزاقی، معادله تجربی یک مثال خوبی برای رفتار تقریباً طبیعی رس-های نرم در کرنش‌های کوچک می‌باشد؛ در معادله (۶۶-۲) و (۶۷-۲)، که در آن‌ها  $e$  و  $e_c$  نسبت تخلخل تحت اثر تنش موثر  $\sigma'$  و  $\sigma'_0$ ؛  $k_v$  ضریب نفوذپذیری تحت اثر  $\sigma'$  و  $\sigma'_0$ ؛  $C_c$  شاخص تراکم‌پذیری و  $C_k$  شاخص نفوذپذیری می‌باشد.

$$e = e_0 - C_c \log\left(\frac{\sigma'_0}{\sigma'}\right) \quad (۶۶-۲)$$

$$e = e_0 - C_k \log\left(\frac{k_v}{k_{v0}}\right) \quad (۶۷-۲)$$

با توجه به معادله (۶۶-۲) مقدار تراکم‌پذیری خاک می‌تواند از رابطه زیر بدست آید:

$$m_v = -\frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial \sigma'} = m_{v0} \frac{\sigma'_0}{\sigma'} \quad (۶۸-۲)$$



که  $m_{v0} = \frac{C_c}{(1+e_0)\sigma'_0 \ln 10}$  مقدار اولیه تراکم پذیری می باشد.

با کم کردن معادله (۶۶-۲) از معادله (۶۷-۲) نیز ضریب نفوذپذیری به صورت زیر بدست می آید:

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{\sigma'_0}{\sigma'} \right)^{\frac{C_c}{c_k}} \quad (۶۹-۲)$$

بنابر این معادله حاکم بر تحکیم یک بعدی به صورت زیر بدست می آید:

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( k_v \frac{\partial e}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (۷۰-۲)$$

با توجه به تنش های موثر اصلی، زمانی که خاک تحت اثر نیروی  $p$  قرار می گیرد، تنش کلی با توجه به زمان تغییری نمی کند.

$$\sigma = \sigma' + u = \sigma'_0 + p$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (۷۱-۲)$$

بنابر این معادله حاکم به صورت زیر تبدیل می شود:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[ k_{v0} \left( \frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_0} \right)^{\frac{C_c}{c_k}} \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right] = \frac{1}{\ln 10 (1+e_0)} \frac{C_c}{\sigma'_f - u} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (۷۲-۲)$$

در این معادله،  $\sigma'_f = \sigma'_0 + p = \sigma$ ، تنش موثر نهایی می باشد.

حالت بدون بعد معادله فوق به صورت زیر می باشد:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_0} \right)^{\frac{C_c}{c_k}} \frac{\partial U}{\partial z} \right] = \frac{1}{\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} - U} \frac{\partial U}{\partial T_v} \quad (۷۳-۲)$$

که در آن  $U = \frac{u}{\sigma'_0}$  و  $T_v = \frac{C_{v0} t}{H^2} = \frac{k_{v0} \ln 10 (1+e_0) \sigma' t}{\gamma_w C_c H^2}$ ،  $Z = \frac{z}{H}$

شرایط مرزی برای حل معادله (۷۳-۲) به صورت زیر می باشد: [۱]

$$T_v = 0: U = \frac{P}{\sigma_0} = \frac{\sigma_f}{\sigma_0} - 1 \quad -1$$

$$Z = 0: U = 0 \quad -2$$

$$Z = 1: U = 0(PTPB) \text{ OR } \frac{\partial U}{\partial z} = 0(PTIB) \quad -3$$

## ۲-۲-۶-۲ حل معادله دیفرانسیلی حاکم به روش نیمه تحلیلی

حل این معادله دیفرانسیلی با استفاده از روش‌های تحلیلی بسیار سخت می‌باشد. با اینکه با این

شرایط مخصوص، هنگامی که  $\frac{C_c}{C_k} = 1$ ، این معادله توسط Xie and Leo در سال ۱۹۹۹ حل شده است.

یک حل نیمه تحلیلی شبیه روش حل Li و همکاران (۱۹۹۹ و ۲۰۰۰) و Xie و همکارانش

(۲۰۰۳ و ۲۰۰۴) در اینجا وجود دارد که با پیچیدگی‌هایی همراه است.

ضخامت لایه خاک H در ابتدا به n لایه با ضخامت  $\frac{H}{n}$  تقسیم شده است (شکل ۲-۲۰). اگر

ابتدای محور Z را روی سطح خاک در نظر بگیریم، فاصله بین مبدا و پایین هر لایه برابر  $z_i$  خواهد شد. بنابراین:

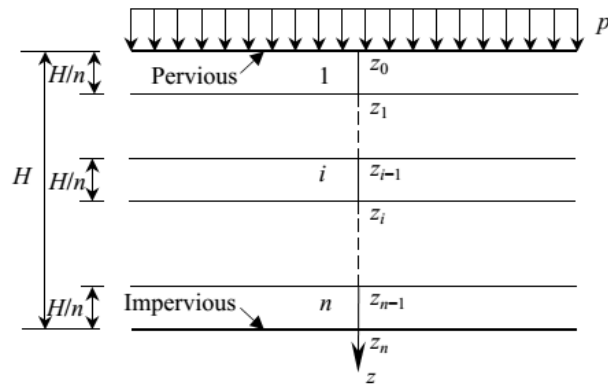
$$z_0 = 0; z_i = \frac{i.H}{n}; i = 1, 2, 3, \dots, n; z_n = H$$

به این دلیل که ضخامت هر لایه بسیار کم است، مقدار میانگین مقادیر پارامترهای هر لایه خاک

می‌تواند به عنوان مقدار پارامتر کل آن لایه در نظر گرفته شود و این خطا به خاطر ناچیز بودن قابل

چشم پوشی است. با این فرض، برای خاک لایه  $i$ ام ضریب نفوذپذیری به صورت  $k_{vi}$ ، ضریب تغییر

حجم  $m_{vi}$  و ضریب تحکیم آن به صورت  $C_{vi}$  ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ) می‌باشد.



شکل ۲-۲۰ تقسیم لایه خاک رس به n لایه [۱]

با توجه به متغیر بودن مقادیر تراکم‌پذیری و نفوذپذیری خاک در طول مراحل تحکیم، مدت زمان تحکیم به m فاصله زمانی کوچک و بارگذاری نیز به m بار کوچک تقسیم بندی می‌شود. هنگامی که فاصله زمانی به اندازه کافی کوچک باشد، مقدار ضریب تحکیم در هر لایه کوچک در همان مدت زمان کم ثابت می‌باشد.

بنابراین معادله دیفرانسیلی حاکم بر عملیات تحکیم برای هر تک لایه کوچک به صورت زیر نوشته

می‌شود:

$$C_{vi} \frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2} = \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (z_{i-1} \leq z \leq z_i, i=1,2,3,\dots,n) \quad (2-74)$$

در اینجا به ترتیب  $u_i = u_i(z, t)$  و  $C_{vi} = k_{vi} / (m_{vi} / \gamma_w)$ ، اضافه فشار آب حفره ای و ضریب تحکیم

برای هر لایه کوچک i و وزن مخصوص آب می‌باشد.  $(t_{k-1} \leq t \leq t_k; k=1,2,3,\dots,m)$

$C_{vi}$  با زمان t و عمق z تغییر می‌کند و می‌تواند با استناد به میانگین اضافه فشار آب حفره ای

$$u_i' \text{ در زمان } t_{k-1} \text{ محاسبه شود. } (t=0 \text{ q}'_i = p)$$

$$k_{vi} = k_{v0} \left( \frac{\sigma_0'}{\sigma_0' - u_i'} \right)^{\frac{c_c}{c_k}} \quad (75-2)$$

$$m_{vi} = m_{v0} \frac{\sigma_0'}{\sigma_0' - u_i'} \quad (76-2)$$

$$c_{vi} = c_{v0} \left( \frac{\sigma_0'}{\sigma_0' - u_i'} \right)^{\frac{c_c-1}{c_k}} \quad (77-2)$$

$$c_{v0} = \frac{k_{v0}}{\gamma_w m_{v0}} \quad (78-2)$$

شرایط مرزی برای معادله (75-2) به صورت زیر می باشد:

$$z = 0: u_1 = 0$$

$$z = H: \frac{\partial u_n}{\partial z} \Big|_{z=H} = 0 (\text{impervious}); U_n \Big|_{z=H} = 0 (\text{pervious})$$

$$z = z_i: u_i = u_{i+1}; k_{vi} \frac{\partial u_i}{\partial z} = k_{v(i+1)} \frac{\partial u_{i+1}}{\partial z}, i = 1, 2, 3, \dots, n-1$$

و شرایط اولیه برای هر پرپود زمانی به صورت  $u_i = u_i'$  می باشد.

بنابراین مساله تحکیم خاک در یک راستا با مقادیر متفاوت تراکم پذیری و نفوذپذیری تحت بار آبی

(لحظه ای) به یک مساله خطی تحکیم برای خاک های لایه ای تبدیل شد.

با توجه به روش حل اصلی Xie و Pan حل متناظر برای معادله (75-2) به صورت زیر می توان

نوشت:

$$u_i = \sum_{m=1}^{\infty} C_m g_{mi}(z) e^{-\beta_m t}, i=1,2,3,\dots,n \quad (79-2)$$

هنگامی که:

$$\beta_m = \lambda_m^2 c_{vl} / H^2 ;$$

$$g_{mi}(z) = A_{mi} \sin(\mu_i \lambda_m \frac{z}{H}) + B_{mi} \cos(\mu_i \lambda_m \frac{z}{H})$$

$$C_m = \frac{2 \sum_{i=1}^n u_i' \sqrt{a_i b_i} [A_{mi} (C_i - D_{i+1}) + B_{mi} (B_{i+1} - A)]}{\sum_{i=1}^n \sqrt{a_i b_i} [\frac{\mu_i \lambda_m}{n} (A_{mi}^2 + B_{mi}^2) + (B_{mi}^2 - A_{mi}^2) (D_{i+1} B_{i+1} - C_i A_i) + 2 A_{mi} B_{mi} (C_i^2 - D_{i+1}^2)]}$$

(۸۰-۲)

از راه حل بالا برای اضافه فشار آب حفره ای متوجه می شویم که میانگین درجه تحکیم برای لایه

i به صورت زیر تعریف می شود:

$$U_i = \frac{1}{q_0 h_i} \int_{z_{i-1}}^{z_i} [q(t) - u_i] dz = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{A_{mi} (C_i - D_{i+1}) + B_{mi} (B_{i+1} - A_i)}{\mu_i \lambda_m} C_m e^{-\beta_m t} \quad (۸۱-۲)$$

میانگین درجه تحکیم کل برای کل لایه رس از نظر نشست به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$U_s = \frac{\int_0^H (e_0 - e) dz}{\int_0^H (e_0 - e_f) dz} = \frac{\sum_{i=1}^n \log \left[ \frac{\sigma_f'}{\sigma_0'} - n \left( \frac{\sigma_f'}{\sigma_0'} - 1 \right) U_i \right]}{n \log \frac{\sigma_f'}{\sigma_0'}} \quad (۸۲-۲)$$

میانگین درجه تحکیم کل از نظر تنش موثر،  $U_p$ ، به صورت زیر می باشد:

$$U_p = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n u_i dz}{\sigma_f' - \sigma_0'} = 1 - \sum_{i=1}^n U_i \quad (۸۳-۲)$$

همانگونه که در معادلات (۸۲-۲) و (۸۳-۲) مشاهده می شود، در هر جایی که  $h_i = z_i$ ، غیر مشابه

با تئوری ترزاقی در تحکیم یک بعدی، میانگین درجه تحکیم کل از نظر نشست با میانگین درجه

تحکیم از نظر تنش موثر شبیه هم نبوده و  $U_s \neq U_p$  و تنها در صورتی برابرند که  $b_i = 1$  باشد،

یعنی تراکم‌پذیری خاک در هر لایه برابر باشند. اگرچه همانگونه که در بالا گفته شد، تراکم‌پذیری خاک و نفوذپذیری هر لایه متغیر می‌باشد. [۱]

## ۲-۷ آنالیز نتایج تئوری‌های موجود

Wilkinson و Berry در سال ۱۹۶۹ ثابت کردند که بازه تغییرات نسبت  $C_c/C_k$  بین ۰,۵ تا ۲ می‌باشد، که تقریباً بیشتر بین ۰,۵ تا ۱ می‌باشد بنابراین مقدار نسبت  $C_c/C_k$  در اینجا بین ۰,۵ تا ۱ انتخاب می‌شود. [۲۶]

جدول ۲-۲ مقایسه درجه تحکیم محاسبه شده توسط روش Davis و Raymond با روش حل موجود، در هر دو نسبت  $\sigma'_f/\sigma'_0$  برابر ۱ در نظر گرفته شده است. مقایسه روش حل موجود با تئوری دیویس، صحت این روش نیمه‌تحلیلی را بیان می‌کند؛ اختلاف بین آن‌ها حدود ۲ درصد می‌باشد. لازم به ذکر است هنگامی که  $C_c/C_k$  کوچکتر از یک باشد، فشار آب حفره‌ای دقیق محاسبه شده با این روش کمتر از مقدار محاسبه شده متناظر آن با روش دیویس می‌باشد؛ که بیانگر آن است که مراحل تحکیم مورد نظر زودتر از آنچه که در روش دیویس مورد انتظار است اتفاق می‌افتد. در واقع هنگامی که  $\sigma'_f/\sigma'_0 = 0$  و  $c_v$ ،  $m_v$  و  $k_v$  ثابت هستند، روش حل مشابه تئوری خطی ترزاقی در یک بعد قابل محاسبه است.

جدول ۲-۱ درصد اختلاف مقدار  $U_p$  محاسبه شده در تئوری موجود با تئوری دیویس [۱]

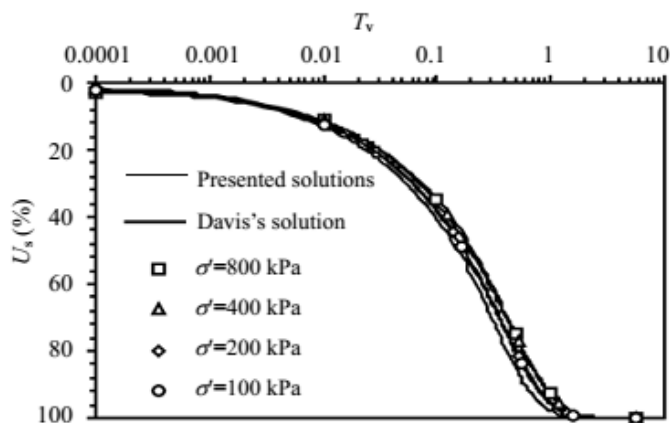
Time factor $T_v$	$U_p$		Result from Davis's theory	Percentage deviation of Davis's theory	
	$C_c/C_k=0.5$	$C_c/C_k=1$	$C_c/C_k=1$	$C_c/C_k=0.5$	$C_c/C_k=1$
0.01	13.85%	11.44%	11.78%	-8.9%	-2.9%
0.02	19.60%	16.12%	16.32%	-6.8%	-1.2%
0.1	43.90%	35.94%	36.21%	-5.7%	-0.8%
0.2	61.65%	50.55%	51.12%	-3.3%	-1.1%
1	98.85%	93.13%	93.36%	5.0%	-0.2%

## ۲-۷-۱ مقایسه نتایج تئوری ژوانگ با نتایج آزمایشگاهی تحکیم رس

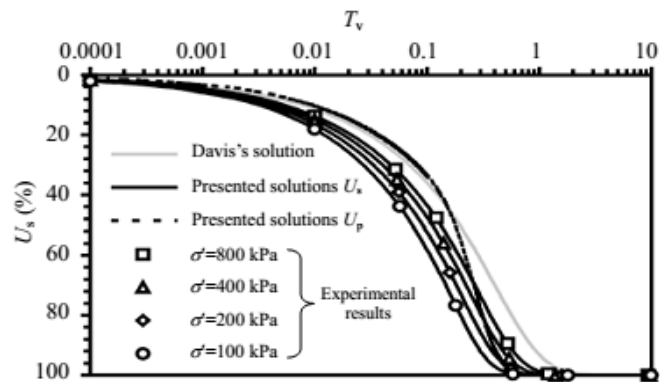
با توجه به آزمایشات صورت گرفته توسط ژوانگ و همکارانش (۲۰۰۵) و مقایسه نتایج آن با نتایج بدست آمده از تئوری نیمه تحلیلی موجود شاهد موارد زیر هستیم:

نمونه‌های اشباع در انتهای دوره اشباع شدن تحت فشار اولیه قرار می‌گیرد. مقدار جابه‌جایی نمونه‌ها تحت بارگذاری مستقیم، مطابق روش‌های استاندارد مرسوم برای روش آزمایش خاک در هر ۲۴ ساعت قرائت می‌شود. نمودار درجه تحکیم ( $U$ ) بر حسب فاکتور زمان ( $T_v$ ) برای هر مقدار فشار تحت نسبت  $\sigma'_f/\sigma'_0=1$  فراهم شده است. به این دلیل که فشار ۵۰ کیلو پاسکال با اشکال این منحنی‌ها خیلی سازگار نیست، بنابراین این تنش موثر  $\sigma'$  برابر مقادیر ۱۰۰، ۲۰۰، ۴۰۰ و ۸۰۰ کیلو پاسکال در نظر گرفته شده است.

شکل (۲-۲۱) و (۲-۲۲) مقایسه نمودارهای  $U_s-T_v$  بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از تئوری دیویس و تئوری موجود برای دو لایه خاک رس را نشان می‌دهد و نشان از نزدیک بودن نتایج و قابل قبول بودن تئوری دارد.



شکل ۲-۲۱ مقایسه حل روش نیمه تحلیلی با منحنی آزمایشگاهی  $U_s-T_v$  برای رس XS [۱]



شکل ۲-۲۲ مقایسه حل روش نیمه تحلیلی با منحنی آزمایشگاهی  $U_s - T_v$  برای رس  $YY$  [۱]

همان‌گونه که مشاهده می‌شود در روش نیمه تحلیلی برای حل مساله لایه خاک را به  $n$  زیر لایه کوچک تقسیم نموده تا بتوان مساله را حل نمود که این امر باعث افزایش میزان محاسبات و طولانی شدن زمان حل مساله تحکیم می‌شود. در واقع برای حل مساله تحکیم به روش نیمه تحلیلی و یا روش‌های دیگر از جمله تفاضل محدود در یک عمق خاص از لایه خاک مورد مطالعه و در زمانی مشخص، باید تمامی مراحل حل در تمام عمق و در تمامی گام‌های زمانی محاسبه شود تا بتوان حل مورد نظر در نقطه خاص بدست آید در صورتی که در روش موجک، با انجام یک‌باره روند حل و محاسبات ساده می‌توان در هر ارتفاع و در هر زمانی معادله تحکیم را در کوتاه‌ترین زمان ممکن حل نمود. در فصل پنجم به طور کامل در خصوص مزایای روش موجک نسبت به سایر روش‌های حل صحبت شده است.



# فصل ۳ : حل معادلات دیفرانسیلی به روش تبدیل موجکی

## ۳-۱ تبدیل موجکی

### ۳-۱-۱ معرفی توابع موجکی

تئوری موجکی یکی از روش‌های علم ریاضی است که ایده اصلی آن برگرفته از تبدیل فوریه است. مفهوم کلی موجک‌ها ابتدا توسط Morlet ارائه گردید. [۲۷]

Morlet، Gaupillaud و Grossmann اولین کسانی بودند که از روش موجکی برای تحلیل داده‌های لرزه‌ای در مطالعات ژئوفیزیک اکتشاف نفت استفاده کردند و پس از ایشان محققان زیادی نظیر Chui و Mallat، Meyer، Daubechies در گسترش این روش فعالیت نموده اند. [۲۸]

Newland از این روش برای تحلیل امواج ارتعاشی استفاده و کاربردهای مهندسی گوناگونی برای تحلیل موجکی تعریف نمود. [۲۹] طی سال‌های اخیر تحلیل موجکی کاربرد زیادی در مسایل مهندسی زلزله پیدا کرده است اما با این حال کاربرد آن در مهندسی ژئوتکنیک و ژئوتکنیک لرزه ای بسیار محدود باقی مانده است.

همانگونه که مشخص است تبدیل فوریه<sup>۱</sup> توانایی نمایش تمامی فرکانس‌های رخ داده شده در یک زمان معین را ندارد. برای رفع این نقص روش‌های دیگری بوجود آمدند که معروف ترین آن تبدیل فوریه پنجره‌ای<sup>۲</sup> می‌باشد که شبیه تحلیل فوریه بوده و در آن تبدیل فوریه در محدوده یک پنجره کوچک زمانی قابل انتقال صورت می‌گیرد تا تغییرات محلی را بهتر در نظر بگیرد اما عیب این روش نیز آنست که بر خلاف موجک، اندازه پنجره فوق در طی تحلیل ثابت بوده و قابل تغییر نمی‌باشد.

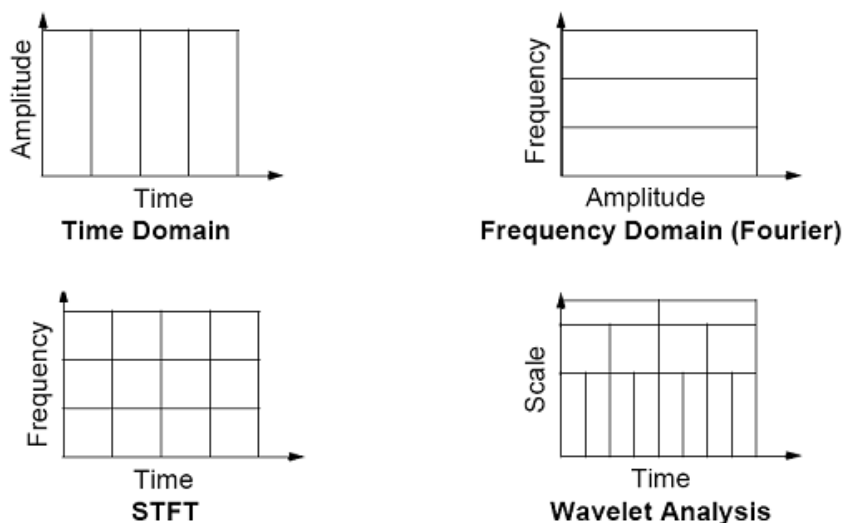
---

<sup>۱</sup> Fourier transform (FT)

<sup>۲</sup> Short time fourier transform (STFT)

آنالیز موجکی تکنیکی کارآمد جهت آنالیز و تقریب‌سازی سیگنال‌های ناپایدار<sup>۱</sup> بوده و قادر است به خوبی محتوای فرکانسی و اطلاعات زمانی مربوطه را تفکیک نموده و نشان دهد. همچنین موجک‌ها توانایی تحلیل زمان-فرکانس بصورت محلی را نیز دارند. به این معنی که یک ناحیه مشخص از یک موج، با بزرگنمایی آنالیز شده تا جزئیات بیشتری از اطلاعات زمان-فرکانسی در اختیار قرار دهد. بر خلاف تبدیل فوریه که در موج‌های دارای ناپیوستگی قادر به تشخیص محل ناپیوستگی نیست، تبدیل موجکی بطور واضح زمان دقیق ناپیوستگی را نشان می‌دهد. آنالیز موجکی توانایی نشان دادن جزئیاتی را دارد که بقیه روش‌ها آن را در نظر نگرفته و یا حذف می‌کنند (نظیر نقاط تفکیک، ناپیوستگی در مشتقات مرتبه بالا و...) [۳۰] شکل ۱-۳ تفاوت روش‌های مطرح شده را بطور ساده نشان می‌دهد.

همانگونه که در شکل ۱-۳ ملاحظه می‌گردد، در آنالیز موجکی، عرض پنجره تحلیل در محور زمان و محور فرکانس متغیر بوده و می‌تواند مقادیر مختلفی داشته باشد در حالیکه در آنالیز فوریه پنجره-ای، پنجره فوق ثابت بوده و تغییر نمی‌نماید.



شکل ۱-۳ مقایسه روش‌های مختلف تحلیل سیگنال‌ها [۳۱]

<sup>۱</sup> Non-stationary

### ۳-۱-۲ موجک هار<sup>۱</sup> و گسسته سازی معادلات

خانواده موجک هار در بازه  $x \in [0,1)$  به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$h_i(x) = \begin{cases} 1 & x \in [\alpha, \beta) \\ -1 & x \in [\beta, \gamma) \\ 0 & \text{elsewhere} \end{cases} \quad (۱-۳)$$

$$\alpha = \frac{k}{m}, \beta = \frac{k+0.5}{m}, \gamma = \frac{k+1}{m} \quad (۲-۳)$$

در عبارات فوق  $m$  عدد صحیح و برابر  $2^j$  و  $j = 0, 1, 2, \dots, J$ ، نشان‌دهنده سطح موجک<sup>۲</sup> و کمترین مقدار پارامترهای معرفی شده به صورت  $k = 0, 1, \dots, m-1$  و همچنین  $J$  ماکزیمم مقدار رزولوشن را نشان داده و اندیس  $i$  در رابطه (۱-۳) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$i = m + k + 1 \quad (۳-۳)$$

کمترین مقدار پارامترهای معرفی شده به صورت  $i = 2$ ،  $k = 0$  و  $m = 1$  می‌باشد و بیشترین مقدار  $i$  به صورت  $i = 2M = 2^{J+1}$  قابل محاسبه است. همچنین برای  $i = 1$ ، تابع  $h_1(x)$  به عنوان تابع مادر برای خانواده موجک هار شناخته شده و به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$h_1(x) = \begin{cases} 1 & x \in [0,1) \\ 0 & \text{elsewhere} \end{cases} \quad (۴-۳)$$

به منظور ساده‌سازی، انتگرال توابع هار به صورت زیر تعریف می‌گردند.

$$p_{1,i}(x) = \int_0^x h_i(x') dx' \quad (۵-۳)$$

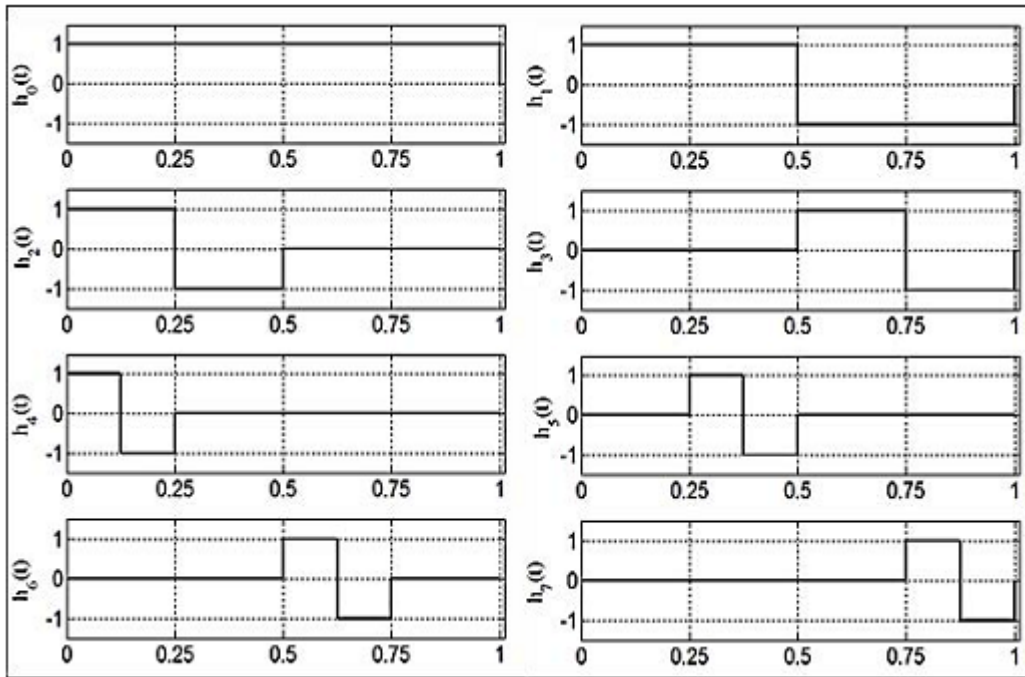
$$p_{l+1,i}(x) = \int_0^x p_{l,i}(x') dx' \quad l = 1, 2, \dots \quad (۶-۳)$$

انتگرال روابط (۵-۳) و (۶-۳) را می‌توان به راحتی تا مرحله ای که لازم باشد محاسبه نمود، یکی از فواید استفاده از موجک این می‌باشد که این مرحله از حل فقط یک بار برای همیشه انجام می‌شود

<sup>۱</sup> Haar wavelet

<sup>۲</sup>Level of the wavelet

و با توجه به این که مقادیر محاسبه شده ثابت می‌باشند، دیگر نیازی به تکرار این مراحل نمی‌باشد که خود باعث سرعت بخشیدن به حل مسائل است. به علت پیوسته بودن تکه‌ای توابع هار، هر تابعی که با این توابع تقریب زده شود مشتق‌پذیر نخواهد بود، از این رو بالاترین درجه مشتق را با استفاده از موجک هار تقریب زده و مابقی با استفاده از انتگرال‌گیری بدست می‌آیند. [۳۲]



شکل ۳-۲ نمودار موجک‌های هار برای  $J = 2$  [۳۲]

### ۳-۱-۳ روش حل معادلات دیفرانسیلی با استفاده از موجک

برای حل معادلات دیفرانسیلی مرتبه  $n$  ام به صورت زیر:

$$A_1 y^{(n)}(x) + A_2 y^{(n-1)}(x) + \dots + A_n y(x) = f(x) \quad (۷-۳)$$

که در آن  $x \in [A, B]$  می‌باشد و شرایط مرزی به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$y^{(n-1)}(A), y^{(n-2)}(A), \dots, y(A) \quad (۸-۳)$$

از روش انجام شده توسط Lepik پیروی می‌گردد.

با توجه به این که  $J$  مقدار رزولوشن می‌باشد، مقدار  $m$  به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$m = 2(2^j) \quad (۹-۳)$$

m مقداری است که دامنه مساله به آن تعداد بازه تقسیم می گردد و ماتریس به صورت  $m \times m$  به وجود می آید.

در اینجا ۵ مرحله برای حل یک معادله دیفرانسیلی طی می شود که به صورت زیر می باشد.

۱- ابتدا مقدار  $y^{(n)}(x)$  به صورت زیر تعریف می شود.

$$y^{(n)}(x) = \sum_{i=1}^m a_i h_i(x) \quad (10-3)$$

که در آن h ماتریس هار و  $a_i$  نیز ضرایب موجک می باشد.

۲- بدست آوردن مرتبه  $v$  ام  $y(x)$

$$y^{(v)}(x) = \sum_{i=1}^m a_i P_{n-v,i}(x) + \sum_{\sigma=0}^{n-v-1} \frac{1}{\sigma!} (x-A)^\sigma y_0^{(v+\sigma)} \quad (11-3)$$

که در آن  $v$  کوچکترین مرتبه موجود در معادله اصلی است.

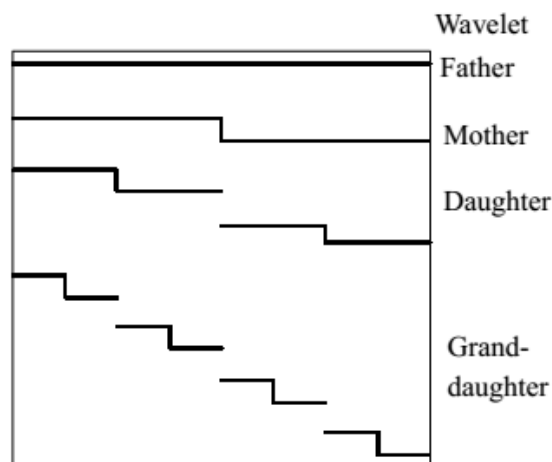
۳- قرار دادن  $y^{(n)}(x)$  و تمام مقادیر  $y^{(v)}(x)$  درون معادله اصلی.

۴- محاسبه ضرایب موجک  $a_i$

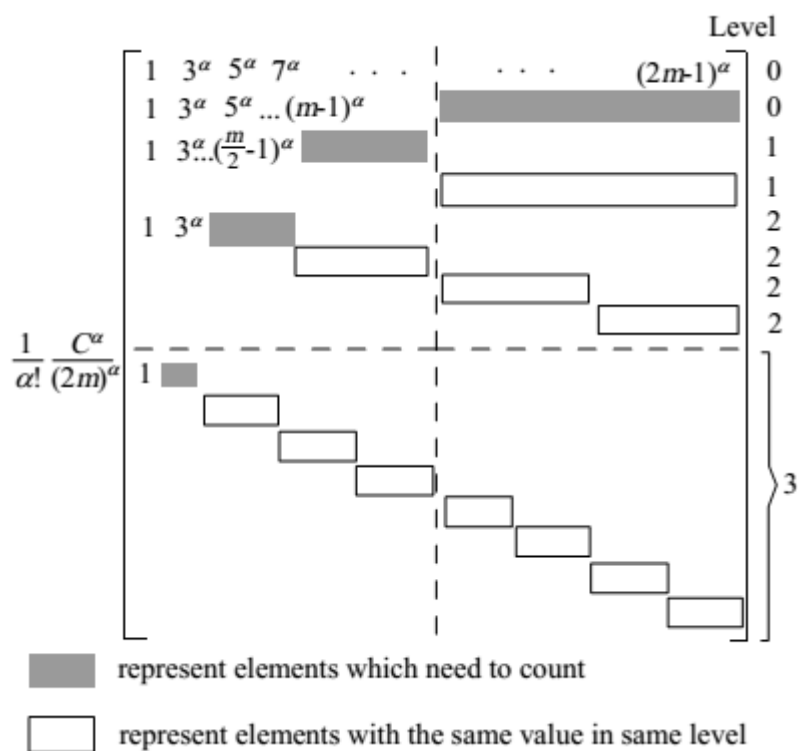
۵- بدست آوردن حل عددی  $y(x)$

محاسبه مرحله ۲، اساسی ترین مرحله برای حل معادله می باشد. روند بدست آوردن ماتریس p

مانند نمودار خانواده موجک هار (شکل ۳-۳) می باشد.



شکل ۳-۳ موجک هار (برای رزولوشن ۲) [۳۳]



شکل ۳-۴ نحوه تعیین ماتریس p [۳۳]

در این جا برای محاسبه ماتریس p، بر روی درایه‌هایی که نیاز به محاسبه دارند تمرکز شده

است. (شکل ۳-۴)

الگوریتم زیر برای محاسبه این درایه‌ها پیشنهاد می‌شود: [۳۳]

$$\frac{1}{\alpha!} \frac{1}{(2m)^\alpha} \left[ \left( C \left( \frac{m}{2^L} + 2l - 1 \right) \right)^\alpha - 2(C(2l-1))^\alpha \right] \quad (۱۲-۳)$$

که در آن:

$$C = B - A$$

$$\alpha = n - v$$

$$L = 0, 1, 2, \dots, j$$

$$l = 1, 2, 3, \dots, \frac{m}{2(2^L)}$$





# فصل ۴: حل معادله حکیم با استفاده از موجک بار

## ۴-۱ مقدمه

یکی از موارد مهم که مهندسين و دانشمندان به آن می‌پردازند، مدل‌سازی پدیده‌ها می‌باشد. عملاً تمامی پدیده‌ها در طبیعت مانند هوافضا، پدیده‌های بیولوژیکی، شیمیایی، ژئولوژیکی و مکانیکی می‌توانند با قوانین فیزیک و یا معادلات ریاضیاتی و دیفرانسیلی و یا انتگرالی توضیح داده شوند. [۳۴]

در این فصل در ادامه اقدام به حل معادله تحکیم خطی و غیر خطی خاک (مشابه آنچه در فصل ۳ توضیح داده شد) با استفاده از روش موجک‌ها گردیده و همچنین برای مقایسه نتایج بدست آمده و صحت سنجی آن‌ها از روش تفاضل محدود<sup>۱</sup> برای حل استفاده شده است تا نقاط قوت و ضعف این روش و روش حل موجکی مشخص گردد.

## ۴-۲ حل معادله تحکیم با استفاده از موجک‌ها

برای حل رابطه تحکیم که به صورت زیر تعریف می‌شود، مطابق مراحل گفته شده در فصل گذشته به صورت زیر اقدام می‌شود.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (۱-۴)$$

با توجه به این که در رابطه تحکیم، مشتق نسبت به زمان و نسبت به عمق مشاهده می‌شود، برای حل این معادله از روابط مبتنی بر مشتقات ضمنی استفاده می‌شود.

در گام نخست بزرگترین درجه از رابطه به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$\dot{u}''(x,t) = \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) \quad (۲-۴)$$

---

<sup>۱</sup> Finite different method

حال با انتگرال گرفتن از رابطه فوق مقادیر مورد نیاز در معادله بدست خواهد آمد.

$$u''(x,t) = (t-t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) + u''(x,t_s) \quad (3-4)$$

$$u'(x,t) = (t-t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{1,i}(x) + u'(0,t) + u'(x,t_s) - u'(0,t_s) \quad (4-4)$$

$$u(x,t) = (t-t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{2,i}(x) + u(x,t_s) + x(u'(0,t) - u'(0,t_s)) + u(0,t) - u(0,t_s) \quad (5-4)$$

با مشتق‌گیری از رابطه (5-4) نسبت به متغیر t رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\dot{u}(x,t) = \sum_{i=1}^{2M} a_i p_{2,i}(x) + x\dot{u}'(0,t) + \dot{u}(0,t) \quad (6-4)$$

با جایگذاری روابط (3-4) و (6-4) در رابطه (1-4)، معادله تحکیم به صورت زیر ساده گردیده و

مبنای محاسبات قرار داده می‌شود.

$$\sum_{i=1}^{2M} a_i p_{2,i}(x) + x\dot{u}'(0,t) + \dot{u}(0,t) = c_v \left[ (t-t_s) \sum_{i=1}^{2M} a_i h_i(x) + u''(x,t_s) \right] \quad (7-4)$$

مقادیر ماتریس  $h_i(x)$  و ماتریس  $p_{2,i}(x)$  به صورت زیر می‌باشد.

$$h_i(x) = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 1 & -1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 1 & -1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 \end{bmatrix} \quad (8-4)$$

$$p_{\tau,i}(x) = \frac{1}{2 \times 22^{\tau}} \begin{bmatrix} 1 & 3^{\tau} & 5^{\tau} & 7^{\tau} & 9^{\tau} & 11^{\tau} & 13^{\tau} & 15^{\tau} & 17^{\tau} & 19^{\tau} & 21^{\tau} & 23^{\tau} & 25^{\tau} & 27^{\tau} & 29^{\tau} & 31^{\tau} \\ 1 & 3^{\tau} & 5^{\tau} & 7^{\tau} & 9^{\tau} & 11^{\tau} & 13^{\tau} & 15^{\tau} & 287 & 343 & 391 & 431 & 463 & 487 & 503 & 511 \\ 1 & 3^{\tau} & 5^{\tau} & 7^{\tau} & 79 & 103 & 119 & 127 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 3^{\tau} & 5^{\tau} & 7^{\tau} & 79 & 103 & 119 & 127 \\ 1 & 3^{\tau} & 23 & 31 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 3^{\tau} & 23 & 31 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 3^{\tau} & 23 & 31 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 3^{\tau} & 23 & 31 \\ 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & 7 \end{bmatrix} \quad (9-4)$$

با اعمال شرایط مرزی موجود در مساله و با توجه به نحوه تغییرات ضریب تحکیم (نسبت به عمق یا زمان) مقادیر ضرایب موجک هر  $(a_i)$  محاسبه گردیده و با قرار دادن آن در رابطه (4-5)، مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای مساله محاسبه می‌گردد.

## ۳-۴ نتایج حل عددی معادله تحکیم با استفاده از موجک هار

با توجه به شرایط مرزی لایه خاک مورد بررسی و خطی یا غیر خطی بودن روش حل، نتایج حل

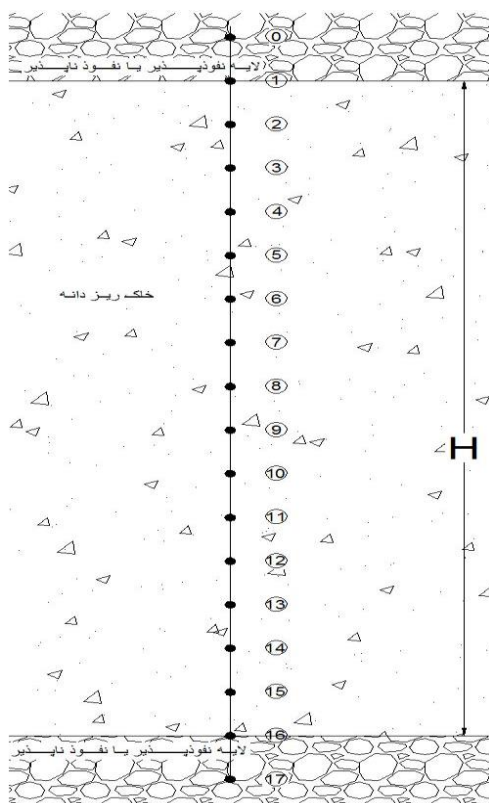
معادله به صورت زیر محاسبه شده است.

شکل ۱-۴، نحوه المان بندی خاک مورد بررسی را و شماره نودهای<sup>۱</sup> مورد استفاده در روند حل را

نمایش می دهد؛ لازم به ذکر است که با توجه به اینکه افزایش مقدار رزولوشن (J) باعث بالا رفتن دقت

محاسبات می گردد، در تمامی حالات حل معادله تحکیم، مقدار رزولوشن برابر ۳ انتخاب شده که این

امر باعث به وجود آمدن ۱۶ نود برای روند حل می گردد.



شکل ۱-۴ نحوه المان بندی لایه خاک مورد بررسی برای حل معادله تحکیم

<sup>۱</sup> node

### ۴-۳-۱ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

با توجه به رابطه ۲-۲۲، مقادیر ضریب تحکیم محاسبه شده در عمق خاک در جدول جدول ۴-۱ نمایش داده شده است. مقدار میانگین این مقادیر به عنوان ضریب تحکیم ثابت برابر ۲,۱۸ متر مربع بر سال برای کل لایه خاک برای روش حل مساله تحکیم به صورت خطی استفاده می‌گردد.

جدول ۴-۱ مقادیر ضریب تحکیم محاسبه شده در عمق‌های مختلف خاک

شماره المان	ضریب تحکیم ( $m^2/year$ )
۱	۱,۳۰۴۴
۲	۱,۴۳۱۸
۳	۱,۵۵۷۰
۴	۱,۶۸
۵	۱,۸۰۰۷
۶	۱,۹۱۹۲
۷	۲,۰۳۵۶
۸	۲,۱۴۹۶
۹	۲,۲۶۱۵
۱۰	۲,۳۷۱۲
۱۱	۲,۴۷۸۶
۱۲	۲,۵۸۳۸
۱۳	۲,۶۸۶۸
۱۴	۲,۷۸۷۵
۱۵	۲,۸۸۶۰
۱۶	۲,۹۸۲۴
میانگین	۲,۱۸۲۲

با توجه به مقادیر ضریب تحکیم که در جدول ۴-۱ بیان گردیده است، ماتریس ضریب تحکیم نیز

برای جایگذاری در رابطه تحکیم، به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$c_v = \begin{bmatrix} 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \\ 1.3044 & 1.4318 & 1.5570 & 1.68 & 1.8007 & 1.9193 & 2.0356 & 2.1497 & 2.2616 & 2.3712 & 2.4786 & 2.5838 & 2.6868 & 2.7876 & 2.8661 & 2.9824 \end{bmatrix} \quad (4-10)$$

جدول ۴-۲ و جدول ۴-۳ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای بدست آمده از روش مویک در دو حالت

ضریب تحکیم متغیر و ضریب تحکیم ثابت تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال را نشان می‌دهد. همانطور که

ملاحظه می‌شود، مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای محاسبه شده در حالت کلاسیک کمتر از مقادیر

محاسبه شده در حالتی است که ضریب تحکیم متغیر در نظر گرفته می‌شود و در این حالت خاک

نیازمند زمان بیشتری برای استهلاک اضافه فشار آب حفره‌ای نسبت به حالت کلاسیک است، در واقع

زمان تحکیم محاسبه شده در حالت کلاسیک ( $c_v$  ثابت) کمتر از زمان واقعی تحکیم می‌باشد.

جدول ۴-۲ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق)

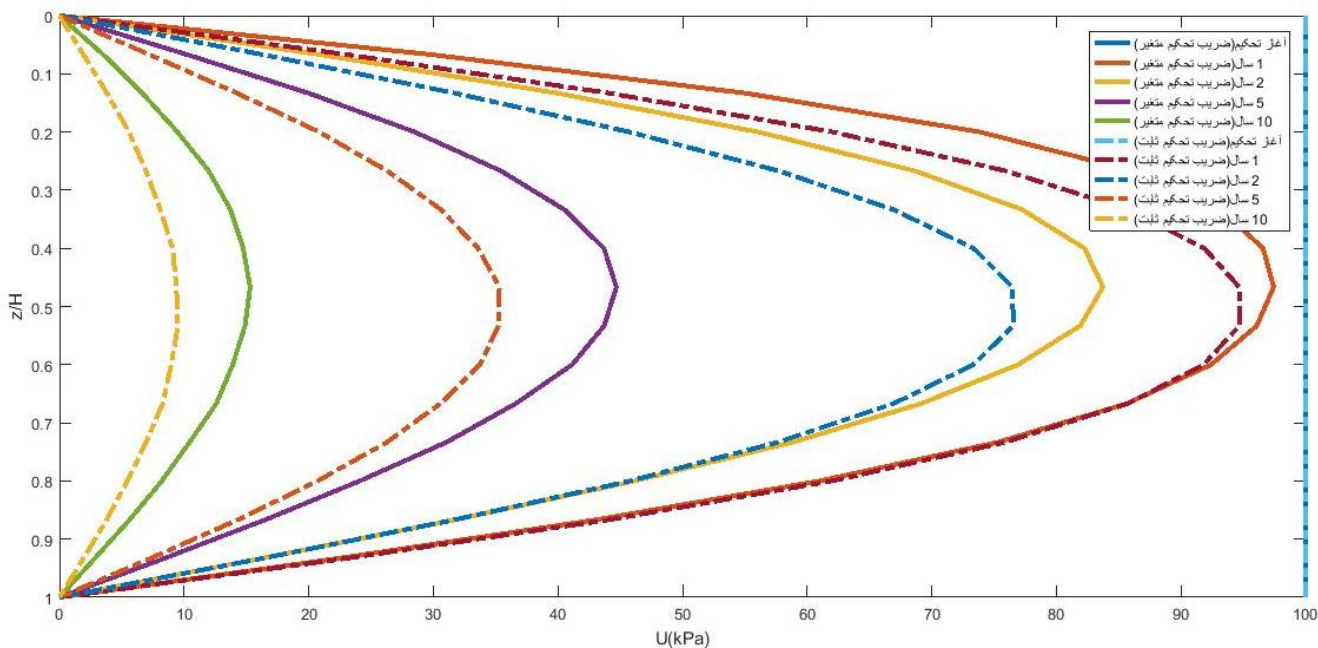
زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	پنج سال	ده سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۹,۷۳	۲۰,۸۵	۱۰,۲۰	۳,۵۰
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۵۵,۰۹	۳۹,۹۷	۲۰,۰۱	۶,۶۵
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۷۳,۸۸	۵۶,۱۰	۲۸,۵۱	۹,۴۷
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۸۶,۰۹	۶۸,۶۳	۳۵,۴۱	۱۱,۹۶
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۹۳,۱۷	۷۷,۲۵	۴۰,۵۰	۱۳,۷۲
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۵۹	۸۲,۲۶	۴۳,۶۹	۱۴,۷۴
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۴۳	۸۳,۷۴	۴۴,۶۹	۱۵,۳۰
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۰۷	۸۱,۹۱	۴۳,۷۱	۱۴,۸۹
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۲,۴۱	۷۶,۹۳	۴۱,۱۴	۱۳,۹۰
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۸۵,۷۰	۶۹,۱۹	۳۶,۶۴	۱۲,۶۰
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۳۱	۵۸,۸۴	۳۱,۰۵	۱۰,۴۴
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۶۰,۹۹	۴۶,۱۵	۲۴,۱۰	۸,۲۱
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۴۳,۰۸	۳۱,۷۶	۱۶,۵۲	۵,۶۳
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۳۲	۱۶,۱۹	۸,۳۸	۲,۸۲
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰



جدول ۳-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	پنج سال	ده سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۹۸	۱۶,۲۶	۷,۱۷	۱,۹۵
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۴۴,۱۲	۳۱,۸۰	۱۴,۲۴	۳,۸۵
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۶۲,۰۱	۴۵,۷۴	۲۰,۷۰	۵,۶۸
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۹۹	۵۷,۶۹	۲۶,۲۱	۷,۱۵
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۸۵,۷۹	۶۶,۹۰	۳۰,۵۸	۸,۳۶
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۹۱,۸۲	۷۳,۲۹	۳۳,۶۲	۹,۲۳
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۴,۷۳	۷۶,۵۱	۳۵,۲۷	۹,۶۴
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۴,۷۲	۷۶,۵۷	۳۵,۱۶	۹,۶۴
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۱,۸۲	۷۳,۲۵	۳۳,۷۶	۹,۱۷
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۸۵,۷۴	۶۶,۹۴	۳۰,۶۸	۸,۴۳
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۹۰	۵۷,۶۳	۲۶,۳۶	۷,۱۸
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۶۲,۰۸	۴۵,۷۴	۲۰,۷۴	۵,۶۶
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۴۴,۱۵	۳۱,۷۶	۱۴,۲۲	۳,۹۱
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۹۱	۱۶,۲۷	۷,۱۸	۱,۹۶
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

شکل ۲-۴ نتایج فوق را به صورت نموداری نمایش می‌دهد.



شکل ۴-۲ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با دو طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

### ۴-۳-۲ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

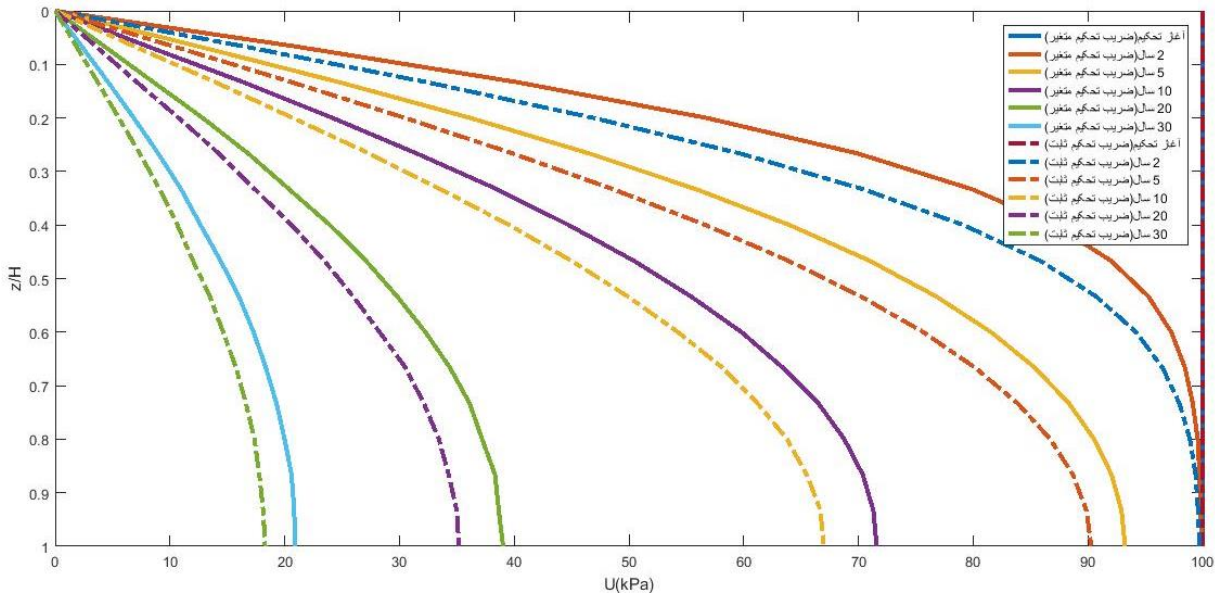
مشابه با حالت قبل، در این مدل با اعمال شرایط زهکشی یک طرفه خاک، مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در دو حالت خطی و غیر خطی با استفاده از روش موجک محاسبه گردیده و در جدول ۴-۴ و جدول ۴-۵ نمایش داده شده است.

جدول ۴-۶ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	دو سال	پنج سال	ده سال	بیست سال	سی سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۱,۰۰	۱۲,۵۵	۸,۱۰	۴,۳۱	۲,۳۲
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۲۸	۲۴,۷۷	۱۶,۴۰	۸,۵۷	۴,۶۲
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۵۶,۷۷	۳۶,۱۸	۲۴,۱۷	۱۲,۸۵	۶,۸۵
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۶۹,۹۸	۴۶,۵۹	۳۱,۵۴	۱۶,۸۳	۸,۹۹
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۷۹,۹۳	۵۵,۸۸	۳۸,۵۲	۲۰,۳۹	۱۰,۹۷
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۸۷,۱۴	۶۴,۰۰	۴۴,۷۵	۲۳,۹۴	۱۲,۶۷
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۲,۰۱	۷۰,۹۷	۵۰,۴۲	۲۷,۰۷	۱۴,۴۱
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۵,۲۷	۷۶,۷۸	۵۵,۴۰	۲۹,۸۰	۱۶,۰۱
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۲۷	۸۱,۵۶	۵۹,۸۱	۳۲,۲۶	۱۷,۲۹
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۹۸,۴۶	۸۵,۳۹	۶۳,۴۲	۳۴,۴۱	۱۸,۳۶
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۱۴	۸۸,۳۶	۶۶,۵۲	۳۶,۱۲	۱۹,۲۹
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۵۷	۹۰,۵۵	۶۸,۷۷	۳۷,۲۱	۱۹,۹۹
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۷۴	۹۲,۰۷	۷۰,۳۹	۳۸,۳۴	۲۰,۶۰
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۸۴	۹۲,۹۳	۷۱,۳۰	۳۸,۶۶	۲۰,۸۳
$H$	۱۰۰	۹۹,۹۰	۹۳,۲۴	۷۱,۵۹	۳۹,۰۳	۲۰,۹۱

جدول ۴-۵ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	دو سال	پنج سال	ده سال	بیست سال	سی سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۶,۵۲	۱۰,۳۵	۶,۹۲	۳,۵۷	۱,۸۶
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۳۲,۴۰	۲۰,۶۲	۱۳,۹۷	۷,۱۲	۳,۷۱
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۴۶,۹۲	۳۰,۴۸	۲۰,۶۹	۱۰,۷۶	۵,۵۴
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۵۹,۷۲	۳۹,۹۱	۲۷,۳۸	۱۴,۲۶	۷,۳۸
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۷۰,۴۴	۴۸,۶۴	۳۳,۵۹	۱۷,۴۱	۹,۰۹
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۷۹,۱۷	۵۶,۶۸	۳۹,۵۶	۲۰,۶۰	۱۰,۶۵
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۸۵,۸۴	۶۳,۸۹	۴۴,۹۸	۲۳,۴۵	۱۲,۰۱
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۰,۷۱	۷۰,۲۲	۴۹,۹۰	۲۵,۹۶	۱۳,۴۷
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۴,۲۱	۷۵,۶۶	۵۴,۲۷	۲۸,۲۷	۱۴,۶۴
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۵۰	۸۰,۱۹	۵۸,۱۷	۳۰,۵۴	۱۵,۷۶
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۹۸	۸۳,۸۹	۶۱,۲۲	۳۲,۱۳	۱۶,۶۲
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۹۸,۸۹	۸۶,۷۳	۶۳,۷۸	۳۳,۴۴	۱۷,۳۷
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۴۰	۸۸,۷۰	۶۵,۵۱	۳۴,۳۰	۱۷,۷۹
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۶۰	۸۹,۸۷	۶۶,۷۰	۳۴,۹۹	۱۸,۱۳
$H$	۱۰۰	۹۹,۷۴	۹۰,۲۹	۶۶,۹۶	۳۵,۱۹	۱۸,۳۰



شکل ۳-۴ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با یک طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

### ۳-۳-۳ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

با توجه به رابطه ۲-۲۳، مقادیر ضریب تحکیم در طول زمان برای یک لایه خاک محاسبه گردیده و مبنای محاسبات برای حل غیر خطی رابطه تحکیم در این حالت قرار گرفته است، همچنین ضریب تحکیم خاک در زمان صفر نیز به عنوان ضریب تحکیم کل لایه خاک برای محاسبه و حل به روش کلاسیک استفاده شده است.

در این حالت با اعمال شرایط زهکشی دو طرفه بر روی یک لایه خاک، مقادیر اضافه فشار آب حفره ای ناشی از سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال در دو حالت خطی و غیر خطی در جدول ۴-۶ و جدول ۴-۷ نمایش داده شده است.

جدول ۴-۶ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان)

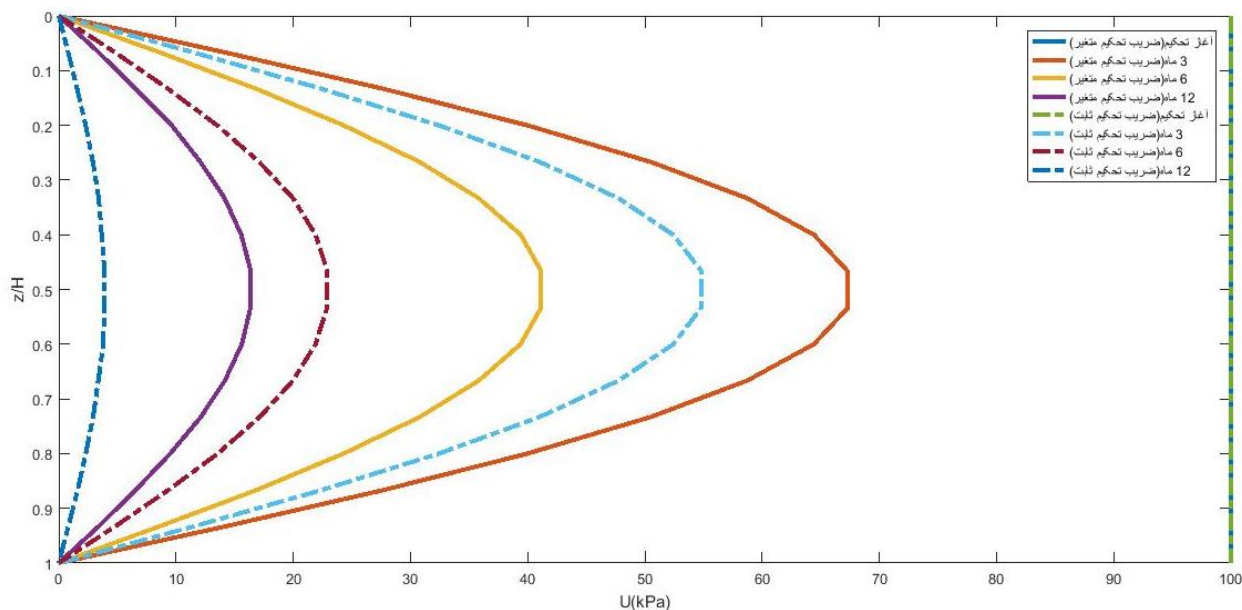
زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	۳ ماه	۶ ماه	۹ ماه	۱۲ ماه
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۴,۱۷	۸,۶۰	۵,۴۶	۳,۴۰
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۲۷,۷۰	۱۶,۸۴	۱۰,۷۳	۶,۵۳
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۳۹,۹۷	۲۴,۳۰	۱۵,۶۵	۹,۶۳
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۵۰,۴۵	۳۰,۷۵	۱۹,۸۳	۱۲,۰۷
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۵۸,۷۳	۳۵,۸۳	۲۳,۱۸	۱۴,۱۵
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۶۴,۴۱	۳۹,۴۰	۲۵,۳۸	۱۵,۵۷
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۶۷,۳۱	۴۱,۱۶	۲۶,۵۴	۱۶,۳۸
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۶۷,۳۳	۴۱,۱۵	۲۶,۵۵	۱۶,۳۵
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۶۴,۴۲	۳۹,۳۹	۲۵,۴۰	۱۵,۶۲
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۵۸,۷۳	۳۵,۸۳	۲۳,۲۱	۱۴,۱۶
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۵۰,۴۶	۳۰,۷۷	۱۹,۸۵	۱۲,۱۱
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۳۹,۹۷	۲۴,۳۰	۱۵,۶۶	۹,۵۱
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۲۷,۶۹	۱۶,۸۵	۱۰,۸۳	۶,۵۵
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۱۴,۱۵	۸,۵۴	۵,۵۱	۳,۳۸
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

جدول ۴-۷ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	۳ ماه	۶ ماه	۹ ماه	۱۲ ماه
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۴۷	۴,۷۹	۲,۰۴	۰,۸۰
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۴۳	۹,۳۲	۴,۰۲	۱,۵۶
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۳۲,۴۱	۱۳,۵۰	۵,۸۳	۲,۲۸
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۹۹	۱۷,۰۸	۷,۳۵	۲,۹۰
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۷۵	۱۹,۹۹	۸,۵۴	۳,۴۱
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۴۲	۲۱,۹۰	۹,۴۳	۳,۶۶
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۵۴,۸۳	۲۲,۹۲	۹,۸۳	۳,۹۰
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۵۴,۸۱	۲۲,۸۸	۹,۸۸	۳,۸۶
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۴۳	۲۱,۹۰	۹,۴۸	۳,۷۹
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۷۵	۱۹,۹۷	۸,۶۰	۳,۳۷
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۹۸	۱۷,۱۳	۷,۳۹	۲,۹۲
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۳۲,۴۳	۱۳,۵۶	۵,۸۴	۲,۳۰
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۴۲	۹,۳۳	۴,۰۶	۱,۶۱
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۴۷	۴,۷۹	۲,۰۴	۰,۸۱
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

همان طور که در جداول بالا مشخص است مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در حالتی که ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان در نظر گرفته شود، بیشتر از حالتی است که ضریب تحکیم ثابت در نظر گرفته شده است و این امر بیان‌گر این است که زمان محاسبه شده توسط روش کلاسیک کمتر از زمان واقعی تحکیم خاک می‌باشد.

شکل ۴-۴ مقایسه نتایج حل به دو روش محاسباتی را نمایش می‌دهد.



شکل ۴-۴ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با دو طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

#### ۴-۳-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

مشابه با حالت قبل و با استفاده از رابطه ۲-۲۳ و با اعمال شرایط زهکشی یک طرفه بر روی لایه خاک مورد بررسی، نتایج حاصل از حل معادله تحکیم خاک به دو روش محاسباتی تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال در جدول ۴-۸ و جدول ۴-۹ آورده شده است.

مقایسه نتایج نشان می‌دهد در این حالت نیز مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در حالت حل با ضریب تحکیم متغیر بیشتر از مقادیر مشابه آن در حالت کلاسیک بوده و زمان واقعی تحکیم بیشتر از زمان محاسبه شده به وسیله روش کلاسیک می‌باشد.



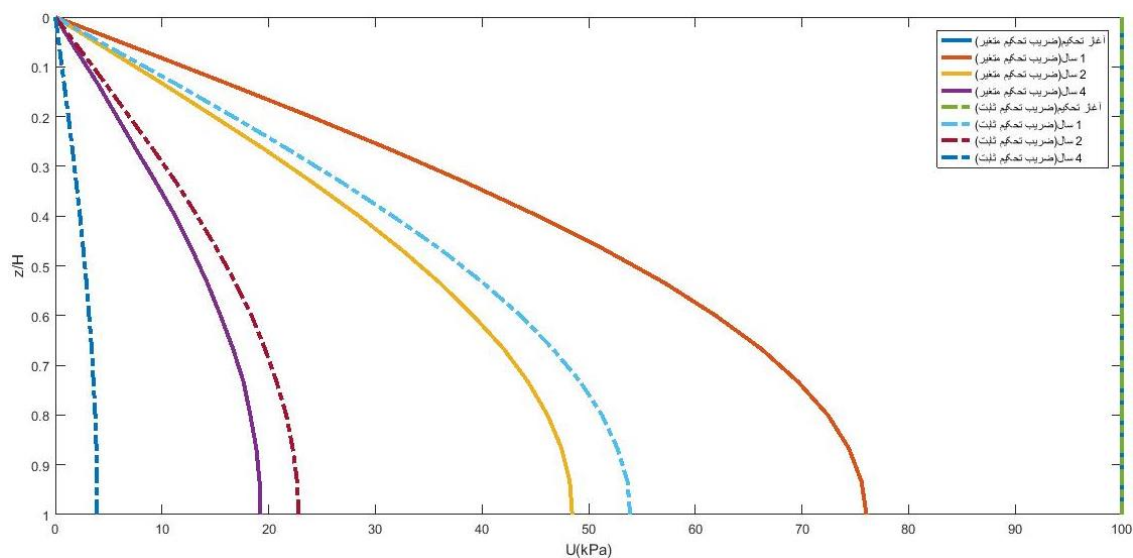
جدول ۸-۴ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	سه سال	چهار سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۸,۰۹	۵,۰۰	۳,۱۱	۱,۹۶
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۱۶,۰۸	۱۰,۰۲	۶,۲۸	۳,۹۵
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۲۳,۹۲	۱۴,۸۸	۹,۲۸	۵,۷۷
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۳۱,۴۶	۱۹,۶۷	۱۲,۳۵	۷,۵۹
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۳۸,۵۸	۲۴,۱۷	۱۵,۱۳	۹,۴۶
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۴۵,۲۷	۲۸,۴۷	۱۷,۸۴	۱۱,۲۴
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۵۱,۴۳	۳۲,۴۱	۲۰,۳۷	۱۲,۷۹
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۵۷,۰۵	۳۶,۰۰	۲۲,۷۴	۱۴,۲۲
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۶۱,۹۱	۳۹,۱۸	۲۴,۷۲	۱۵,۴۹
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۶۶,۱۷	۴۲,۰۳	۲۶,۴۸	۱۶,۶۵
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۶۹,۶۵	۴۴,۳۳	۲۸,۰۰	۱۷,۶۴
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۷۲,۴۳	۴۶,۱۴	۲۹,۱۵	۱۸,۲۸
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۷۴,۴۰	۴۷,۴۵	۲۹,۹۹	۱۸,۸۴
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۵۸	۴۸,۲۳	۳۰,۴۲	۱۹,۱۴
$H$	۱۰۰	۷۶,۰۵	۴۸,۴۶	۳۰,۵۶	۱۹,۲۴

جدول ۴-۹ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) به دست آمده از روش موجک در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	سه سال	چهار سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۵,۵۹	۲,۳۸	۰,۹۷	۰,۴۱
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۲۲	۴,۶۹	۱,۹۵	۰,۸۲
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۱۶,۶۵	۶,۹۳	۲,۸۷	۱,۲۲
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۲۱,۸۹	۹,۱۹	۳,۸۸	۱,۶۰
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۲۶,۹۴	۱۱,۳۶	۴,۷۸	۱,۹۶
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۳۱,۶۳	۱۳,۳۰	۵,۴۵	۲,۳۱
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۳۶,۱۱	۱۵,۱۶	۶,۲۲	۲,۶۱
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۰۵	۱۶,۸۶	۶,۹۱	۲,۹۱
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۴۳,۶۲	۱۸,۴۰	۷,۶۲	۳,۱۶
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۴۶,۶۳	۱۹,۶۵	۸,۰۷	۳,۴۱
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۴۹,۲۲	۲۰,۷۵	۸,۵۹	۳,۵۷
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۵۱,۲۵	۲۱,۶۵	۸,۹۱	۳,۷۴
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۷۰	۲۲,۲۵	۹,۱۷	۳,۸۴
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۵۳,۶۴	۲۲,۶۷	۹,۴۰	۳,۹۱
$H$	۱۰۰	۵۳,۸۹	۲۲,۷۹	۹,۳۷	۳,۹۲

در این حالت نیز مشابه تمامی حالت ذکر شده، نتایج بدست آمده از روش حل کلاسیک (خطی) کوچکتر از نتایج بدست آمده از روش غیر خطی بوده و در نتیجه زمان تحکیم بدست آمده از روش کلاسیک کمتر از زمان تحکیم واقعی خاک می‌باشد. شکل ۴-۵ نمودار مقایسه میزان فشار آب منفذی در لایه خاک مورد بررسی را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۵ نمودار تغییرات فشار آب حفره ای به دست آمده از روش موجک در لایه خاک با یک طرف زهکش در طول تحکیم با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

در این بخش نحوه حل مساله تحکیم به صورت خطی و غیر خطی با استفاده از روش موجک ارائه گردید و نتایج حاصل از آن به صورت جدول و نمودار برای درک بهتر موضوع نمایش داده شده است؛ در ادامه نیز مساله تحکیم با استفاده از روش تفاضلات محدود حل گردیده و نتایج آن با نتایج بدست آمده از روش موجک مقایسه گردیده است.

## ۴-۴ حل عددی رابطه تحکیم در حالت های مختلف خاک به روش تفاضل محدود

### ۴-۴-۱ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

شرایط مرزی در این حالت به شرح ذیل می باشد.

$$\begin{cases} u_i^0 = 100 \\ z = 0 \rightarrow u_1^n = 0 \\ z = 10 \rightarrow u_{10}^n = 0 \end{cases}$$

با توجه به رابطه ۲-۲۲، مقادیر ضریب تحکیم محاسبه گردیده و برای حل این حالت مقدار  $\Delta t$  را برابر ۲۵ روز در نظر گرفته و با تشکیل معادلات تفاضلی، مقادیر بدست آمده برای فشار آب منفذی و نمودار آن تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال در زمان های ۱ سال، ۲ سال، ۵ سال و ۱۰ سال به شرح ذیل می باشد. لازم بذکر است برای حالت ضریب تحکیم ثابت، مقدار میانگین ضریب تحکیم بدست آمده در عمق خاک برابر ۲,۱۸ مترمربع بر سال به عنوان ضریب تحکیم کل لایه خاک لحاظ گردیده است.

جدول ۴-۱۰ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	پنج سال	ده سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۹,۸۲	۲۰,۹۵	۱۰,۴۶	۳,۶۱
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۵۵,۱۷	۴۰,۰۹	۲۰,۲۳	۶,۹۹
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۷۳,۹۱	۵۶,۲۲	۲۸,۷۷	۹,۹۴
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۸۶,۱۵	۶۸,۷۱	۳۵,۶۹	۱۲,۳۵
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۹۳,۲۰	۷۷,۳۹	۴۰,۷۵	۱۴,۱۱
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۶۱	۸۲,۳۶	۴۳,۸۱	۱۵,۱۸
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۴۵	۸۳,۸۲	۴۴,۸۶	۱۵,۵۶
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۱۳	۸۱,۹۹	۴۳,۹۶	۱۵,۲۶
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۲,۴۲	۷۷,۰۷	۴۱,۲۵	۱۴,۳۳
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۸۵,۷۰	۶۹,۲۹	۳۶,۹۳	۱۲,۸۳
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۳۶	۵۸,۹۱	۳۱,۲۲	۱۰,۸۶
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۶۱,۰۹	۴۶,۲۸	۲۴,۳۹	۸,۴۸
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۴۳,۱۳	۳۱,۸۸	۱۶,۷۲	۵,۸۲
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۳۳	۱۶,۲۵	۸,۵۰	۲,۹۶
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

جدول ۴-۱۱ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	پنج سال	ده سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۵,۰۲	۱۷,۹۴	۹,۰۸	۳,۰۸
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۶۹	۳۴,۹۲	۱۷,۷۷	۶,۰۳
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۶۶,۳۰	۵۰,۰۹	۲۵,۶۸	۸,۷۱
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۸۰,۰۸	۶۲,۷۹	۳۲,۴۶	۱۱,۰۱
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۸۹,۲۳	۷۲,۵۷	۳۷,۸۳	۱۲,۸۳
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۹۴,۵۴	۷۹,۱۹	۴۱,۵۴	۱۴,۰۹
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۹۱	۸۲,۵۱	۴۳,۴۴	۱۴,۷۴
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۹۱	۸۲,۵۱	۴۳,۴۴	۱۴,۷۴
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۴,۵۴	۷۹,۱۹	۴۱,۵۴	۱۴,۰۹
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۸۹,۲۳	۷۲,۵۷	۳۷,۸۳	۱۲,۸۳
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۸۰,۰۸	۶۲,۷۹	۳۲,۴۶	۱۱,۰۱
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۶۶,۳۰	۵۰,۰۹	۲۵,۶۸	۸,۷۱
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۶۹	۳۴,۹۲	۱۷,۷۷	۶,۰۳
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۲۵,۰۲	۱۷,۹۴	۹,۰۸	۳,۰۸
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

## ۴-۴-۲ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به عمق

شرایط مرزی در این حالت به شرح ذیل می باشد.

$$\left\{ \begin{array}{l} u_i^0 = 100 \\ z = 0 \rightarrow u_1^n = 0 \\ z = 10 \rightarrow \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \rightarrow \frac{u_{11}^n - u_9^n}{2\Delta} = 0 \rightarrow u_{11}^n = u_9^n \end{array} \right.$$

مشابه حالت قبل و با در نظر گرفتن مقدار  $\Delta t$  برابر ۲۵ روز و با تشکیل معادلات تفاضلی، مقادیر

بدست آمده برای فشار آب منفذی تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال در زمانهای ۲ سال، ۵ سال، ۱۰ سال،

سال، ۲۰ سال، ۳۰ سال برای دو حالت حل خطی و غیر خطی به شرح ذیل می باشد.

جدول ۴-۱۲ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	دو سال	پنج سال	ده سال	بیست سال	سی سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۲۱,۰۳	۱۲,۶۴	۸,۳۲	۴,۴۵	۲,۴۲
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۳۳	۲۴,۸۳	۱۶,۴۷	۸,۸۱	۴,۷۹
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۵۶,۸۰	۳۶,۲۶	۲۴,۳۱	۱۳,۰۳	۷,۰۸
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۶۹,۹۹	۴۶,۶۹	۳۱,۷۱	۱۷,۰۳	۹,۲۵
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۷۹,۹۸	۵۵,۹۸	۳۸,۶۰	۲۰,۷۷	۱۱,۲۹
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۸۷,۱۵	۶۴,۱۰	۴۴,۹۱	۲۴,۲۳	۱۳,۱۶
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۹۲,۰۶	۷۱,۰۴	۵۰,۶۰	۲۷,۳۶	۱۴,۸۶
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۵,۲۸	۷۶,۸۶	۵۵,۶۲	۳۰,۱۴	۱۶,۳۸
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۲۹	۸۱,۶۴	۵۹,۹۷	۳۲,۵۷	۱۷,۷۰
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۹۸,۵۰	۸۵,۴۶	۶۳,۶۴	۳۴,۶۲	۱۸,۸۱
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۲۰	۸۸,۴۳	۶۶,۶۱	۳۶,۳۰	۱۹,۷۲
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۵۹	۹۰,۶۳	۶۸,۹۰	۳۷,۵۹	۲۰,۴۳
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۷۹	۹۲,۱۴	۷۰,۵۲	۳۸,۵۱	۲۰,۹۳
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۸۹	۹۳,۰۲	۷۱,۴۷	۳۹,۰۵	۲۱,۲۲
$H$	۱۰۰	۹۹,۹۱	۹۳,۳۰	۷۱,۷۹	۳۹,۲۳	۲۱,۳۲



جدول ۴-۱۳ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	دو سال	پنج سال	ده سال	بیست سال	سی سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۸,۰۳	۱۱,۳۸	۷,۸۹	۴,۵۴	۲,۶۵
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۳۵,۱۶	۲۲,۵۲	۱۵,۶۸	۹,۰۳	۵,۲۷
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۵۰,۶۲	۳۳,۲۲	۲۳,۲۸	۱۳,۴۳	۷,۸۳
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۶۳,۸۹	۴۳,۲۸	۳۰,۶۱	۱۷,۶۷	۱۰,۳۱
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۷۴,۶۸	۵۲,۵۵	۳۷,۵۷	۲۱,۷۳	۱۲,۶۷
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۸۳,۰۳	۶۰,۹۱	۴۴,۰۹	۲۵,۵۴	۱۴,۹۰
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۸۹,۱۴	۶۸,۳۰	۵۰,۱۰	۲۹,۰۷	۱۶,۹۶
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۹۳,۳۸	۷۴,۶۷	۵۵,۵۴	۳۲,۲۹	۱۸,۸۴
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۹۶,۱۶	۸۰,۰۳	۶۰,۳۶	۳۵,۱۵	۲۰,۵۰
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۹۷,۸۹	۸۴,۴۳	۶۴,۵۰	۳۷,۶۳	۲۱,۹۵
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۹۸,۹۰	۸۷,۹۰	۶۷,۹۴	۳۹,۶۹	۲۳,۱۵
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۴۶	۹۰,۵۲	۷۰,۶۴	۴۱,۳۲	۲۴,۱۱
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۷۵	۹۲,۳۴	۷۲,۵۹	۴۲,۵۰	۲۴,۷۹
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۹۹,۸۸	۹۳,۴۱	۷۳,۷۶	۴۳,۲۱	۲۵,۲۱
$H$	۱۰۰	۹۹,۹۱	۹۳,۷۷	۷۴,۱۵	۴۳,۴۵	۲۵,۳۵

## ۴-۴-۳ لایه خاک با دو طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

با توجه به رابطه ۲-۲۳ مربوط به تغییرات ضریب تحکیم با گذشت زمان، مقادیر ضریب تحکیم در طول زمان محاسبه گردیده و بر مبنای آن مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال توسط ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان و با در نظر گرفتن شرایط مرزی مربوط به لایه خاک دو طرف زهکش در جدول ۴-۱۴ و جدول ۴-۱۵ آورده شده است. لازم بذکر است که مقدار ضریب تحکیم در زمان صفر برای حل به صورت خطی به عنوان ضریب تحکیم ثابت خاک لحاظ گردیده است.

$$\text{شرایط مرزی} \begin{cases} u_i^0 = 100 \\ z = 0 \rightarrow u_1^n = 0 \\ z = 10 \rightarrow u_{10}^n = 0 \end{cases}$$

جدول ۴-۱۴ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	۳ ماه	۶ ماه	۹ ماه	۱۲ ماه
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۴,۱۷	۸,۶۲	۵,۵۹	۳,۴۶
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۲۷,۷۰	۱۶,۸۶	۱۰,۹۳	۶,۷۷
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۳۹,۹۸	۲۴,۳۶	۱۵,۷۹	۹,۷۸
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۵۰,۴۷	۳۰,۸۰	۱۹,۹۶	۱۲,۳۷
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۵۸,۷۳	۳۵,۸۹	۲۳,۲۶	۱۴,۴۱
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۶۴,۴۳	۳۹,۴۲	۲۵,۵۵	۱۵,۸۳
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۶۷,۳۳	۴۱,۲۲	۲۶,۷۲	۱۶,۵۵
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۶۷,۳۳	۴۱,۲۲	۲۶,۷۲	۱۶,۵۵
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۶۴,۴۳	۳۹,۴۲	۲۵,۵۵	۱۵,۸۳
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۵۸,۷۳	۳۵,۸۹	۲۳,۲۶	۱۴,۴۱
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۵۰,۴۷	۳۰,۸۰	۱۹,۹۶	۱۲,۳۷
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۳۹,۹۸	۲۴,۳۶	۱۵,۷۹	۹,۷۸
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۲۷,۷۰	۱۶,۸۶	۱۰,۹۳	۶,۷۷
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۱۴,۱۷	۸,۶۲	۵,۵۹	۳,۴۶
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

جدول ۴-۱۵ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی دو طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	۳ ماه	۶ ماه	۹ ماه	۱۲ ماه
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۴۷	۴,۸۰	۲,۰۹	۰,۸۴
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۴۴	۹,۳۹	۴,۰۸	۱,۶۴
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۳۲,۴۳	۱۳,۵۷	۵,۹۰	۲,۳۸
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۹۹	۱۷,۱۵	۷,۴۶	۳,۰۱
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۷۶	۱۹,۹۹	۸,۶۹	۳,۵۰
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۴۴	۲۱,۹۵	۹,۵۴	۳,۸۵
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۵۴,۸۳	۲۲,۹۶	۹,۹۸	۴,۰۲
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۵۴,۸۳	۲۲,۹۶	۹,۹۸	۴,۰۲
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۴۴	۲۱,۹۵	۹,۵۴	۳,۸۵
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۴۷,۷۶	۱۹,۹۹	۸,۶۹	۳,۵۰
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۹۹	۱۷,۱۵	۷,۴۶	۳,۰۱
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۳۲,۴۳	۱۳,۵۷	۵,۹۰	۲,۳۸
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۲۲,۴۴	۹,۳۹	۴,۰۸	۱,۶۴
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۴۷	۴,۸۰	۲,۰۹	۰,۸۴
$H$	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰

## ۴-۴-۴ لایه خاک با یک طرف زهکش با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان

در این حالت مشابه حالت ۳-۴-۴ با در نظر گرفتن شرایط مرزی خاک یک طرف زهکش که به صورت ذیل می باشد، مقادیر اضافه فشار آب حفره ای تحت سربار ۱۰۰ کیلوپاسکال و با در نظر گرفتن ضریب تحکیم متغیر و ثابت نسبت به زمان در جدول ۴-۱۶ و جدول ۴-۱۷ آورده شده است.

$$\left. \begin{array}{l} \text{شرایط مرزی} \\ \left\{ \begin{array}{l} u_i^0 = 100 \\ z = 0 \rightarrow u_1^n = 0 \\ z = 10 \rightarrow \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \rightarrow \frac{u_{11}^n - u_9^n}{2\Delta} = 0 \rightarrow u_{11}^n = u_9^n \end{array} \right. \end{array} \right\}$$

جدول ۴-۱۶ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان)

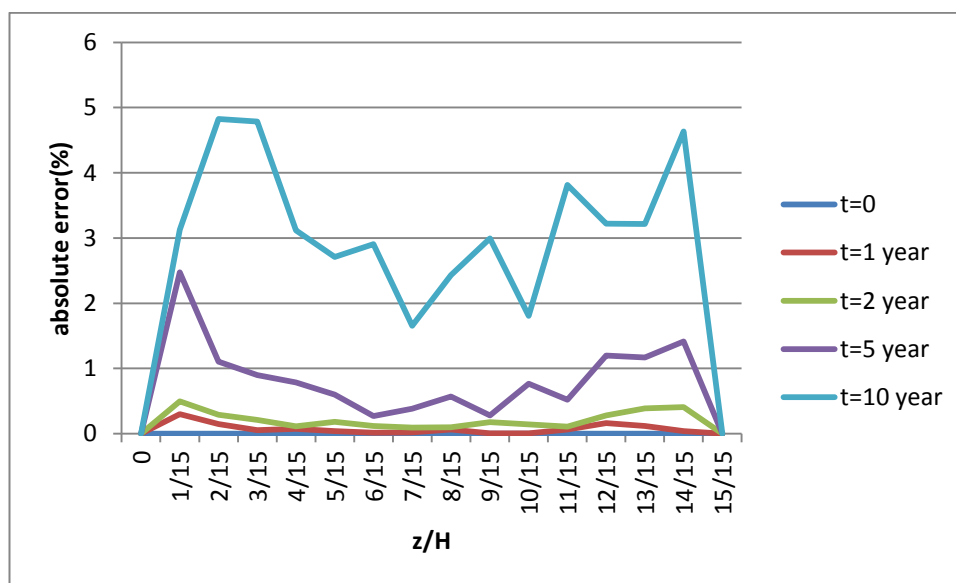
زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	سه سال	چهار سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۸,۱۲	۵,۰۹	۳,۲۳	۲,۰۵
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۱۶,۱۴	۱۰,۱۲	۶,۴۲	۴,۰۸
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۲۳,۹۷	۱۵,۰۴	۹,۵۴	۶,۰۶
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۳۱,۵۰	۱۹,۷۹	۱۲,۵۵	۷,۹۸
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۳۸,۶۵	۲۴,۳۳	۱۵,۴۳	۹,۸۱
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۴۵,۳۴	۲۸,۵۹	۱۸,۱۴	۱۱,۵۴
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۵۱,۵۰	۳۲,۵۵	۲۰,۶۵	۱۳,۱۳
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۵۷,۰۷	۳۶,۱۵	۲۲,۹۳	۱۴,۵۹
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۶۱,۹۹	۳۹,۳۵	۲۴,۹۶	۱۵,۸۸
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۶۶,۲۲	۴۲,۱۲	۲۶,۷۲	۱۷,۰۰
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۶۹,۷۳	۴۴,۴۳	۲۸,۱۹	۱۷,۹۳
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۷۲,۴۸	۴۶,۲۵	۲۹,۳۵	۱۸,۶۷
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۷۴,۴۶	۴۷,۵۷	۳۰,۱۸	۱۹,۲۰
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۷۵,۶۵	۴۸,۳۶	۳۰,۶۹	۱۹,۵۲
$H$	۱۰۰	۷۶,۰۵	۴۸,۶۳	۳۰,۸۶	۱۹,۶۳

جدول ۴-۱۷ مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای (kpa) بدست آمده از روش تفاضل محدود در زمان‌های مختلف و در عمق خاک در شرایط زهکشی یک طرفه (ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان)

زمان نسبت عمق	آغاز تحکیم	یک سال	دو سال	سه سال	چهار سال
صفر	۱۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰
$\frac{1}{15}H$	۱۰۰	۵,۶۴	۲,۳۹	۱,۰۱	۰,۴۳
$\frac{2}{15}H$	۱۰۰	۱۱,۲۳	۴,۷۶	۲,۰۱	۰,۸۵
$\frac{3}{15}H$	۱۰۰	۱۶,۶۹	۷,۰۷	۲,۹۸	۱,۲۷
$\frac{4}{15}H$	۱۰۰	۲۱,۹۶	۹,۳۱	۳,۹۳	۱,۶۷
$\frac{5}{15}H$	۱۰۰	۲۶,۹۹	۱۱,۴۴	۴,۸۳	۲,۰۵
$\frac{6}{15}H$	۱۰۰	۳۱,۷۳	۱۳,۴۵	۵,۶۸	۲,۴۱
$\frac{7}{15}H$	۱۰۰	۳۶,۱۱	۱۵,۳۱	۶,۴۶	۲,۷۴
$\frac{8}{15}H$	۱۰۰	۴۰,۱۰	۱۷,۰۰	۷,۱۸	۳,۰۴
$\frac{9}{15}H$	۱۰۰	۴۳,۶۵	۱۸,۵۱	۷,۸۱	۳,۳۱
$\frac{10}{15}H$	۱۰۰	۴۶,۷۲	۱۹,۸۲	۸,۳۷	۳,۵۵
$\frac{11}{15}H$	۱۰۰	۴۹,۲۸	۲۰,۹۰	۸,۸۲	۳,۷۴
$\frac{12}{15}H$	۱۰۰	۵۱,۳۰	۲۱,۷۶	۹,۱۹	۳,۹۰
$\frac{13}{15}H$	۱۰۰	۵۲,۷۶	۲۲,۳۸	۹,۴۵	۴,۰۱
$\frac{14}{15}H$	۱۰۰	۵۳,۶۴	۲۲,۷۶	۹,۶۱	۴,۰۷
$H$	۱۰۰	۵۳,۹۳	۲۲,۸۸	۹,۶۶	۴,۱۰

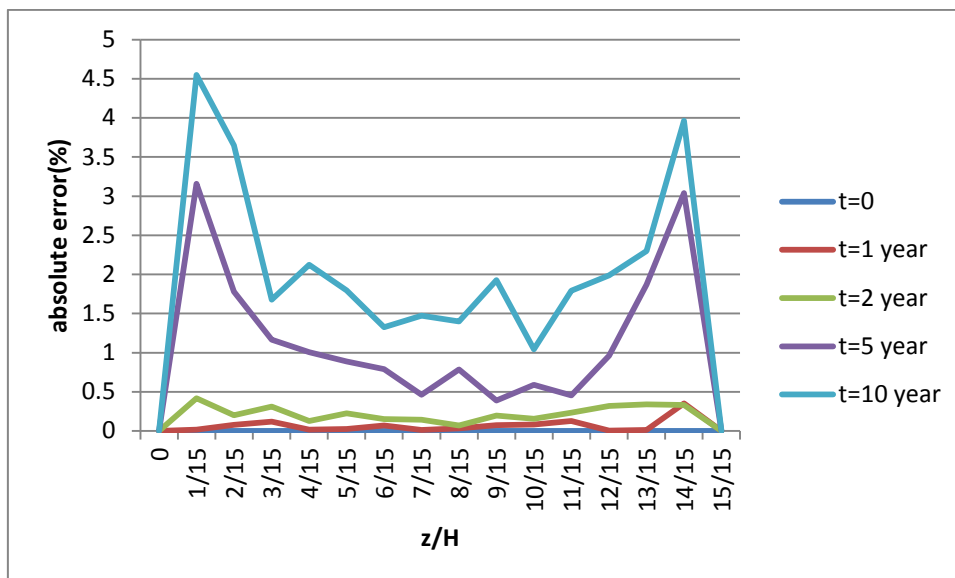
## ۴-۵ مقایسه نتایج حاصل از دو روش حل

در این بخش نتایج حاصل از حل مسئله تحکیم که به روش موجک و تفاضل محدود بدست آمده است جهت صحت سنجی جواب ها و روش حل مقایسه شده است. برای مقایسه نتایج حاصل از دو روش، اختلاف مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای محاسبه شده در هر روش و تحت شرایط زهکشی مشخص با هم در شکل ۴-۶ تا شکل ۴-۱۳ به صورت جدا نشان داده شده است.

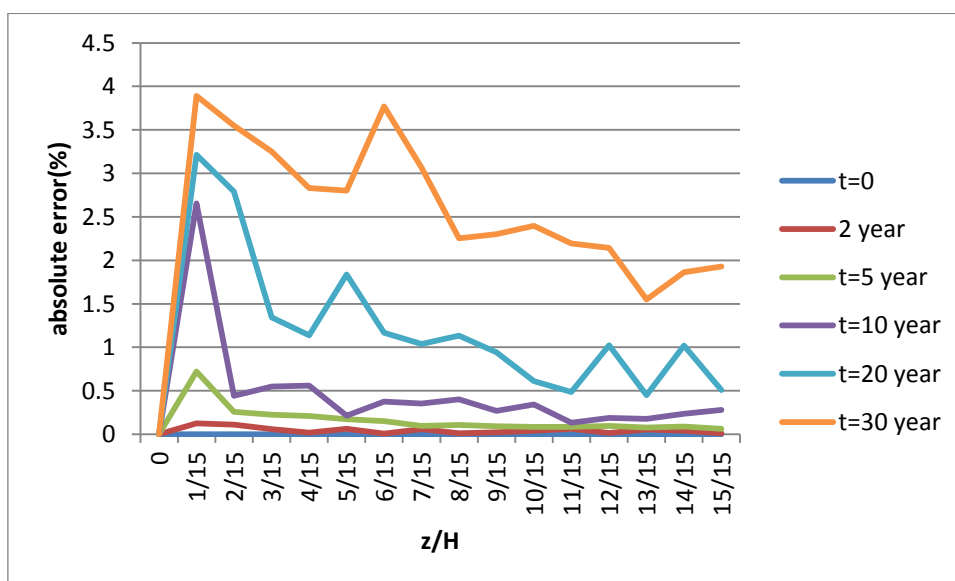


شکل ۴-۶ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق

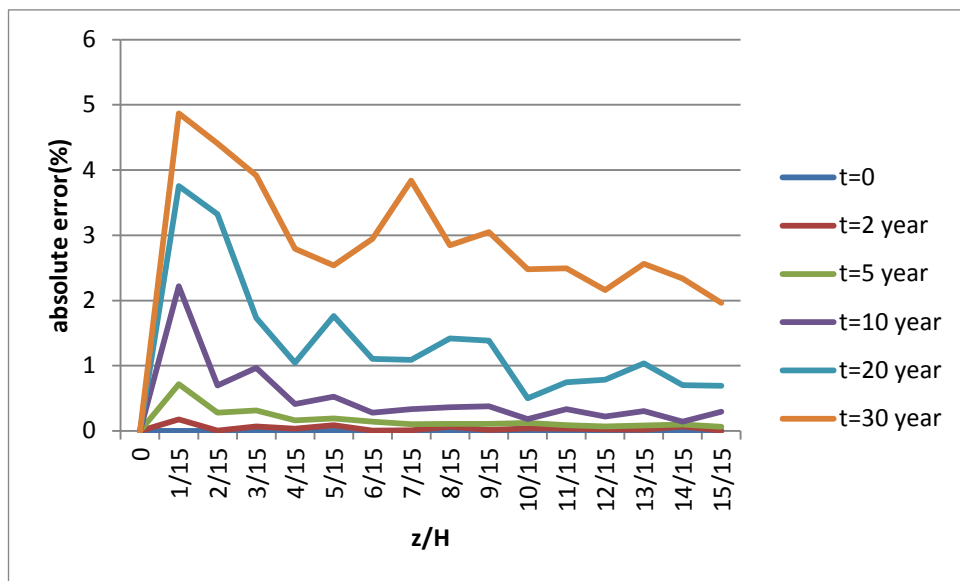




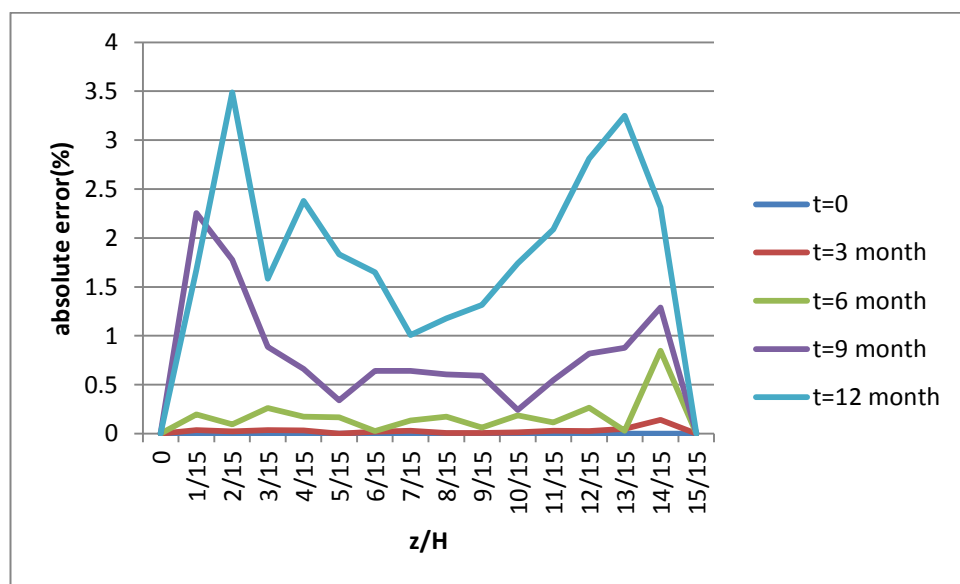
شکل ۷-۴ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق



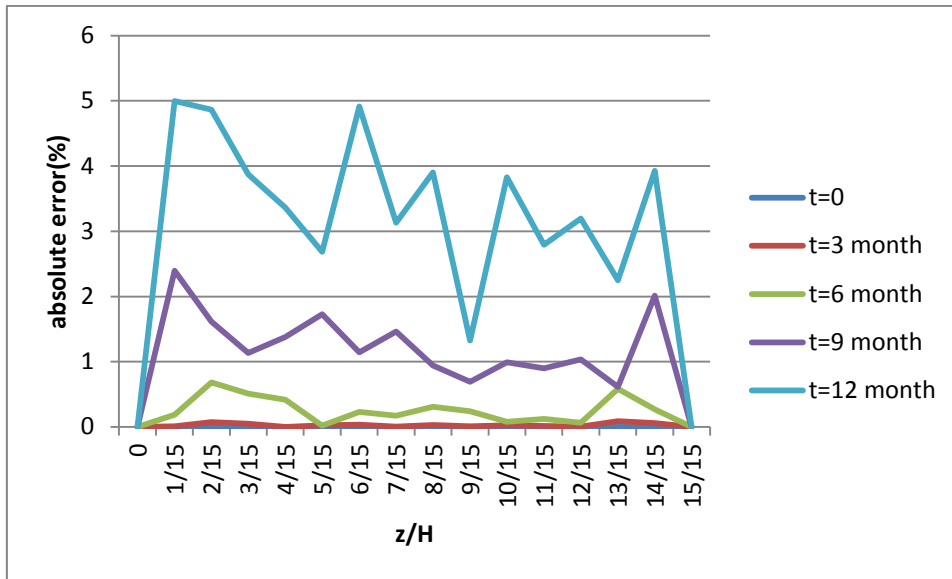
شکل ۸-۴ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به عمق



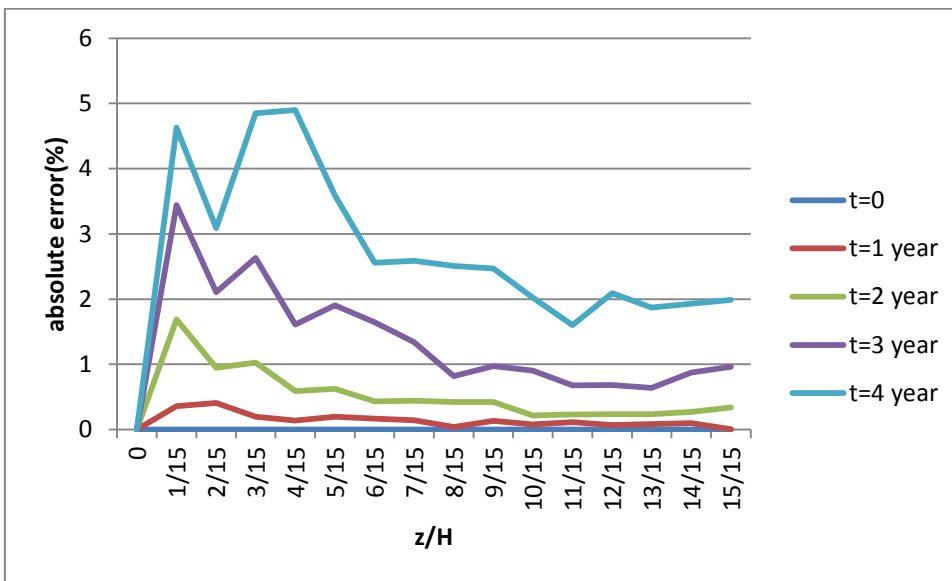
شکل ۹-۴ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به عمق



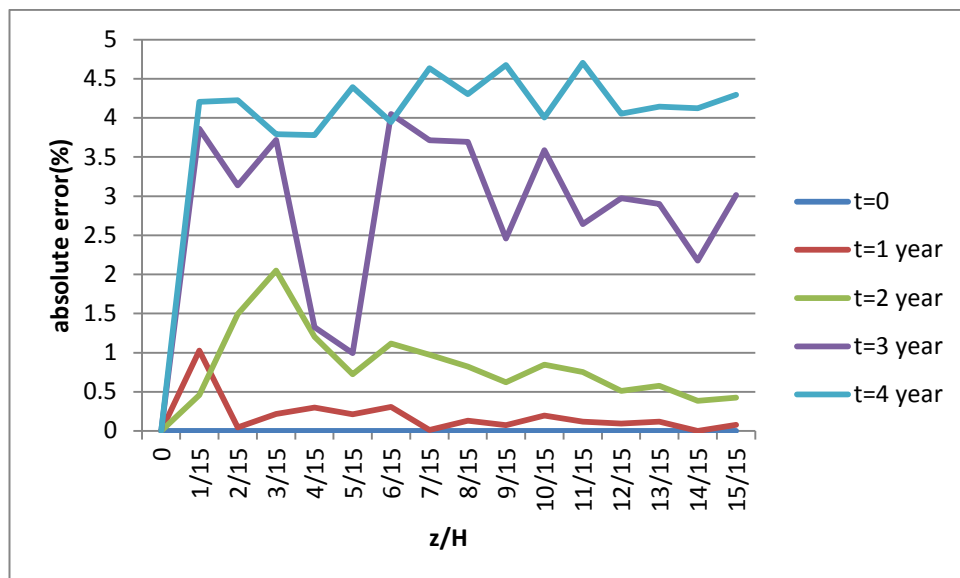
شکل ۱۰-۴ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان



شکل ۴-۱۱ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با دو طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان



شکل ۴-۱۲ اختلاف مقادیر بدست از روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم متغیر نسبت به زمان



شکل ۴-۱۳ خطای نسبی روش موجک و روش تفاضل محدود برای خاک با یک طرف زهکش و ضریب تحکیم ثابت نسبت به زمان

همانطور که در اشکال بالا ملاحظه می‌شود، بیشترین میزان اختلاف در محاسبات بین دو روش از کوچکتر از ۵ درصد بوده و این امر بیان‌گر آن است که محاسبات بر مبنای روش موجک قابل قبول بوده و می‌توان به عنوان روشی نوین برای محاسبات دیفرانسیلی از آن بهره نمود.

# فصل ۵ نتیجه گیری

## ۵-۱ نتیجه گیری

همانطور که در نتایج بیان شده توسط دو روش محاسباتی مشخص است، مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در حالتی که ضریب تحکیم متغیر در نظر گرفته می‌شود با مقادیر بدست آمده از حالت کلاسیک متفاوت می‌باشد. در تمامی حالات مقادیر اضافه فشار آب حفره‌ای در حالت کلاسیک کمتر از حالتی است که ضریب تحکیم متغیر در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این که برای تحکیم خاک باید فشار منفذی مستهلک گردد، این اختلاف میزان فشار آب حفره‌ای بیان‌گر این است که زمان تحکیم واقعی (بدست‌آمده از حل غیر خطی مساله) بیشتر از زمان محاسبه شده توسط حل به روش کلاسیک (حل خطی مساله) می‌باشد. در واقع خاک برای تحکیم یافتن به زمان بیشتری از زمان بدست‌آمده از روش خطی (کلاسیک) نیاز دارد و لذا تئوری کلاسیک بطور محافظه‌کارانه زمان تحکیم را زودتر پیش‌بینی می‌کند.

روش پیشنهادی این قابلیت را دارد که ضریب تحکیم به صورت هر تابع ریاضیاتی نظیر  $F(t)$ ،  $F(z)$  و  $F(z,t)$  را در معادله تحکیم اثر داده و حل نماید.

## ۵-۲ پیشنهادات

در این پژوهش با توجه به محدودیت رابطه تغییرات ضریب تحکیم، نحوه تغییرات ضریب تحکیم یا در راستای عمق و یا در طول زمان به صورت مجزا بررسی شده است و این تحقیقات شروعی برای حل دقیق مساله تحکیم خاک و برآورد زمان دقیق تحکیم و میزان نشست خاک در زمان معین می‌باشد؛ لذا پیشنهاد می‌گردد که برای گسترش علم در این زمینه اقدام به حل مساله تحکیم خاک با در نظر گرفتن تغییرات ضریب تحکیم در طول زمان و در راستای عمق به صورت همزمان گردد. همچنین نحوه تغییرات ضریب تحکیم نسبت به زمان کمتر مورد بررسی و تحقیق قرار گرفته است که به نظر می‌رسد تحقیقات بیشتری مورد نیاز می‌باشد.

- 1- Ying-chun, Z., Kang-he, X., & Xi-bin, L. (2005). Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, 6(3), 187-181 .
- 2- Das, B. M. (2013). *Advanced soil mechanics*: Crc Press.  
 ۳- تقوایی، علی اکبر، معروفی، سکینه، رشتبری، معصومه. (۱۳۹۱). مدیریت بحران در نشست های ساختمانی نمونه موردی: شهر تهران .علمی پژوهشی مدیریت بحران ، ۱(۱) ، ۲۳-۳۳
- 4- Bowles, L. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-hill.
- 5- Gibson, R., England, G., & Hussey, M. (1967). The Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: \. finite non-Linear consolidation of thin homogeneous layers. *Geotechnique*, 17(3), 261-273 .
- 6- Larsson, R. (1986). *Consolidation of soft soils* .
- 7- Bjerrum, L. (1967) .Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2), 83-118
- 8- Davis, E., & Raymond, G. (1965). A non-linear theory of consolidation. *Geotechnique*, 15(2), 161-173.
- 9- Xie, K., & Leo, C. J. (2004). Analytical solutions of one-dimensional large strain consolidation of saturated and homogeneous clays. *Computers and Geotechnics*, 31(4), 301-314.
- 10- Mesri, G & ,Rokhsar, A. (1974). Consolidation of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 100, 889-903.
- 11- Mesri, G., & Tavenas, F. (1983). Discussion of “Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils” by A. Mahinda Samarasinghe, Yang H. Huang, and Vincent P. Drnevich (June, 1982). *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(6), 873-878 .
- 12- Mesri, G., & Choi, Y. (1985). Settlement analysis of embankments on soft clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4), 441-464 .
- 13- Lekha, K., Krishnaswamy, N., & Basak, P. (2003). Consolidation of clays for variable permeability and compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11), 1001-1009 .
- 14- Zheng, G. Y., Li, P., & Zhao, C. Y. (2013). Analysis of non-linear consolidation of soft clay by differential quadrature method. *Applied Clay Science*, 79, 2-7.

- 15- Zhou, Y., Deng, A., & Wang, C. (2013). Finite-difference model for one-dimensional electro-osmotic consolidation. *Computers and Geotechnics*, 54, 152-165 .
- 16- Huang, J., Xie, X., Zhang, J., Li, J., & Wang, W. (2014). Nonlinear finite strain consolidation analysis with secondary consolidation behavior. *Mathematical Problems in Engineering*, 2014
- 17- Brandenburg, S. J. (2016). iConsol. js: JavaScript implicit finite-difference code for nonlinear consolidation and secondary compression. *International Journal of Geomechanics*, 17(6), 04016149.
- 18- Wang, L., Sun, D. a ,Li, P., & Xie, Y. (2017). Semi-analytical solution for one-dimensional consolidation of fractional derivative viscoelastic saturated soils. *Computers and Geotechnics*, 83, 30-39 .
- 19- al-Shammary, A. S., Al-Hadidi, M. T., & Fattah, M. Y.(2012) .Effect of Change in the Coefficient of Permeability on Consolidation Characteristics of Clays. *Journal of Engineering*, 18(1), 20-37 .
- 20- Khan, P. A., Madhav, M., & Reddy, E. S. (2012). Comparative study of linear and nonlinear theories one-dimensional consolidation of thick clay layers. *Lowland Technology International*, 14(1) , 19-30
- 21- Chai, J.-C., Miura, N., Zhu, H.-H., & Yudhbir. (2004). Compression and consolidation characteristics of structured natural clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1250-1258.
- 22- House, A., Oliveira, J., & Randolph, M. (2001). Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1(3), 17-26 .
- 23- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (Vol. 3). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.
- 24- Abbasi, N., Rahimi, H., Javadi, A. A., & Fakher, A. (2007). Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability. *Computers and Geotechnics*, 34(1), 41-52.
- ۲۵- شرفی، ح.، شمس ملکی، ی. (۱۳۹۲). "مقایسه ی عددی حل های معادله ی تحکیم یک بعدی ترزاقی به روشهای تفاوت های محدود، اجزاءمحدودوتحلیلی در ترسیم منحنی های همزمان ۱ تحکیم."، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، زاهدان
- 26- Berry, P., & Wilkinson, W. (1969). The radial consolidation of clay soils. *Geotechnique*, 19(2), 253-284.
- 27- Morlet, J. (1983). Sampling theory and wave propagation Issues in acoustic Signal— image processing and recognition , (pp. 233-261). Springer, Berlin, Heidelberg
- 28- Goupillaud, P., Grossmann, A., & Morlet, J. (1984). Cycle-octave and related transforms in seismic signal analysis. *Geoexploration*, 23(1), 85-102.
- 29- Newland, D. E. (1994). Wavelet analysis of vibration: part ۱—theory. *Journal of vibration and acoustics*, 116(4), 409-416.



- 30- Nayebi, K., Sodagar, I., & Barnwell, T. P. (1992). The wavelet transform and time-varying tiling of the time-frequency plane. Paper presented at the Time-Frequency and Time-Scale Analysis, 1992., Proceedings of the IEEE-SP International Symposium.
- 31- *MatLab, M. (2012). The language of technical computing.* The MathWorks, Inc.  
<http://www.mathworks.com> .
- ۳۲- شجاعی، ب.، دهقانی، ح. (۱۳۹۴). " بررسی استفاده از موجک های هار در حل معادلات دیفرانسیل غیرخطی (حل معادله فاکنر- اسکن بر روی لبه). "، دومین کنفرانس ملی ریاضیات صنعتی، تبریز
- 33- Chang, P., & Piau, P. (2008). Haar wavelet matrices designation in numerical solution of ordinary differential equations. *IAENG International Journal of Applied Mathematics*, 38(3), 1-5 .
- 34- Reddy, J. N. (1993). *An introduction to the finite element method* (Vol.2): McGraw-hill New York.

# Abstract

One of the most important problems in civil engineering is evaluating soil settlements over time. In the classical method(Terzaghi method) that has been the basis of consolidation settlement calculations for the past, the amount of consolidation of the soil is calculated by assuming a constant coefficient of consolidation over the time of consolidation and in the depth of the soil. In clayey soils due to low permeability, water outflow from the soil takes place after a long period. In this regard, the estimation of the settlement of consolidation is necessary. In some cases, the amount of final settlement has been observed for several years due to the construction of a structure up to 2 meters. If this value is not predicted, it will cause irreparable losses. Due to the specifications and the nonlinear behavior of soils, the value of consolidation coefficient in a soil layer is not constant, and it changes with time and depth; so the real value of consolidation settlement is different from the amount calculated by classical theory. In this research, using the Haar wavelet mathematical method, the equation of consolidation is solved in both linear(classical) and non-linear methods. The wavelet method is one of the new methods of solving differential equations that are less used in geotechnical engineering. One of the aims of the present study is to develop this method and to use it in geotechnical issues and to solve them efficiently. Due to the wavelet-solving process compared to other methods of solving differential equations, the computational speed is faster and the solving process is easier. Due to the difference between the results obtained from the classical method and the actual amount of consolidation ‘in this study ‘the soil consolidation equation is solved by considering the variability of the coefficient of consolidation with time and depth by the Haar wavelet method and its results are compared with the classical solution of the consolidation equation. The results show that the excess pore water pressure in the soil calculated from the classical method with a constant coefficient of consolidation is less than the one calculated from the nonlinear approach, indicating that the classical method estimates the consolidation duration less-than reality. In the end, the results of the wavelet method compare with the result of the finite difference method and the strengths and weaknesses of the wavelet method are compared to other methods of solving differential equations.

**Keyword:** non-linear soil consolidation, Haar wavelet method, variable coefficient of consolidation



Shahrood University of  
Technology

Department of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Geotechnical Engineering

# **Introducing a New Method in Nonlinear Consolidation Analysis of Saturated Clay Soils**

By: Navid Shamlu Moghaddam

Supervisor:

Dr. A. Bazrafshan Moghaddam

Dr. M. Erfanian Oraee

September 2019