

ارزیابی پایداری و نشست خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه

کاظم بدو^{۱*} و بهرنگ دیلمقانی^۲

^۱ استاد گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه ارومیه

^۲ دانشجوی کارشناسی ارشد خاک و پی، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه ارومیه

چکیده

در این مقاله پایداری خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه در دو مقطع عرضی واقع در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ و کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضع موجود، شکل‌های اصلاحی و شکل نهایی مورد بررسی قرار گرفته است. محاسبات با ترازهای مختلف ارتفاع آب دریاچه، در حالت‌های استاتیکی و دینامیکی و همچنین با در نظر گرفتن اثرات بارهای بهره‌برداری با استفاده از نرم‌افزار SLOPE/W و به دو روش اجزای محدود (FEM) و تعادل حدی (LEM) انجام شده است. نتایج مطالعات پایداری انجام گرفته نشان می‌دهند که در صورت اعمال بارهای زلزله، خاکریز عموماً ناپایدار بوده و این ناپایداری اکثراً از نوع محلی و در ناحیه پاشنه شیروانی خاکریز رخ داده و گسیختگی‌های کلی در خاکریز صورت نخواهد گرفت. نتایج دو روش اجزای محدود و تعادل حدی تطابق خوبی با همدیگر داشته و گسیختگی‌هایی از نوع موضعی را بیشتر تأیید می‌کنند. همچنین نشست خاکریز در دو مقطع فوق‌الذکر و در یک دوره زمانی صد ساله پس از احداث، با نرم‌افزار SIGMA/W بررسی شده و نتایج نشان دادند که فشار آب حفره‌ای افزوده شده ناشی از اجرای خاکریز در دو مقطع مورد بحث به ترتیب حدود ۲۰۶ kPa و ۳۸۵ kPa می‌باشد. بر اساس این ارزیابی، مقدار نشست خاکریز در پایان صد سال در کیلومترهای ۴+۰۰۰ و ۱۰+۵۰۰ به ترتیب ۲/۱۵ متر و ۳/۲ متر به دست آمده و فشار آب حفره‌ای اضافی در پایان صد سال به طور کامل زائل نشده و تحکیم به طور کامل صورت نخواهد گرفت.

واژگان کلیدی: دریاچه ارومیه، خاکریز میان‌گذر، پایداری، نشست، گسیختگی موضعی و کلی.

۱- مقدمه

حفاظت میان‌گذر بسیار مهم بوده و بایستی برای حفاظت ساحل

خاکریز به موارد فوق توجه داشت.

امروزه روش‌های تعادل حدی و تنش-تغییر شکل از متداول‌ترین روش‌های مورد استفاده جهت تحلیل پایداری استاتیکی و دینامیکی شیروانی‌های خاکی می‌باشند. روش‌های تعادل حدی متنوعی برای تحلیل پایداری شیروانی‌ها تدوین گردیده است [۱]. در این روش‌ها، تعادل نیرو با گشتاور توده‌ای از خاک واقع بر روی یک سطح گسیختگی بالقوه مورد بررسی قرار می‌گیرد. شیروانی‌هایی که در اثر لغزش بر روی یک صفحه خطی از قبیل صفحه میان لایه‌ای، درزهای سنگی و یا درزهای مصالح ضعیف گسیخته می‌شوند، به آسانی به روش کولمن قابل تحلیل می‌باشند [۲]. شیروانی‌هایی که در آن‌ها لغزش ممکن است در دو یا سه صفحه رخ دهد با روش گوه‌ای قابل تحلیل هستند [۳ و ۴]. در شیروانی‌های همگن، سطح شکست بحرانی معمولاً شکل دایره‌ای یا اسپیرال لگاریتمی خواهد داشت. شیروانی‌های همگن معمولاً با روش‌هایی چون روش عادی قطعه‌ای [۵] و یا روش بیشاپ اصلاح شده [۶] تجزیه و تحلیل می‌شوند. هنگامی که خاک همگن نباشد، سطح شکست ممکن

سابقه احداث خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه به سال ۱۳۵۸ بر می‌گردد که در کم‌عرض‌ترین قسمت دریاچه و در فاصله بین کوه زنبیل واقع در ساحل غربی و شبه جزیره اسلامی واقع در ساحل شرقی دریاچه ارومیه احداث شده است. بعد از تکمیل خاکریز، نشست‌های مستمری در خاکریز اتفاق افتاده است. در سال ۱۳۷۳ ارتفاع آب دریاچه شروع به افزایش گذاشته و در سال ۱۳۷۵ به حداکثر ارتفاع ۱۲۷۸+ متر رسید. ترکیبی از نشست خاکریز و افزایش آب دریاچه باعث تخریب و فرسایش بیشتر خاکریز گردیده (به دلیل پدیده splash) و مسئولین مربوطه در بعضی نقاط مجدداً نسبت به پر کردن و افزایش ارتفاع خاکریز تا تراز ۱۲۸۱+ متر اقدام کرده‌اند. در طی ساخت میان‌گذر، وقوع خرابی‌هایی از قبیل پانچینگ خاکریز (پاشنه)، حرکت افقی مصالح، فشرده شدن رسوبات سست بستر، گسیختگی عمیق طولی در چندین نقطه، ترک‌های طولی در طول خاکریز و آبستنگی مصالح به خاطر برخورد امواج و شکستگی سنگ‌های استفاده شده، نشان داد که جنبه ژئوتکنیکی و هیدروپدینامیکی

در وضعیت بعد از اصلاح و اجرای برم‌های محافظ نهایی (حالت چهارم) علاوه بر بار خودروهای در حال تردد، بارهای ریلی قطار به مقدار 50 kN/m^2 نیز در نظر گرفته شده است.

در روش تعادل حدی از روش مرگسترن-پرایس و از توابعی با نیروی ثابت در بین قطعات استفاده شده است. تحلیل‌های پایداری به روش اجزای محدود در حالت استاتیکی و در سه سطح تراز آب دریاچه ارزیابی شده است.

۳- مشخصات مصالح خاکریز و بستر دریاچه

خاکریز شامل مصالح مخلوط سنگی معدن کوه چغار زنبیل ارومیه بوده و به صورت مصالح موهر - کلمب زهکشی شده مدل شده است. مصالح خاکریز واقع در بالای تراز $+1274$ متر آب دریاچه دارای وزن مخصوص $19/8 \text{ kN/m}^3$ ، $\phi = 40^\circ$ و $C = 0$ بوده و مصالح خاکریز واقع در پایین تراز فوق، دارای وزن مخصوص 22 kN/m^3 و دارای c, ϕ مشابه خاکریز بالایی می‌باشد. به خاطر این که مصالح غیرچسبنده ضخامت ناچیزی در مقایسه با ضخامت کل رسوبات دریاچه داشته و یا در اعماق پایین‌تری نسبت به لایه‌هایی که تحلیل‌های پایداری را تحت تأثیر قرار می‌دهند، قرار گرفته‌اند، مصالح بستر دریاچه در دو مقطع تحلیل شده کلاً رسی فرض شده است. هر دو مقطع با توجه به وضعیت رسوبات در حین خاکریزی که به روش پر کردن و فشردن اجرا شده، به چهار منطقه متفاوت تقسیم شده است:

- منطقه سالم یا دست نخورده (IZ)

- منطقه انتقالی (TZ)

- منطقه مرکزی (CZ)

- منطقه خاکریز واقع شده در بالای بستر دریاچه (بستر در تراز $+1269$ متر واقع شده است).

هر منطقه نیز با توجه به تغییرات مقاومت در اثر تحکیم و دست خوردگی زیر خاکریز به لایه‌های مختلفی تقسیم شده است. وزن مخصوص متوسط کلی همه لایه‌های بستر برابر با $17/5 \text{ kN/m}^3$ در نظر گرفته شده است.

۴- تحلیل‌های پایداری خاکریز به روش تعادل حدی

ضخامت خاکریز با دور شدن از ساحل افزایش می‌یابد. تحلیل‌های پایداری خاکریز به روش تعادل حدی در چهار حالت A1, A2, A3 و A4 برای خاکریز کیلومتر $4+000$ و همچنین چهار حالت B1, B2, B3 و B4 برای خاکریز کیلومتر $10+500$

است غیر دایره‌ای باشد. در چنین حالت‌هایی روش‌هایی همچون Morgenstern و Price [۷]، Spencer [۸] و Janbu [۹] ممکن است مورد استفاده قرار گیرند. تقریباً تمامی روش‌های تعادل حدی قابلیت حل عددی مسائل تحت شرایط معین را دارا هستند، لیکن هنگامی که در قسمت فوقانی شیروانی‌ها، خاک‌هایی با چسبندگی زیاد و یا با زاویه اصطکاک داخلی بالا وجود داشته باشد، سطح شکستی با شیب تند در قاعده شیروانی به وجود می‌آید [۱۰].

۲- شرایط تحلیل

برای انجام مطالعات پایداری و به منظور انتخاب بهترین گزینه برای تقویت خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه، سه اصل تنظیم تراز عمومی سطح جاده تا ارتفاع $+1281$ متر، ایجاد یک مسیر ریلی تک خطه در وسط خاکریز، و اجرای یک لایه محافظ (برم) در مقابل فرسایش بایستی در نظر گرفته می‌شوند. در این مقاله پایداری خاکریز میان‌گذر در دو مقطع، در کیلومتر $4+000$ واقع در محل پل آب‌گذر پیش‌بینی شده و همچنین انتهای خاکریز طرف ارومیه در کیلومتر $10+500$ ، با استفاده از نرم‌افزار SLOPE/W و به روش تعادل حدی و المان محدود ارزیابی شده است. تحلیل‌های پایداری در روش تعادل حدی در چهار حالت:

الف) خاکریز موجود،

ب) اصلاح خاکریز و اجرای برم‌های محافظ،

ج) عریض‌تر کردن 15 متری برم‌های محافظ مربوط به حالت دوم،

د) مقطع نهایی انتخابی،

انجام شده است. تحلیل به روش اجزای محدود در دو حالت (الف) و (د) صورت گرفته است.

پایداری چهار حالت فوق در سه حالت "ارتفاع آب موجود"، یعنی ارتفاع آب دریاچه در هنگام انجام مطالعات، "ارتفاع حداکثر آب دریاچه"، و "ارتفاع حداقل آب دریاچه"، که بر مبنای داده‌های آماری موجود 69 ساله ثبت شده در ایستگاه گل‌مانخانه به ترتیب 1274 متر، 1278 متر و $1272/8$ متر می‌باشد، ارزیابی شده است [۱۱]. همچنین ارزیابی پایداری‌ها تحت اثر بارهای بهره برداری و زلزله صورت گرفته که تحلیل‌های زلزله به صورت تحلیل شبه استاتیکی و با شتاب مبنای طرح $0/212g$ انجام شده است [۱۲]. بارهای بهره‌برداری نیز در وضعیت فعلی خاکریز (حالت اول) شامل بار خودروها و اتومبیل‌های در حال تردد و بار هر چرخ به مقدار 150 کیلو نیوتن بوده و

- صورت گرفته و فاکتور اطمینان‌های به دست آمده در جداول (۱) الی (۴) ارائه شده است. حالت‌های فوق به شرح ذیل می‌باشند:
- حالت A1: مقطع خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضعیت قبل از اصلاح - عرض تاج ۲۸ متر.
 - حالت A2: مقطع خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضعیت اصلاح خاکریز و اجرای برم‌های محافظ - عرض تاج ۳۰ متر.
 - حالت A3: مقطع خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضعیت عریض کردن برم‌های محافظ به اندازه ۱۵ متر - عرض تاج ۳۰ متر.
 - حالت A4: مقطع خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضعیت نهایی تأیید شده - عرض تاج ۳۰ متر.
 - حالت B1: مقطع خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ در وضعیت قبل از اصلاح - عرض تاج ۲۴ متر.
 - حالت B2: مقطع خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ در وضعیت اصلاح خاکریز و اجرای برم‌های محافظ - عرض تاج ۳۲ متر.
 - حالت B3: مقطع خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ در وضعیت عریض کردن برم‌های محافظ به اندازه ۱۵ متر - عرض تاج ۳۲ متر.
 - حالت B4: مقطع خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ در وضعیت نهایی تأیید شده - عرض تاج ۳۰ متر.

جدول ۱- فاکتورهای اطمینان حاصل از روش مرگنسترن پرایس با تابع ثابت در خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ بدون در نظر گرفتن بارهای

بهره‌برداری

با اثر زلزله						بدون اثر زلزله						ارتفاع آب
+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		
A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	حالت
۰/۴۴۵	۰/۶۷۹	۰/۳۸۳	۰/۲۱۹	۰/۶۳۱	۰/۶۲۶	۱/۶۷۹	۱/۴۶۹	۰/۵۱۱	۰/۴۷۵	۱/۶۷۹	۱/۳۵۵	فاکتور اطمینان
A3	A2	A3	A2	A3	A2	A3	A2	A3	A2	A3	A2	حالت
۰/۴۹	۰/۳۴۲	۰/۱۵۳	۰/۲۸۹	۰/۳۷۷	۰/۳۴۲	۰/۷۱۸	۰/۶۳۷	۰/۲۵۹	۰/۵۵۷	۰/۶۴	۰/۶۳۴	فاکتور اطمینان

جدول ۲- فاکتورهای اطمینان حاصل از روش مرگنسترن پرایس با تابع ثابت در خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ بدون در نظر گرفتن بارهای

بهره‌برداری

با اثر زلزله						بدون اثر زلزله						ارتفاع آب
+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		
B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	حالت
۰/۴۶۷	۰/۵۱۶	۰/۲۲۵	۰/۲۳۹	۰/۴۳۹	۰/۴۸	۱/۱۱۷	۱/۱۹۴	۰/۵۰۹	۰/۸۵۲	۱/۲۶۴	۱/۱۱۳	فاکتور اطمینان
B3	B2	B3	B2	B3	B2	B3	B2	B3	B2	B3	B2	حالت
۰/۳۴۲	۰/۴۱۹	۰/۲۲۴	۰/۲۸۱	۰/۳۴۲	۰/۴	۰/۶۲۶	۰/۹۱۶	۰/۳۷۲	۰/۵۰۹	۰/۶۳۱	۰/۸۶۷	فاکتور اطمینان

جدول ۳- فاکتورهای اطمینان حاصل از روش مرگنسترن پرایس با تابع ثابت در خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ با در نظر گرفتن بارهای

بهره‌برداری

با اثر زلزله						بدون اثر زلزله						ارتفاع آب
+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		
A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	A4	A1	حالت
۰/۴۹۹	۰/۶۷۶	۰/۳۲۸	۰/۲۱۹	۰/۴۸۷	۰/۶۲۶	۰/۷۷۷	۱/۴۷	۰/۵۱۳	۰/۴۷۵	۰/۷۳۸	۱/۳۴۷	فاکتور اطمینان

جدول ۴- فاکتورهای اطمینان حاصل از روش مرگنسترن پرایس با تابع ثابت در خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ با در نظر گرفتن بارهای

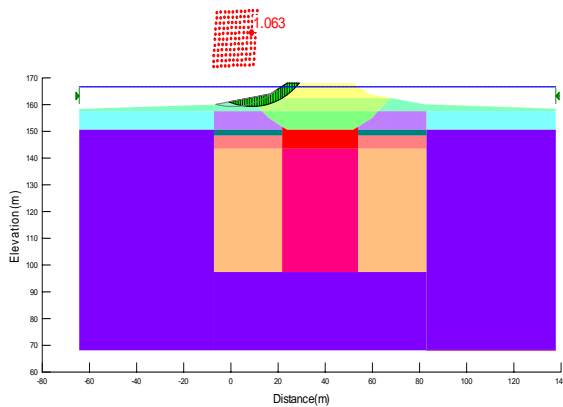
بهره‌برداری

با اثر زلزله						بدون اثر زلزله						ارتفاع آب
+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		+۱۲۷۲/۸		+۱۲۷۸		+۱۲۷۴		
B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	B4	B1	حالت
۰/۴۶۷	۰/۵۱۶	۰/۲۲۴	۰/۲۴	۰/۴۴	۰/۴۸	۱/۳۲۷	۱/۲۴۹	۰/۵۰۹	۰/۵۲۲	۱/۱۷۷	۱/۲۶	فاکتور اطمینان

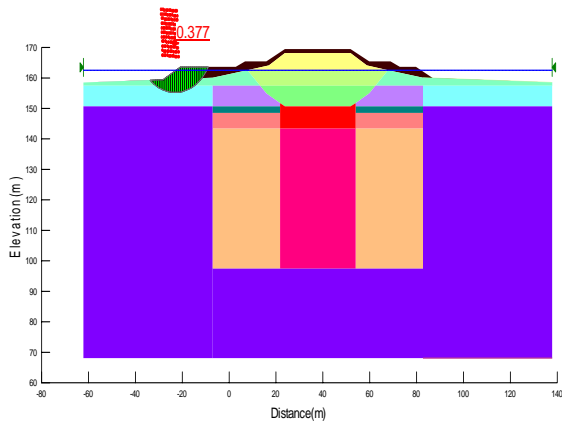
مدل خاک الاستیک خطی در نظر گرفته شده و از پارامترهای تنش مؤثر استفاده شده است. تحلیل‌های پایداری خاکریز به روش اجزای محدود در دو حالت C1 و C4 برای خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ و همچنین در دو حالت D1 و D4 برای خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ صورت گرفته و فاکتور اطمینان‌های حاصله در جداول (۵) و (۶) ارائه شده است. اشکال مربوط به مقاطع آنالیز شده در حالت‌های C1 و C4 مشابه حالت‌های A1 و A4 و در مقاطع D1 و D4 مشابه مقاطع B1 و B4 می‌باشد.

۶- نتایج تحلیل‌های پایداری خاکریز

نتایج تحلیل‌های پایداری خاکریز به صورت نمونه‌ای از سطوح لغزش با حداقل فاکتور اطمینان‌های گسیختگی به روش تعدادی حدی برای مقاطع A1, A3, B2, B4 در اشکال (۳) الی (۶) و به روش المان محدود برای مقاطع C4 و D1 در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده است.

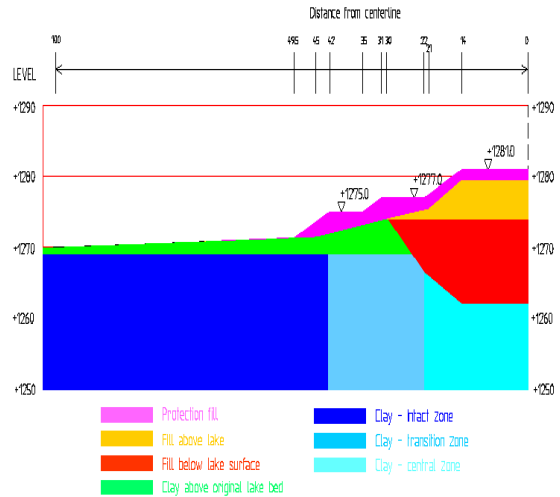


شکل ۳- سطح لغزش در حالت A1، ارتفاع آب ۱۲۷۸ متر، بدون بار زلزله و بدون بارهای بهره‌برداری (روش تعدادی حدی)

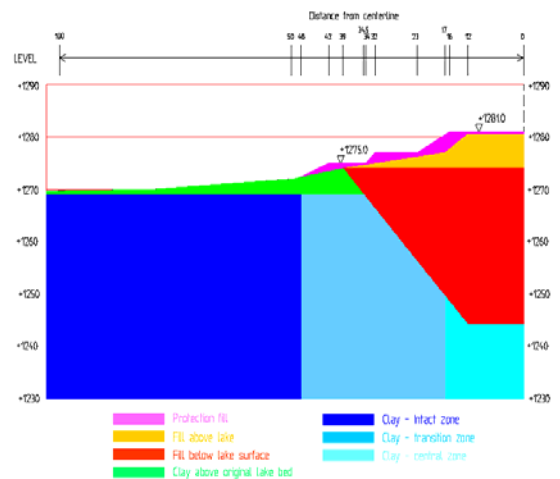


شکل ۴- سطح لغزش در حالت A3، ارتفاع آب ۱۲۷۴ متر، با بار زلزله و بدون بارهای بهره‌برداری (روش تعدادی حدی)

شکل (۱) جزئیات هندسی مقطع عرضی نهایی تأیید شده خاکریز را در کیلومتر ۴+۰۰۰ (حالت A4) و شکل (۲) نیز جزئیات هندسی مقطع عرضی نهایی تأیید شده خاکریز را در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ (حالت B4) نشان می‌دهد. در ادامه مقاله، مقاطع کامل خاکریز در این کیلومترها در اشکال (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده‌اند.



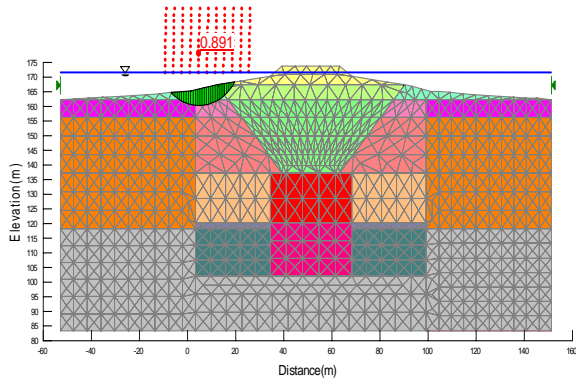
شکل ۱- جزئیات هندسی مقطع عرضی نهایی تأیید شده خاکریز در کیلومتر ۴+۰۰۰



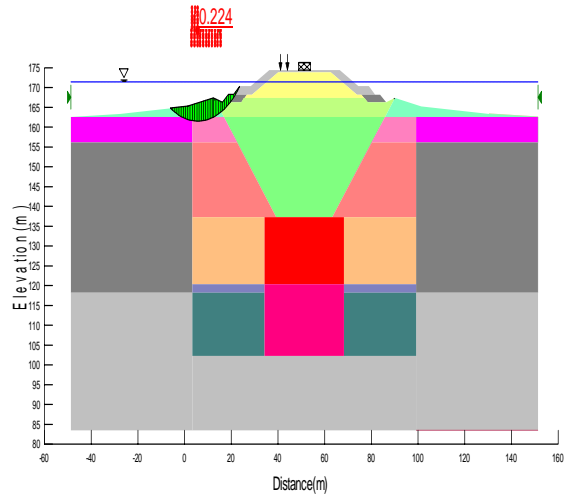
شکل ۲- جزئیات هندسی مقطع عرضی نهایی تأیید شده خاکریز در کیلومتر ۱۰+۵۰۰

۵- تحلیل‌های پایداری خاکریز به روش اجزای محدود

جهت تحلیل‌های پایداری به روش اجزای محدود، بایستی از نتایج تنش‌های به دست آمده توسط نرم‌افزار SIGMA/W استفاده نمود. برای ارزیابی پایداری‌ها به روش اجزای محدود

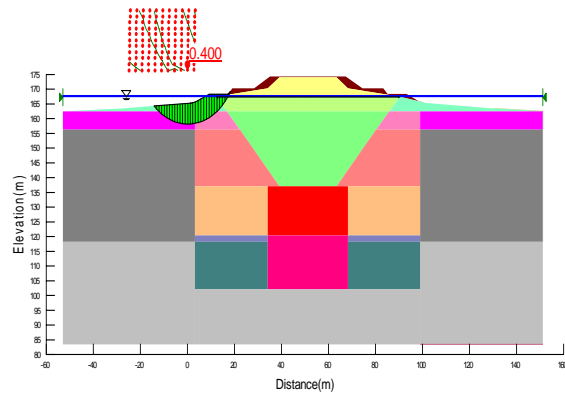


شکل ۸- سطح لغزش در حالت D1 ارتفاع آب ۱۲۷۸+ متر، بدون بار زلزله و بدون بارهای بهره‌برداری (روش اجزای محدود)

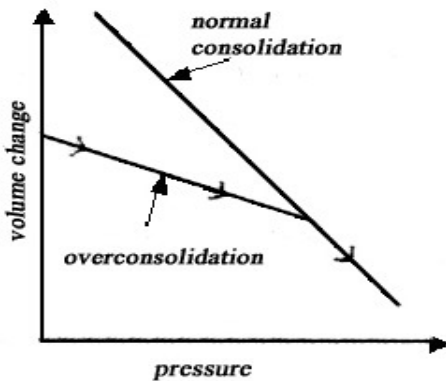


شکل ۵- سطح لغزش در حالت B4، ارتفاع آب ۱۲۷۸+ متر، بار زلزله و با بارهای بهره‌برداری (روش تعادی حدی)

۷- تحلیل نشست خاکریز میان‌گذر دریاچه ارومیه
 ۷-۱- معرفی مدل‌های کم‌کلی و کم‌کلی اصلاح شده
 مدل کم‌کلی^۱ یک مدل حالت بحرانی همانند مدل الاستیک - پلاستیک سخت شده می‌باشد. در مدل کم‌کلی و کم‌کلی اصلاح شده از پارامترهای تنش مؤثر در تحلیل استفاده می‌شود. شکل (۹) تصویر شماتیک نمودار تغییر حجم نسبت به فشار را در خاک‌های عادی تحکیم یافته و بیش تحکیم یافته در مدل کم‌کلی و کم‌کلی اصلاح شده نشان می‌دهد [۱۳]. در این مدل‌ها خط بیش تحکیم یافته به عنوان خط تورم معروف است.



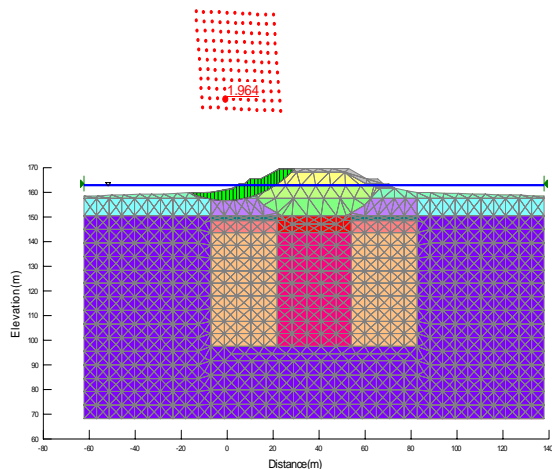
شکل ۶- سطح لغزش در حالت B2، ارتفاع آب ۱۲۷۴+ متر، بار زلزله و بدون بارهای بهره‌برداری (روش تعادی حدی)



شکل ۹- نمودار تغییرات حجم- فشار در خاک‌های عادی تحکیم یافته و بیش تحکیم یافته

۷-۲- پارامترهای خاک مربوط به مدل کم‌کلی و کم‌کلی اصلاح شده

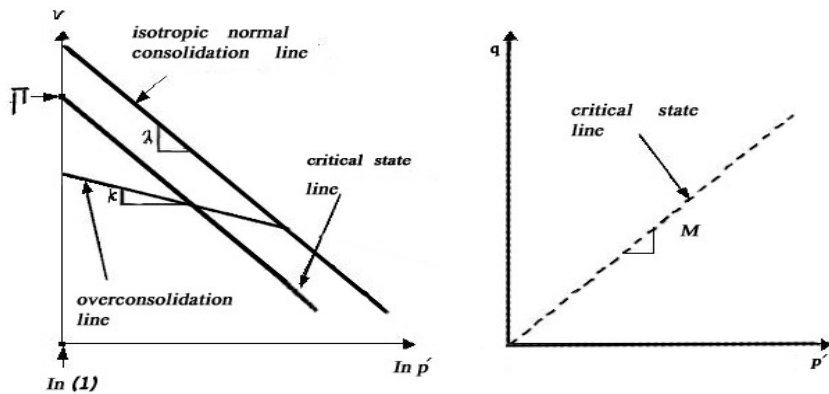
مدل کم‌کلی مدل تنش مؤثری است که به پارامترهای $M, \Gamma, K, \lambda, \nu$ مربوط به خاک نیاز دارد. این پارامترها



شکل ۷- سطح لغزش در حالت C4، ارتفاع آب ۱۲۷۴+ متر، بدون بار زلزله و بدون بارهای بهره‌برداری (روش اجزای محدود)

$$v = 1 + e \quad (2)$$

مدل کم کلی اصلاح شده جهت تحلیل‌های نشست ناشی از تحکیم در رس‌های عادی تحکیم‌یافته بهترین مدل بوده و نتایج دقیق‌تری را به دست می‌دهد. تنش‌های اولیه در تراز اصلی بستر دریاچه (تراز +۱۲۶۹ متر) و با نسبت بیش تحکیمی $OCR=1$ در انتهای مرکز خاکریز و نسبت بیش تحکیمی $OCR=1/3$ در نقاط دیگر تعریف شده است. مطالعات نشست شامل نشست کلی در طی یک دوره طرح ۱۰۰ ساله و در گام‌های زمانی مختلف برای دو خاکریز مورد بحث صورت گرفته است.

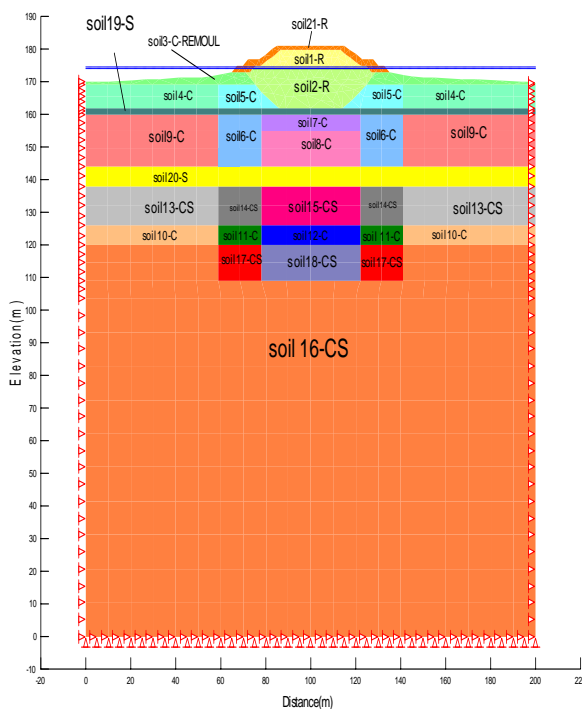


شکل ۱۰- تعریف پارامترهای مدل کم کلی در خاک‌های عادی تحکیم یافته و بیش تحکیم یافته

در انتهای متن مقاله توضیح داده شده و در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند. خط حالت بحرانی نشان داده شده در نمودار $p' - q$ مکان هندسی حالت‌های بحرانی تصویر شده در این صفحه می‌باشد. خط حالت بحرانی دارای شیب M بوده و به زاویه اصطکاک داخلی خاک بستگی دارد. در حالت فشار سه محوری پارامتر M توسط رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (1)$$

حجم مشخصه V بر اساس رابطه (۲) با نسبت تخلخل e مرتبط است:



شکل ۱۱- هندسه خاکریز در کیلومتر ۴+۰۰۰ استفاده شده در

برنامه SIGMA/W

۷-۲-۱- هندسه خاکریز در کیلومتر ۴+۰۰۰

اشکال (۱۱) و (۱۲) هندسه خاکریز در کیلومترهای ۴+۰۰۰ و ۱۰+۵۰۰ را همراه با تقسیم‌بندی لایه‌های مختلف خاک که در تحلیل‌های نشست استفاده شده است نشان می‌دهند. در اشکال (۱۱) و (۱۲) حروف اختصاری R نشان دهنده مصالح خاکریز تشکیل شده از نوع سنگریزه‌ای، C نشان دهنده لایه‌های رسی موجود در بستر، S نشان دهنده لایه‌های ماسه‌ای موجود در بستر و CS نشان دهنده لایه‌های موجود در بستر دریاچه از جنس ماسه رس‌دار می‌باشد. پارامترهای مورد استفاده در تحلیل نشست خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ به شرح جدول (۷) می‌باشد. اختصار، جدول پارامترهای مربوط به کیلومتر ۱۰+۵۰۰ ارائه نشده است. پارامترهای مذکور بر اساس نتایج آزمایش‌های نفوذ قیف هلندی (CPTU) و نتایج مطالعات آزمایشگاهی از نمونه‌های اخذ شده در محل خاکریزها به دست آمده‌اند [۱۱].

جدول ۷- پارامترهای مورد استفاده در تحلیل نشست خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ استفاده شده در برنامه SIGMA/W

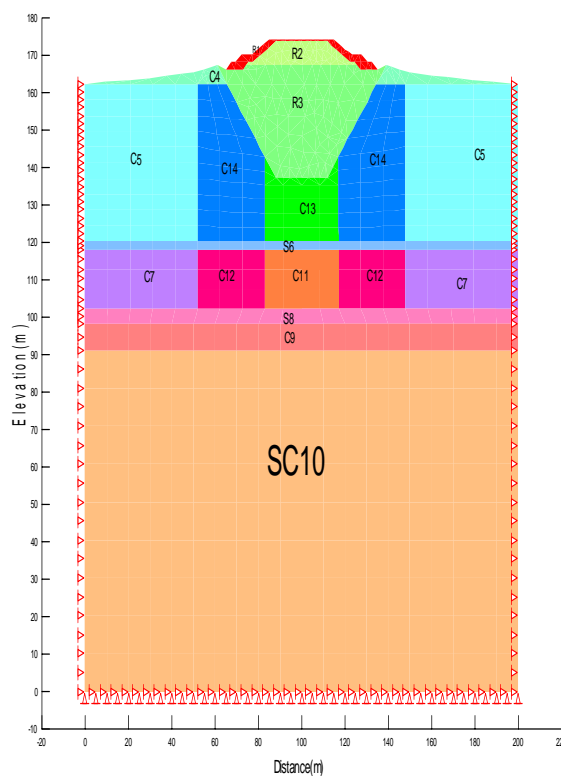
شماره خاک	E(kN / m ²)	γ (kN / m ³)	OCR	λ	K	Γ	M	ϕ'
۱	۶۵۰۰۰	۱۹/۸	-	-	-	-	-	۴۰
۲	۶۵۰۰۰	۲۲	-	-	-	-	-	۴۰
۳	۴۳۸۸۰	۱۶/۸	-	-	-	-	-	۳۵
۴	۴۳۸۸۰	۱۶/۸	۱/۳	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۳۷۹	۱/۶۳۶۱	۴۰
۵	۴۳۸۸۰	۱۷/۲	۱	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۳۷۹	۱/۶۳۶۱	۴۰
۶	۴۳۸۸۰	۱۷/۶	۱	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۲۹۸	۱/۶۳۶۱	۴۰
۷	۲۰۶۲۰۰	۱۷/۶	۱	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۲۹۸	۱/۶۳۶۱	۴۰
۸	۱۷۵۵۰۰	۱۷/۶	۱	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۲۹۸	۱/۶۳۶۱	۴۰
۹	۴۳۸۰۰	۱۷/۶	۱/۳	۰/۱۴۳	۰/۰۱۴۳	۲/۲۹۸	۱/۶۳۶۱	۴۰
۱۰	۴۳۸۰۰	۱۸/۴	۱/۳	۰/۱۱	۰/۰۱۱	۲/۱۲۴	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۱	۴۳۸۰۰	۱۸/۴	۱/۳	۰/۱۱	۰/۰۱۱	۲/۱۲۴	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۲	۱۷۵۵۰۰	۱۸/۴	۱/۳	۰/۱۱	۰/۰۱۱	۲/۱۲۴	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۳	۴۳۸۰۰	۱۸/۸	۱/۳	۰/۰۶۷	۰/۰۰۶۷	۲/۱۷۸	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۴	۴۳۸۰۰	۱۸/۸	۱/۳	۰/۰۶۷	۰/۰۰۶۷	۲/۱۷۸	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۵	۱۷۵۵۰۰	۱۸/۸	۱/۳	۰/۰۶۷	۰/۰۰۶۷	۲/۱۷۸	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۶	۴۳۸۰۰	۱۹	۱/۳	۰/۰۵	۰/۰۰۵	۱/۹	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۷	۴۳۸۰۰	۱۹	۱/۳	۰/۰۵	۰/۰۰۵	۱/۹	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۸	۱۷۵۵۰۰	۱۹	۱/۳	۰/۰۵	۰/۰۰۵	۱/۹	۱/۴۱۸۳	۳۵
۱۹	۴۳۸۰۰	۱۹	۱/۳	۰/۰۳۳	۰/۰۰۳۳	۲/۳۵۲	۱/۴۱۸۳	۳۵
۲۰	۴۳۸۰۰	۱۹	۱/۳	۰/۰۳۳	۰/۰۰۳۳	۲/۳۵۲	۱/۴۱۸۳	۳۵
۲۱	۶۵۰۰۰	۲۳	۱/۳	-	-	-	-	۴۰

۷-۲-۲- هندسه خاکریز در کیلومتر ۱۰+۵۰۰

اشکال (۲) و (۱۲) هندسه خاکریز در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ همراه با لایه‌های مختلف خاک که در تحلیل‌های نشست استفاده شده است را نشان می‌دهد.

۸- نتایج تحلیل نشست

شکل (۱۳) نمودار تغییرات فشار آب حفره‌ای نسبت به زمان را در یک نقطه مشخص و به فاصله دو متر از قسمت تحتانی خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ و به فاصله ۱۴ متر از ارتفاع آب موجود دریاچه نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود بلافاصله بعد از ساخت خاکریز، فشار آب حفره‌ای به مقدار ۴۶/۲۰۶ افزایش یافته و سپس کاهش می‌یابد. در گام زمانی بیست و ششم یعنی ۲۵ سال بعد از احداث، به دلیل بارگذاری ناشی از اصلاح و تقویت خاکریز فشار آب حفره‌ای مجدداً افزایش پیدا کرده و به مقدار ۸۵/۱۷۱ رسیده و سپس کاهش می‌یابد.

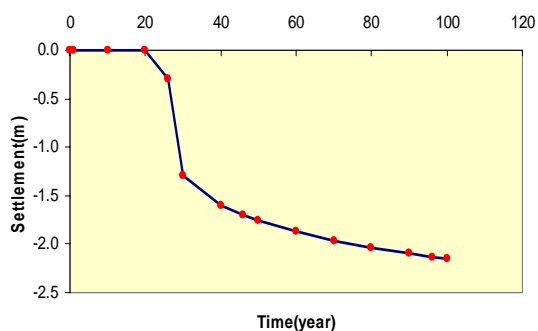


شکل ۱۲- هندسه خاکریز در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ استفاده شده در

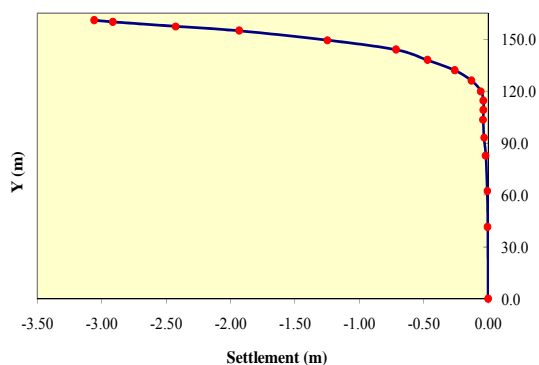
برنامه SIGMA

در این بررسی، جهت تعیین تغییرات فشار آب حفره‌ای از نرم‌افزار SEEP/W به صورت کوپل شده با نرم‌افزار SIGMA/W استفاده شده است. فشار آب حفره‌ای در تراز آب دریاچه صفر فرض شده است. بنابراین بار آب معادل با تغییرات ارتفاع تراز آب دریاچه خواهد بود. از تغییرات فشار آب حفره‌ای در قسمت‌های بالایی تراز آب دریاچه و به عبارت دیگر از تغییر مکان‌های آن قسمت خاکریز صرف‌نظر شده است. لذا در برنامه SEEP/W شرایط مرزی $H(P=0)$ در این مناطق اعمال شده است. در سایر مرزهای خاکریزهای مطالعه شده هیچ گونه شرایط مرزی اعمال نشده و ورود و خروج آب در این مرزها آزاد بوده و از نوع مرزهایی با جریان آزاد می‌باشد.

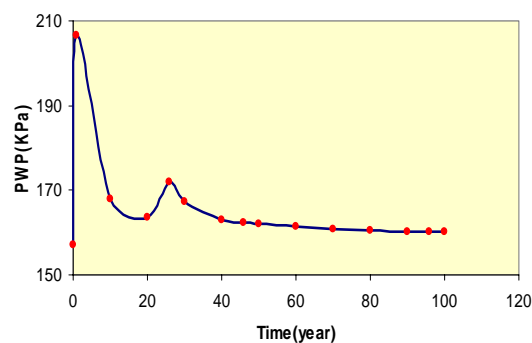
شکل (۱۵) نشست خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ را در محور وسط تاج خاکریز نشان می‌دهد. شکل (۱۶) نشست‌های رخ داده در محور وسط خاکریز و در نقاط واقع در زیر آن در گام زمانی ۲۶ سال را نشان می‌دهد. شکل (۱۷) نیز نشست خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ را در محور وسط تاج خاکریز نشان می‌دهد.



شکل ۱۵- نمودار نشست نسبت به زمان در تاج خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰

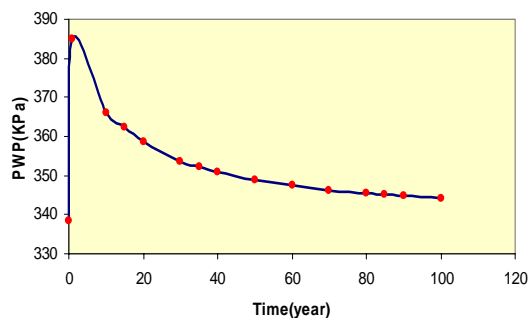


شکل ۱۶- نمودار نشست در نقاط واقع در زیر محور وسط خاکریز در کیلومتر ۴+۰۰۰ در گام زمانی ۲۶ سال



شکل ۱۳- نمودار تغییرات فشار آب حفره‌ای نسبت به زمان در خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰

در پایان زمان صد سال بعد از احداث خاکریز، فشار آب حفره‌ای به مقدار ۱۶۰/۱۵ kPa می‌رسد و نشانگر این است که فشار آب حفره‌ای کاملاً زائل نشده و نشست تحکیمی کاملاً اتفاق نیفتاده و در درازمدت نشست‌های اضافی رخ خواهد داد. شکل (۱۴) نمودار تغییرات فشار آب حفره‌ای نسبت به زمان را در قسمت تحتانی خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ و به فاصله ۳۰/۱۷ متر از ارتفاع آب موجود دریاچه نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بلافاصله بعد از ساخت خاکریز، فشار آب حفره‌ای به مقدار ۳۸۴/۸۰ kPa افزایش یافته و سپس کاهش می‌یابد. در گام زمانی پانزدهم یعنی ۱۴ سال بعد از احداث به دلیل بارگذاری ناشی از اصلاح و تقویت خاکریز، فشار آب حفره‌ای مجدداً افزایش پیدا کرده و به مقدار ۳۶۲ kPa رسیده و سپس کاهش می‌یابد. در پایان زمان صد سال بعد از احداث، فشار آب حفره‌ای به مقدار ۳۴۴/۲۰ kPa می‌رسد و نشانگر این است که فشار آب حفره‌ای کاملاً زائل نشده و نشست تحکیمی به طور کامل اتفاق نیفتاده است.



شکل ۱۴- نمودار تغییرات فشار آب حفره‌ای نسبت به زمان در خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰

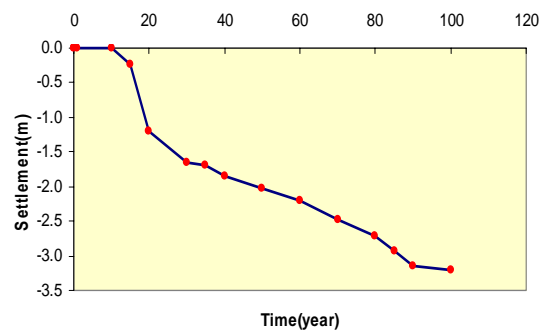
آب دریاچه بهتر از سایر مقاطع پیشنهادی بوده می‌باشد. این مقطع نیز در صورت اعمال بارهای زلزله ناپایدار بوده لیکن همان طور که در اشکال (۳) الی (۸) ارائه گردید، ناپایداری اکثراً از نوع محلی بوده و در ناحیه برم یا شیروانی خاکریز رخ می‌دهد. این قسمت از خاکریز با توجه به نحوه تقویت آن، بعد از هر زلزله به راحتی قابل ترمیم خواهد بود. از طرفی وقوع زلزله‌هایی با شتاب طرح ۰/۲۱۲g که در تحلیل‌های شبه استاتیکی از آن استفاده شده مربوط به دوره طرح ۵۰۰ ساله بوده و به ندرت در میان گذر دریاچه اتفاق خواهد افتاد. تحلیل‌ها نشان می‌دهند که بعد از تقویت خاکریز گسیختگی‌های موضعی در ناحیه برم شیروانی محتمل بوده و امکان این که گسیختگی‌های محلی منجر به گسیختگی‌های کلی و بزرگ در خاکریز شوند کم می‌باشد. بعد از تقویت خاکریز فاکتور اطمینان در حالت محلی (برم شیروانی) کمتر از یک بوده و نشان می‌دهد که گسیختگی اتفاق خواهد افتاد. افزایش ارتفاع آب دریاچه، باعث افزایش فشار آب حفره‌ای، کاهش تنش‌های مؤثر و در نتیجه باعث کاهش پایداری در خاکریز می‌شود. گسیختگی‌ها اکثراً به صورت موضعی بوده و در برم‌ها یا شیروانی خاکریز و یا در فصل مشترک خاکریز و رس دست‌خورده رخ خواهد داد. از مجموعه نتایج به دست آمده چنین بر می‌آید که در حالت‌های دوم و سوم، خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ پایدارتر از خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ می‌باشد. همچنین در حالت کلی پایداری خاکریز کیلومتر ۴+۰۰۰ بیشتر از پایداری خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰ می‌باشد. نتایج اجزای محدود با نتایج تعادل حدی تطابق خوبی دارند. در نتایج اجزای محدود نیز به لحاظ پتانسیل گسیختگی ناحیه برم شیروانی دارای بحرانی‌ترین حالت می‌باشد. از نتایج تحلیل‌های نشست نتیجه می‌شود که در عمق ۶۰ متری بستر دریاچه نشست‌های رخ داده بسیار ناچیز بوده و تأثیری در نتایج نشست نهایی ندارد. بارگذاری مجدد خاکریز به منظور اصلاح و تقویت آن باعث افزایش نشست‌ها شده و به محض بارگذاری خاکریز، نشست آنی در آن اتفاق افتاده و نشست‌های بعدی به تدریج رخ خواهند داد.

۱۰- نمادها

p' : (شکل (۸)) تنش مؤثر متوس

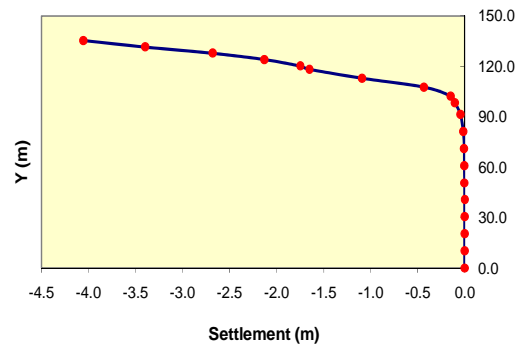
q : (شکل (۸)) تنش تفاضلی

M : (رابطه (۱)) شیب خط حال بحرانی در نمودار $p' - q$



شکل ۱۷- نمودار نشست نسبت به زمان در تاج خاکریز کیلومتر ۱۰+۵۰۰

همان‌طور که دیده می‌شود، بارگذاری مجدد خاکریز به منظور اصلاح و تقویت آن باعث افزایش نشست آن می‌شود. به محض بارگذاری خاکریز، نشست به طور آنی اتفاق افتاده و نشست‌های بعدی به تدریج رخ خواهند داد. شکل (۱۸) نشست‌های رخ داده در محور وسط خاکریز و در نقاط واقع در زیر آن را در گام زمانی ۱۵ سال نشان می‌دهد.



شکل ۱۸- نمودار نشست در نقاط واقع در زیر محور وسط خاکریز در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ در گام زمانی ۱۵ سال

۹- خلاصه و نتیجه گیری

در این مطالعه، پایداری خاکریز میانگذر دریاچه ارومیه در دو مقطع عرضی واقع در کیلومتر ۱۰+۵۰۰ و کیلومتر ۴+۰۰۰ در وضع موجود، شکل‌های اصلاحی، و شکل نهایی، مورد بررسی قرار گرفت. محاسبات با ترازهای مختلف ارتفاع آب دریاچه، در حالت‌های استاتیکی و دینامیکی و همچنین با در نظر گرفتن اثرات بارهای بهره‌برداری با استفاده از نرم‌افزار SLOPE/W و به دو روش اجزای محدود و تعادل حدی انجام گردید. با توجه به نتایج فاکتور اطمینان ارائه شده در جداول (۱) و (۲) مشاهده می‌شود که حالت A4 و B4 مناسب‌ترین مقطع برای اصلاح خاکریز میان‌گذر بوده و پایداری آن در حالت‌های مختلف تراز

- [8] Spencer, E., "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interlace Forces", *Geotechnique*, 1967, 17 (1), 11-26.
- [9] Janbu, N., "Slope Stability Computations", Soil Mechanics and Foundation Engineering Report, Technical University of Norway, Trondheim, 1968.
- [10] Duncan, J. M., "State-of-the-Art: Static Stability and Deformation Analysis", Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments, New York, US, 1992, pp 222-266.
- [11] Norwegian Geotechnical Institute, "Design and Construction of the Urmia Lake Causeway, Assessment of Stability and Settlement of the Embankment", Document No: OEP81449RXP23004, 2004.
- [12] Norwegian Geotechnical Institute, "Design and Construction of the Urmia Lake Causeway, Earthquake Investigation Report", Document No: TEP81449YGP10005, 2003.
- [13] Atkinson, J. H., Brasby, P. L., "The Mechanics of Soils-An Introduction to Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill Book Company, UK, 1978.
- [14] Biot, M. A., "General Theory of Three-Dimensional Consolidation", *Journal of Applied Physics*, 1941, 12, 155-164.
- I : (جدول ۷) حجم مشخصه در حالت بحرانی زمانی که $p' = 1$ یا $\ln p' = 0$ می‌باشد.
- K : (جدول ۷) شیب خط بیش تحکیم یافته همگن یا شیب خط تورم در فضای lnp' : v
- λ : (جدول ۷) شیب خط عادی تحکیم یافته همگن در فضای lnp' : v
- v : (رابطه (۲)) حجم مشخصه
- ۱۱- مراجع**
- [۱] حسینی، م. ا.، "مهندسی ژئوتکنیک لرزه‌ای"، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
- [2] Taylor, D. W., "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley, New York, 1948.
- [3] Perloff, W. H., Baron, W., "Soil Mechanics", Wiley, New York, 1976.
- [4] Lambe, T. W., Whitman, R. V., "Soil Mechanics", Ronald Press, New York, 1969.
- [5] Fellenius, B., "The Landslide at Guntorp", *Geotechnique*, 1953, 5 (1), 120-125.
- [6] Bishop, A. W., "The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slope", *Geotechnique*, 1955, 5 (1), 7-17.
- [7] Morgenstern, N. R., Price, V. E., "The Analysis of the Stability of General Slip Surface", *Geotechnique*, 1965, 15 (1), 79-93.

EXTENDED ABSTRACT

Assessment of Stability and Settlement of the Urmia Lake Causeway Embankment

Kazem Badv *, Behrang Dilmaghani

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University, Urmia 57561-15311, Iran

Received: 23 May 2013; **Accepted:** 06 November 2013

Keywords:

Urmia Lake, Causeway embankment, Stability, Settlement, Local and general failure

1. Introduction

The construction of Urmia Lake causeway embankment in Urmia, Iran, commenced in 1979 with progressive dumping of the mixed soil-stone material in the lake. The embankment settled as a consequence of the consolidation of the underlying lake deposits and also some local slide failures occurred within the embankment body. The stability and settlement of causeway embankment was evaluated in km 4+000 and km 10+500 in present, upgrading and final situations. Fig. 1 shows the geometries of the embankment in the aforementioned locations. Three different water levels and different static and dynamic loading conditions with the effect of service loads were considered. The results showed that during earthquake condition, the local instability will occur only in slope/berm of the embankment and no general failure will occur. This means that global failure surface will not occur. The results of analysis using the LEM and FEM methods were in good agreement. The settlement of the embankment was also evaluated in 100 years period. The results showed that due to the embankment construction, the excess pore water pressures of 206 kPa and 385 kPa will be generated in Km 4+000 and Km 10+500, respectively, which then will dissipate during 100 years period. The amount of settlement is estimated to be in the order of 2.15 m and 3.2 m in Km 4+000 and Km 10+500, respectively.

2. Methodology

Using the SLOPE/W software and the method of Morgenstern-Price, the stability of causeway embankment was assessed by the limit equilibrium and finite element methods and the factors of safety were calculated. Four embankment conditions were considered: (a) the existing geometry, (b) modified geometry with the added protective berms, (c) increased berms width to 15 m, and (d) the finalized geometry. The stability analyses were conducted with and without the earthquake effects. The settlement analysis of the embankment was conducted using the Cam-Clay and the Modified-Cam-Caly models.

3. Results and discussion

3.1. Stability analysis

The comparison of results for the factors of safety of the embankment sloped indicates that the finalized geometry for the embankment with 30 m crest width in km 4+000 (case A4) and km 10+500 (case B4) are the most optimum and recommended embankment geometries and are more stable in three cases of lake water levels compared to other potential geometries. Although some local failures are expected to occur in the berm side of the selected geometry during earthquake, but the failed area of the berm could easily be repaired. The result of the limit equilibrium method and the finite element method of stability analysis are in good agreement.

3.2. Settlement analysis

The results of the settlement analysis showed that settlements occur in 60 m deep lake deposits which are minimal and have no potential effect on the final settlement of the embankment. The added load to the embankment

* Corresponding Author

E-mail addresses: k.badv@urmia.ac.ir (Kazem Badv), b.dilmaghani@urmia.ac.ir (Behrang Dilmaghani)

due to the embankment upgrading will cause additional immediate settlement and gradual primary consolidation settlement of the embankment.

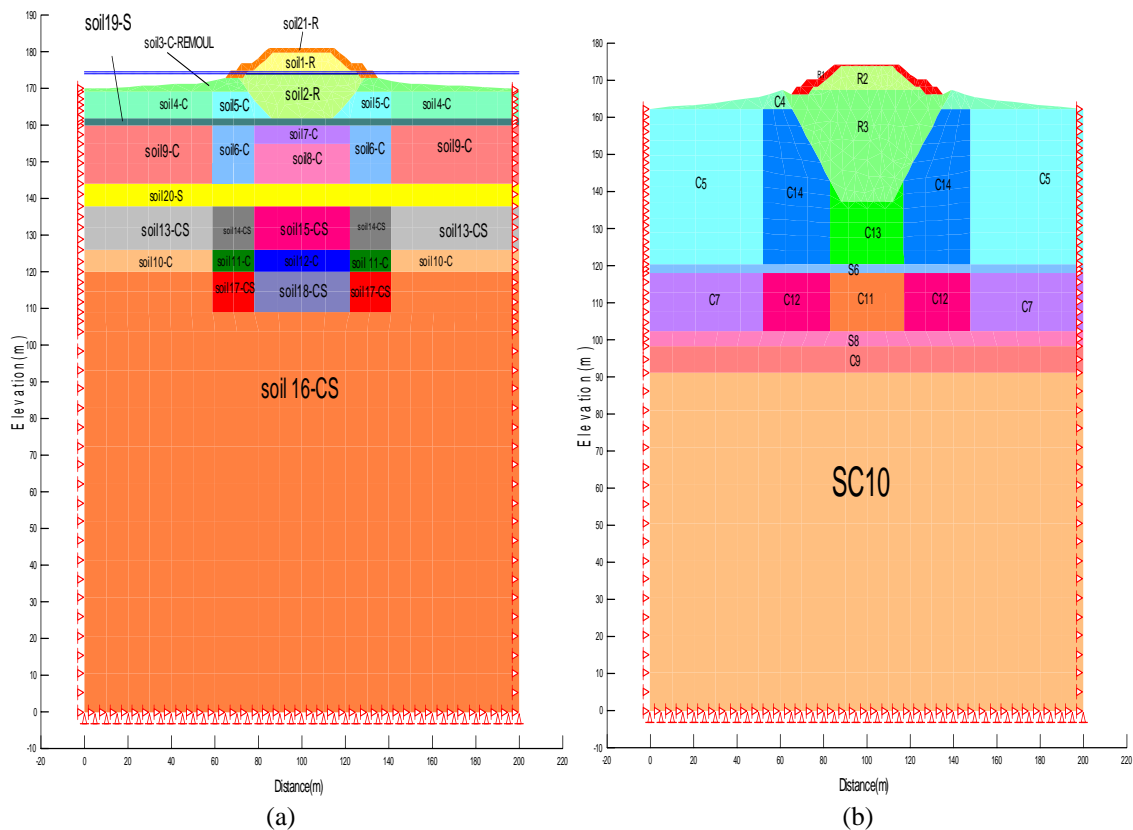


Fig. 1. Analyzed Urmia Lake causeway embankment geometries: (a) Embankment section in km 4+000, (b) Embankment section in km 10+500

4. Conclusions

The following conclusions could be made from the results of stability and settlement analyses of the Urmia Lake causeway embankment: (1) the embankment is generally stable in prevailing water levels and geometrical conditions and no major failure will occur. The local failure at the berm area of the embankment will occur which could be repaired easily. Among all water levels and geometrical conditions considered, the A4 and B4 cases which belong to the upgraded embankment geometry are the optimum and recommended design for the embankment. The embankment section in km 4+000 is more stable compared to the embankment section in km 10+500; (2) the settlement analysis of the embankment showed that the upgrading of the embankment to the finalized design geometry will cause immediate and then gradual long term primary consolidation settlement of the embankment.

5. References

- [1] Morgenstern, N. R., Price, V. E., "The Analysis of the Stability of General Slip Surface", *Geotechnique*, 1965, 15 (1), 79-93.
- [2] Spencer, E., "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interlace Forces", *Geotechnique*, 1967, 17 (1), 11-26.
- [3] Norwegian Geotechnical Institute, "Design and Construction of the Urmia Lake Causeway, Assessment of Stability and Settlement of the Embankment", Document No: OEP81449RXP23004, 2004.
- [4] Norwegian Geotechnical Institute, "Design and Construction of the Urmia Lake Causeway, Earthquake Investigation Report", Document No: TEP81449YGP10005, 2003.