نشریه علمی پژوهشی سد و نیروگاه برق آبی
سال پنجم / شماره هفدهم / تابستان ۱۳۹۷

Journal of Dam and Hydroelectric PowerPlant
5th Year / No. 17 / September 2018

تحلیل پایداری دیوار آب‌بند بهسازی شده با دوغاب حفاری در حین احداث- مطالعه موردی: سد نهب قزوین

سید محمد هاشمی جبلی*[۱]

علی عالی انوری[۲]

محمد امین کربلا[۳]

چکیده

به‌منظور جلوگیری از نشت آب در پی سدها نیاز به وجود دیوار و یا پرده‌های آب‌بند در زیر پی سد و هسته رسی آن ضروری است. هنگام حفر دیوارهای آب‌بند در قسمت پیش حفاری به‌منظور جلوگیری از ریزش‌های موضعی خاک و پیامدهای ناشی از آن مانند گیرکردن باکت دستگاه حفار درون ترانشه از دوغاب بنتونیت استفاده می‌شود. بدین منظور تعیین عناصر موجود در دوغاب که بتواند پایداری موقت ایجاد کند امری ضروری است. در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی به کمک نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC3D پایداری دیوار آب‌بند سد مخزنی نهب مورد بررسی قرار گرفت. منطقه حفاری‌شده با توجه به ظرفیت باکت حفار به شش قسمت تقسیم‌شده و هر مرحله به‌صورت جداگانه مورد تحلیل قرار گرفته است. پس از تعیین بحرانی‌ترین حالت با استفاده از روابط تجربی بیشترین فشار هیدرو استاتیکی که به دیوار اعمال می شود تعیین و درنهایت عناصر دوغاب موردنظر تعیین شدند. نتایج مدلسازی نشان می دهد دیوارهای ترانشه تنها با دوغاب بنتونیت قادر به پایداری نیست و علاوه بر بنتونیت بایستی از سیمان نیز در دوغاب استفاده گردد. حداقل بنتونیت جهت پایداری ترانشه برابر ۵۵ کیلوگرم در یک مترمکعب دوغاب می‌باشد. این مقدار سیمان حداقلی جهت پایداری ترانشه برابر ۲۰۰ کیلوگرم در یک مترمکعب دوغاب می باشد. حداکثر جابجایی در مرحله چهارم حفاری و در جهت عرضی ترانشه (در جهت محور X) ایجاد می‌گردد. بررسی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با قوانین موجود در آیین‌نامه کمیته بین‌المللی سدهای بزرگ نشان دهنده دقت قابل قبول مدلسازی و فرضیات استفاده شده می باشد.

واژه های کلیدی

دیوار آب بند، تحلیل پایداری، دوغاب بنتونیت، مدل سازی عددی، سد نهب قزوین

---

[۱]*.کارشناسی ارشد مهندسی معدن دانشگاه کاشان madan88.hashemi@yahoo.com

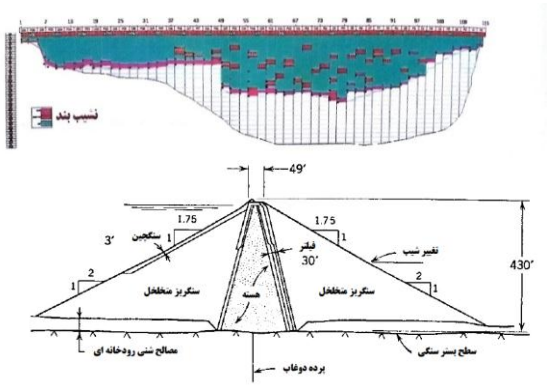
[۲]. دکتری مهندسی معدن، استادیار گروه مهندسی معدن دانشگاه کاشان

[۳]. دکتری مهندسی معدن، مدیر فنی شرکت راهسازی و عمران ایران

تاریخ دریافت: ۹۶/۲/۳۱ تاریخ پذیرش: ۹۶/۱۰/۲۴

مقدمه

دیوارهای آب‌بند جداره‌های احداث‌شده در زیرزمین هستند که عمدتاً نقش آب‌بندی و جلوگیری از تراوش را دارند به عبارت‌دیگر دیوارهای آب‌بند به جایگزینی مصالح نامناسب مثل خاک یا سنگ خردشده و دارای نفوذپذیری بالا، با مصالح انتخاب‌شده که شرایط طراحی را برآورده نماید اطلاق می گردد به‌طوری‌که مانند دیواری نفوذناپذیر در دل خاک، جلوی نشت آب از لایه‌های نفوذپذیر و محل‌های دارای پتانسیل نشت را می‌گیرد. این دیوار در داخل زمین و به عمق‌های متغیر عموماً از ۱۰ تا ۱۲۰ متر و ضخامت‌های ۱ متر اجرا می‌شوند، با این توضیح دیوار آب‌بند را می‌توان در دو مرحله کلی برداشتن مصالح نامناسب تا بستر نفوذناپذیر یا حفاری و جایگذاری مصالح انتخاب‌شده یا بتن‌ریزی خلاصه کرد. انواع جداره‌های احداثی زیرزمینی از حدود ۷۰ سال اخیر تاکنون ابداع و با پیشرفت فنّاوری گسترش‌یافته‌اند. پس از اجرای دیوار آب‌بند، در دل زمین یک جداره دیوارشکل ایجاد می شود که مانند غشاء یا پرده زیرزمینی از نفوذ و نشت آب به پایین دست خود ممانعت می‌کند. به طور کلی دیوار آب‌بند به عنوان عامل جلوگیری از انتقال آلودگی از یک محدوده به اطراف آن و یا به عنوان یک پرده نفوذ ناپذیر در پی سد برای جلوگیری از تراوش آب از زیر سد استفاده می شود. شکل (۱) نمای کلی از موقعیت یک دیوار آب بند و پروفیل اجراشده دیوار آب‌بند در زیر یک نشیب بند را نشان می دهد.



شکل(۱): اجرای دیوار آب بند در زیر هسته رسی(نورزاد ۱۳۹۴)

اولین دیوار آب‌بند ترانشه دوغابی در سال ۱۹۴۸ در پایانه جزیره، لانگ بیچ، کالیفرنیا ساخته شده است. در اروپا، روش احداث دیوارهای دیافراگمی با استفاده از مخلوط‌های سیال پایدار کننده حدود سال ۱۹۵۰ مرسوم شد، یعنی هنگامی که لورنز (۱۹۵۰) مزایای مربوط به مایعات با روانگرایی کم (تیکسوتروپیک) در پی‌های مهندسی را شناسایی کرد. تقریبا در همین زمان، وودر(۱۹۵۳) یک سری کاربردهای سیالات تیکسوتروپیک در پی‌های مهندسی را ثبت کرد. وودر پیمانکار ایتالیایی مهندسی خاک، ابتکاری را در سال ۱۹۵۷ در زمینه احداث دیوارهایی از شمع های ساخته شده به صورت برجا را که همپوشانی داشتند در ایالات متحده به ثبت رساند. این موضوع گام اساسی به سمت فناوری دیوارهای دیافراگمی پیشرفته امروزی، محسوب می شود. توسعه بیشتر فناوری حفاری مانند چنگ‌های کابلی[۱]، کارایی روش دیوارهای دیافراگمی را به طور چشمگیری افزایش داده است.

دیوار آب‌بند بنتونیتی با استفاده از ترانشه پر شده از دوغاب ساخته می شود. با استفاده از این روش یک ترانشه کم عمق و باریک معمولا ۳ تا ۵ فوت حفر می شود. ترانشه با دوغاب بنتونیت – آب که معمولا ۴ تا ۶ درصد وزن آن را بنتونیت تشکیل داده است پر می شود(بریر،۱۹۹۵). دوغاب در ارتفاع بالاتر از سطح آب در خاک مجاور نگهداری می‌شود این باعث می شود دوغاب به داخل خاک مجاور جریان پیدا کرده و تشکیل یک لایه نازک از بنتونیت در دیوار آب‌بند را می‌دهد که به اصطلاح تشکیل کیک بنتونیت را می‌دهد(فیلز و همکاران، ۱۹۹۷). فشارهای جانبی از دوغاب در دیوار آب‌بند به عنوان یک نیروی پایدار کننده عمل می‌کند(آپولونیا،۱۹۸۰). برای اعمال یک فشار دوغاب کامل در ترانشه ایجاد کیک بنتونیتی به عنوان یک لایه نفوذ ناپذیر الزامی است. اگر d_{15} اندازه ذرات خاک مجاور نزدیک به ۰,۴ میلیمتر یا کمتر از آن باشد کیک بنتونیتی قابل تشکیل خواهد بود(فیلز و همکاران ۱۹۹۷). شرط لازم برای تشکیل کیک فیلتر و پایداری دیوار آن این است که دوغاب در ترانشه بالاتر از سطح آب قرارگیرد و چگالی دوغاب به اندازه کافی بالا باشد.

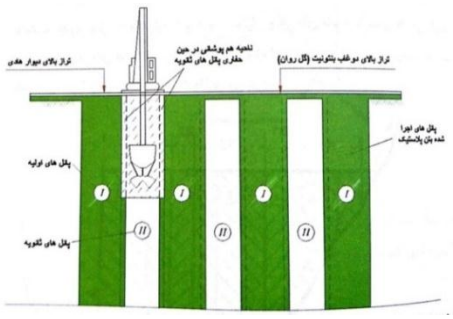
بررسی پایداری دیوار آب‌بند و بررسی رفتار الاستیک و پلاستیک خطی دیوار آب‌بند در عمق‌های زیاد الزامی است زیرا با وجود فشارهای زیاد به لایه‌های پایینی ممکن است منجر به تغییر شکل دیوار یا حتی ایجاد شکست و درزه در

[۱] .Cable grabs

آن شود که منجر به خطرات جبران ناپذیری خواهد بود(ژیانگ یو و همکاران ،۲۰۱۵). تغییر شکل دیوارهای آب‌بند در برابر فشارهای جانبی منجر به کاهش کارایی و ایجاد ناپایداری در دیوار خواهد شد و استفاده از آن را با مخاطره روبرو خواهد کرد. (ایوانز، ۱۹۹۰)

روش اجرای دیوار آب‌بند

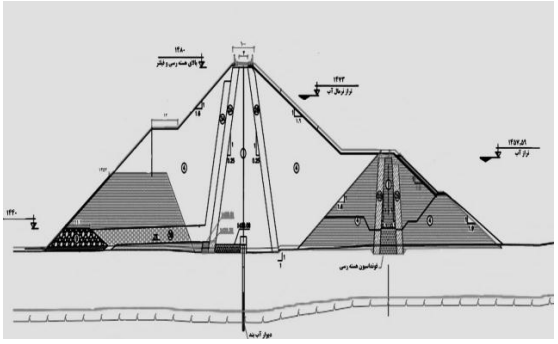
پس از احداث سکوی حفار مستحکم جهت تحمل وزن دستگاه حفار و امکان حرکت راحت جرثقیل و همچنین ماشین‌آلات دیگر به‌ویژه تراک میکسر، دیوارک های راهنما به منظور جلوگیری از انحراف اولیه گراب حفاری[۱] یا تیغه دستگاه حفار و جلوگیری از ریزش دهانه محل حفاری ناشی از وزن ماشین آلات به ابعاد ۱,۵ الی ۶ متر احداث و جانمایی می شوند. پس از نقشه‌برداری محل پانل‌های اولیه و ثانویه بر روی دیوارک‌های راهنما پیاده سازی می شود. مطابق شکل (۲) حفاری به‌صورت تناوبی از پانل‌های اولیه و ثانویه انجام می‌شود به‌این‌ترتیب که ابتدا پانل‌های فرد ۱، ۳ و ۵ و ... حفاری و بتن‌ریزی می‌گردند و پس از بتن‌ریزی پانل‌های فرد، اقدام به حفاری و بتن‌ریزی پانل‌های زوج می‌شود. به منظور اتصال بین پانل‌ها همواره یک ناحیه هم پوشانی را بین پانل‌های اولیه و ثانویه در نظر می گیرند. پس از شست و شوی کامل پانل و خروج کاتر[۲] از درون آن (در حالت حفاری با هیدروفرز[۳])، بتن‌ریزی، با استفاده از لوله ترمی و قیف انجام می‌شود.

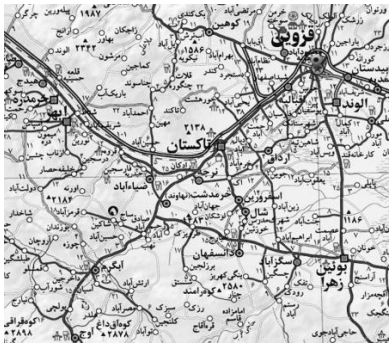


شکل (۲): نمایی شماتیک از حفاری پانل‌های ثانویه پس از بتن‌ریزی پانل‌های اولیه و هم‌پوشانی حین حفاری(محبی ۱۳۹۲)

موقعیت جغرافیایی و راه‌های دسترسی

طرح سد مخزنی نهب در فاصله تقریبی ۶۵ کیلومتری از شهرستان قزوین و به فاصله تقریبی ۳۵ کیلومتری جنوب غربی شهرستان تاکستان به آبگرم و در فاصله ۲۰ کیلومتری شهرستان آبگرم واقع‌شده است. این سد بر روی رودخانه خررود[۴] یکی از بزرگ‌ترین سرشاخه‌های رود شور و دومین رودخانه استان ازنظر حجم آورد و بزرگی حوزه است. رودخانه از کوه‌های گوی‌قزای[۵] و ارتفاعات قیدار[۶] در ۶۰ کیلومتری جنوب زنجان و منطقه آوج سرچشمه می‌گیرد. قسمت مهم آبگیرهای آن کوه‌های خرقان است شکل (۳) راه دسترسی به موقعیت سد و مقطع کلی سد نهب و موقعیت دیوار آب بند در زیر هسته رسی را به خوبی نشان می‌دهد.جدول (۱) نیز مشخصات سد نهب را نشان می دهد.





شکل(۳): راه دسترسی به سد نهب و مقطع بدنه سد

۱.Grab Drilling
۲.Cutter
۳.Hydrophores
۴ Khar Rud
۵ Guyghezel
۶ Ghidar

جدول(۱) : مشخصات کلی سد نهب

مشخصات	اندازه به متر
رقوم تاج سد	۱۴۸۱ متر از سطح دریا
تراز نرمال	۱۴۷۳
تراز بستر رودخانه در	۱۴۳۵
تراز های آبگیری	۱۴۵۹,۵
طول تاج سد	۲۱۵۶
عرض تاج سد	۱۰

مشخصات کلی دیوار آب بند سد در جدول (۲) آمده است.

جدول (۲): مشخصات کلی دیوار آب بند سد نهب

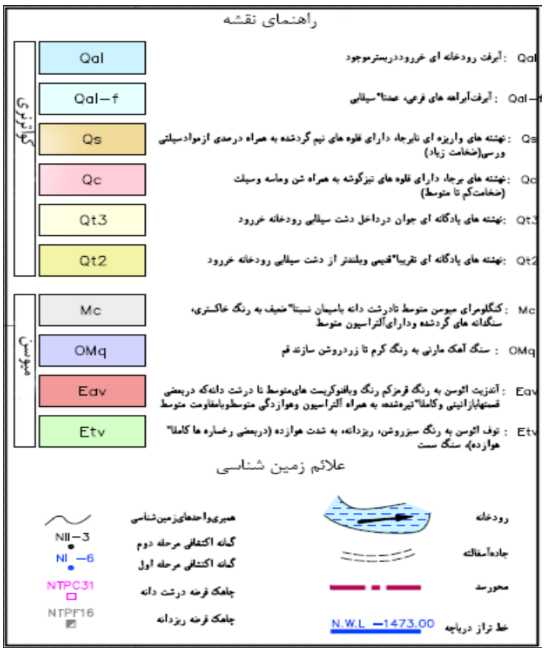
مشخصات	اندازه
طول	۶۹۴ متر
تعداد پانل	۲۸۸
عمق متوسط پانل	۲۰,۲۷ متر
کیلومتراژ اجرا شده	۰+۷۷۰ الی ۱+۳۹۴
میانگین اسلامپ بتن	۲۱ سانتی متر
میانگین مدول الاستیسه بتن	۲۸۵۸ کیلوگرم بر متر مکعب

زمین‌شناسی محلی محدوده سد

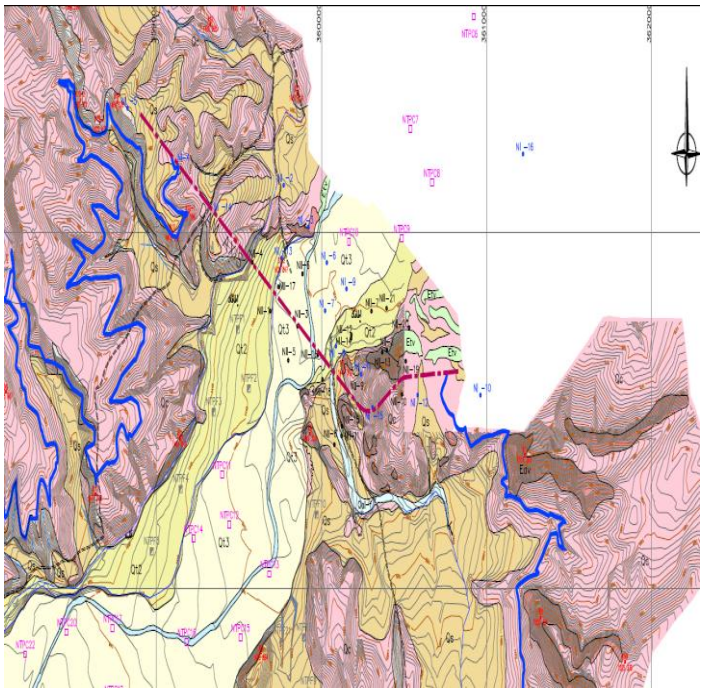
محور سد غالباً در نهشته‌های آبرفتی جوان و تقریباً قدیمی در داخل دشت سیلابی رودخانه خررود و نهشته‌های برجا، دارای قلوه‌های تیز گوشه به همراه شن و ماسه و سیلت باضخامت کم تا متوسط مربوط به دوره‌ی کواترنری قرار دارند. محدوده دیوار آب‌بند نیز در آبرفت رودخانه‌ای خررود در بستر آن قرار دارد. شکل (۴) نقشه زمین‌شناسی محدوده سد را به‌خوبی نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که خط‌چینقرمزرنگ محور سد را نشان می‌دهد. با توجه به نقشه‌های زمین‌شناسی دیوار آب‌بند سد نهب در نهشته‌های پادگانه‌ای جوان در داخل دشت سیلابی رودخانه خررود واقع‌شده است . در این مطالعه هدف بررسی پایداری قسمت پیش حفاری است که ۲,۵ متر عمق دارد پس برای بررسی ۲ تا ۳ برابر محدوده حفاری نیاز به مطالعه و شناخت می‌باشد که عمق موردنظرتماماً در این محدوده قرار می‌گیرد.

زمین شناسی مهندسی

طراحی و ساخت سد مستلزم شناخت شرایط زمین شناسی و ژئوتکنیکی ساختگاه سد می باشد. بنابر آزمایشات و محاسبات انجام گرفته و طبقه بندی ژئو مکانیکی ساختگاه سد نهب بر اساس درجه بندی RMR[1] شاخص کیفی توده سنگ موجود در ساختگاه سد در رده متوسط قرار می گیرد. جدول (۳) طبقه بندی ژئومکانیکی ساختگاه سد را بر اساس درجه بندی RMRبه خوبی نمایش می دهد.



[1] Rock Mass Rating



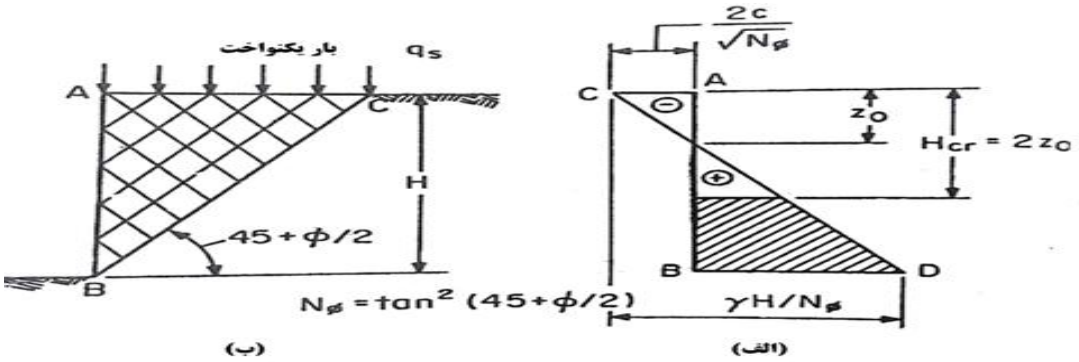
شکل (۴): زمین‌شناسی محدوده سد

جدول (۳): طبقه بندی ژئو مکانیکی ساختگاه سد با استفاده از طبقه بندی RMR

موقعیت	ra	r RQD	r s	r j	r G	RMR(min)	RMR(max)	RMR(ave)
جناح چپ	۴	۱۳	۵	۲۱-۶	۱۵-۷	۳۵	۵۸	۴۶
جناح راست	۴	۱۳	۸-۵	۲۱-۴	۱۵-۷	۳۳	۶۸	۵۰
کل ساختگاه	۴	۱۳	۷,۵	۱۴	۱۱	۴۹	۴۹	۴۹

محاسبات اولیه پایداری جدار ترانشه

با توجه به تحلیلهای ساده مبتنی بر تحلیل "رانکین"(زانتاکوس،۱۹۸۹) عمق نهایی پایدار یک جدار طولانی در خاک با مشخصات و و با توجه به شکل(۵)، قابل محاسبه است.



شکل(۵): شرایط بررسی عمق پایدار ترانشه در خاک چسبنده- اصطکاکی(وفائیان. ۱۳۸۸)

با تصور اینکه در منطقه کششی خاک، ترک‌های کششی تشکیل می شوند و مثلا تا عمق z_t ادامه می یابند لذا عمق بحرانی را باید $H_{cr} = 4c/\gamma - z_t$ در نظر گرفت و چون فرض این است که حداکثر z_t همان z_0 می باشد(یعنی ترک های کششی حداکثر تا عمق z_0 پدید می‌آیند)، بنابراین عمق بحرانی هم به مقدار $H_{cr} = 4c/\gamma - z_t = z_0$ محدود می شود.

در شرایطی که روبار روی سطح زمین وجود دارد، در صورتی که مقدار روبار به $2c$ برسد($q_s=2c$) حفاری مقدور نیست زیرا $H_{cr}= 0$ می گردد. در بررسی پایداری ترانشه حفاری شده، مبتنی بر آنچه ذکر شد و با توجه به شکل۶، می توان فشار افقی لازم جهت پایدار سازی جدار را محاسبه نمود. جدول (۴)کلیه روابط را در صورت وجود سیال دوغابی با وزن واحد γ_fکه باعث افزایش پایداری ترانشه افزایش عمق بحرانی می شود و حالت فقدان سیال را نشان می دهد. برای خاک‌های ماسه‌ای خشک بدیهی است هر چه وزن واحد دوغاب بیشتر باشد پایداری و مقاومت دیوار در برابر ریزش بیشتر است.در صورتی که خاک ماسه‌ای مملو از آب هم باشد، با استفاده از رابطه تعادل نیروهای عمل و عکس العمل در شرایط گسیختگی خاک:

$$K_a = \tan^2(45-\varphi/2) \quad (۱)$$

بنابراین وزن واحد گل حفاری برابراست با:

$$\gamma_f = K_a\gamma + \gamma_w \quad (۲)$$

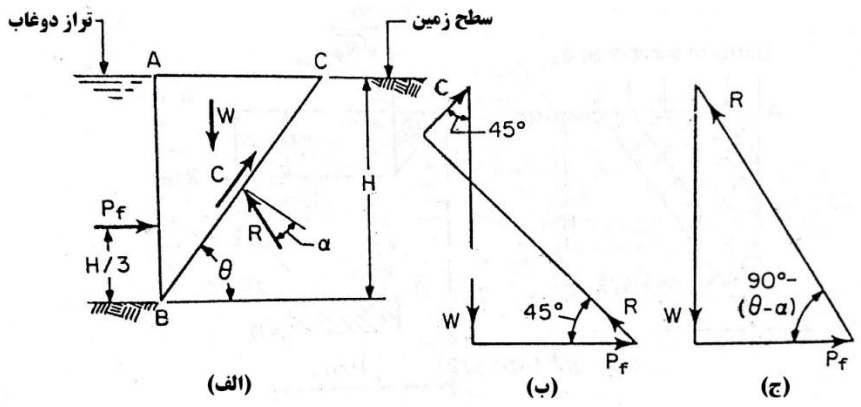
حالت عمومی تر این است که سطح آب زیر زمینی تا قاعده ترانشه برابر mH، و عمق گل حفاری در ترانشه، برابر nH باشد، در این صورت وزن واحد گل حفاری یا دوغاب باید از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$\gamma_f = [\ \gamma(1-m2)K_a + \gamma\ .\ K_a\, m^2 + \gamma_w m^2\ ]\ /\ n^2 \quad (۳)$$

و چنانچه $m=n=1$ باشد همان رابطه ساده (۲) حاصل می گردد.

جدول (۴): روابط مربوط به پایداری در دو حالت فقدان سیال و فشار هیدرواستاتیک جنبی

پارامتر قابل محاسبه	حالت فقدان سیال	حالت فشار هیدرو استاتیک جنبی
عمق قابل قبول بحرانی (H_{cr})	$2Z_0 = (4c/\gamma - \gamma_f)$	$2Z_0 = (4c/\gamma - \gamma_f)$
عمق بحرانی با وجود بار گسترده	$(4c - 2q_c)/\gamma$	$(4c - 2q_c)/(\gamma - \gamma_f)$



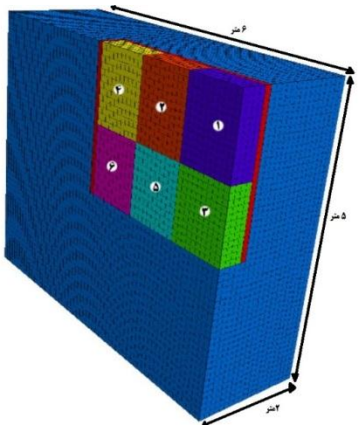
شکل (۶): پایداری یک ترانشه دوغابی(نورزاد ۱۳۹۴)

تحلیل عددی پایداری ترانشه

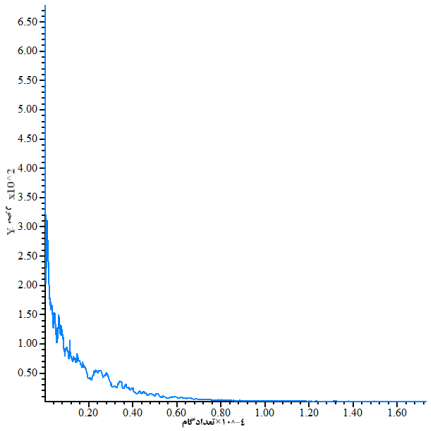
تحلیل عددی دیوار آب‌بند با استفاده از نرم‌افزار کامپیوتری FLAC3D که بر اساس روش تفاضل محدود[1]تدوین گردیده است، انجام شد. درروش تفاضل محدود مانند روش المان‌محدود مجموعه‌ای ازمعادلات جبری بایستی حل شود. درروش المان‌محدود ماتریس المان‌ها باهم ترکیب‌شده ودرون یک ماتریس سختی کل قرارداده می‌شود. مراحل محاسباتی در این نرم‌افزار به اینصورت است که ابتدا بااستفاده ازمعادلات حرکت، سرعت‌ها و جابجایی‌های ناشی از نیروها و تنش‌ها به دست می‌آید. سپس بااستفاده ازروابط ساختاری (تنش-کرنش) تعریف شده نرخ‌های کرنش از سرعت‌ها و تنش‌های جدید محاسبه می‌شوند. در FLAC3D تعداد گام‌های موردنیاز برای رسیدن به راه‌حل می‌تواند به‌طور خودکار توسط کدیا به‌صورت دستی توسط کاربر کنترل گردد. هرچند کاربر سرانجام می‌بایست تعداد گام‌ها را برای رسیدن به حالت حل‌شده تعیین کند. این‌گام زمانی به‌صورت سیکلی ادامه می‌یابد ومقادیر جدید از گام قبلی درگام جدید جایگزین می‌شود. در روش مذکور رفتار توده سنگ الاستوپلاستیک با معیار شکست موهر-کلمب مدل گردید.مدل موهر-کلمب برای موادی که تحت بارگذاری برشی تسلیم می‌شوند، استفاده می‌گردد که تنش تسلیم تنها وابسته به تنش اصلی حداکثر و حداقل است؛ درحالی‌که تنش اصلی متوسط هیچ اثری بر تسلیم ندارد.

خاک با زاویه اصطکاک داخلی ۳۴ درجه، مدول برشی ۲۸۰۰ کیلو پاسکال، مدول بالک ۳۹۰۰ کیلوپاسکال و چسبندگی ۵ کیلو پاسکال مورد بررسی قرار گرفت. وزن مخصوص خشک خاک ۱۴ کیلو نیوتن بر مترمکعب و نفوذ پذیری $۱۰^{-۶}$ متر بر ثانیه است. جهت پایدارسازی ترانشه بنتونیت با چگالی ۱۴ کیلونیوتن برمتر مکعب، ۵۵ کیلوگرم در هر متر مکعب دوغاب و همچنین سیمان با چگالی ۲۴ کیلونیوتن بر مترمکعب ۲۰۰ کیلو گرم لحاظ شده است.

با توجه به ابعاد ترانشه ارتفاع مدل ۵ متر در نظر گرفته‌شده است لذا تنها لایه فوقانی خاک و مرحله پیش حفاری جهت مدل‌سازی استفاده‌شده است.مرزهای کناریو مرز کف مدل به‌اندازه کافی دور از محل‌های حفاری در نظر گرفته‌شده‌اند تا اثر مرزها روی نتایج قابل‌چشم‌پوشی باشد.زمانی که مرزها با تغییر ابعاد روند ثابتی را طی کند مرز در آن بعد ثابت در نظر گرفته می شوند.در شکل (۷) (الف) هندسه سه‌بعدی ساخته‌شده مربوط به مدل مش بندی شده در محیط نرم‌افزار آورده شده است. ابعاد بخش‌های مختلف مدل نیز در اشکال آورده شده است. همچنین در شکل (۷) (ب)نیروی نامتعادل کننده در مرحله اول تحلیل که به تعادل رساندن محیط مدل است را مشاهده می‌کنید. همان‌طور که قابل‌ملاحظه می‌باشد نیروی نامتعادل کننده در کل روند نزولی تا رسیدن به صفر را دنبال می‌کند که نشان‌دهنده صحت تعادل صورت گرفته است.



(الف)



(ب)

شکل (۷):(الف) نمای سه‌بعدی از هندسه مدل

(ب) نیروی نامتعادل کننده در مرحله تعادل مدل

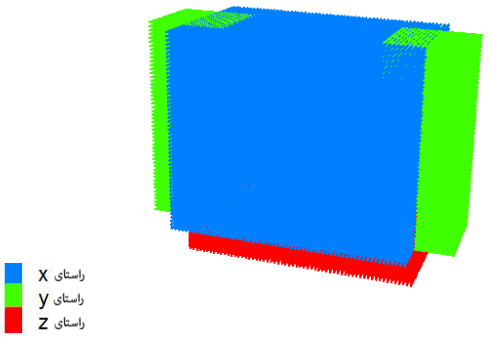
[1]Finite Difference

انتخاب ابعاد مدل

جهت انتخاب ابعاد مناسب برای مدل‌ها، ابعاد مختلف در جهات سه محور بررسی گردیدند. درنهایت ابعاد ۵*۶*۲ متر در نظر گرفته شد انتخاب ابعاد مدل بر اساس آزمون سعی و خطا صورت گرفته است بدین گونه که تغییرات جابجایی پس از ابعاد در نظر گرفته شده ثابت می ماند و این نشان‌دهنده آن است که ابعاد مدل مناسب می‌باشد چرا که مرزهای مدل اثری بر روی نتایج جابجایی‌ها نخواهندداشت.

شرایط مرزی مدل

شرایط مرزهای مدل به‌صورت استاندارد تعریف‌شده است. به این معنی که مرزهای کناری مدل در راستای افقی ثابت شده‌اند(وجه‌های چپ و راست که عمود بر محور xمی‌باشند در جهت محور x ثابت می‌شوند وجه‌های عقب و جلو که عمود بر محور y هستند در جهت محور yثابت می‌شوند) و کف مدل در هر سه راستای افقی و قائم (محورهای z,y,x) ثابت گردیده است. مرز فوقانی مدل نیز سطح طبیعی زمین است و نیاز به تعریف شرایط مرزی ندارد. طبق مدل های صورت گرفته این شرایط برای طرف دیگر مسئله نیز صادق است و شرایط تقارن محوری برقرار میباشد. شکل (۸) شرایط مرزی مدل را به خوبی نشان می دهد.



شکل(۸): شرایط مرزی مدل و ثابت شدن در راستاهای مختلف

مش بندی مدل

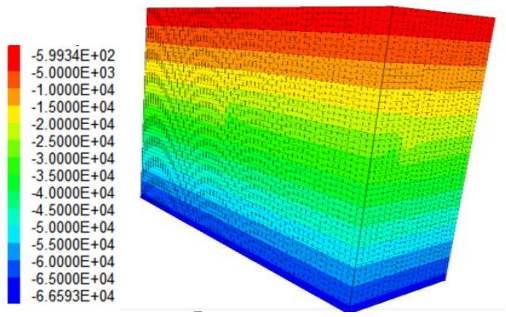
برای مش بندی مدل از المان‌های مکعبی استفاده‌شده است. اندازه کلی این المان‌ها در مدل نسبتاً ریز در نظر گرفته‌شده است. تعداد کل المان‌های مدل ۶۰۰۰۰ عدد و تعداد کل گره‌ها ۶۳۵۴۲ عددمی‌باشد. انتخاب المان مناسب و ایجاد شبکه ای مطلوب از المان ها، بیشترین تاثیر را بر دقت تحلیل المان محدود و همگرایی نتایج آن دارد. انتخاب المان نامناسب و اندازه بزرگ المان ها منجر به خطای زیاد در مدل عددی و در مقابل تراکم بالای مش سبب افزایش زمان تحلیل، تجمع خطای گرد کردن و در نهایت سبب القای سختی در سازه می گردد. از سوی دیگر به دلیل وابستگی نتایج حل المان محدود به سایز مش استفاده شده، همواره باید در نواحی از مدل که مقادیر تنش، کرنش، فشار تماسی (contact pressure) و یا هر پارامتر دیگری که باید به طور دقیق محاسبه گردد، همگرایی مش چک شود. . بهبود سایز مش باید به گونه ای هوشمندانه انجام شود تا سبب افزایش شدید حجم محاسبات نشود.

تعریف شرایط اولیه مدل

شرایط اولیه مسئله شامل ایجاد تنش‌های اولیه در مدل و شرایط آب زیرزمینی است. تنش قائم (تنش نرمال در جهت محور y) به‌صورت مجموع وزن لایه‌های فوقانی در نظر گرفته می‌شود که بر اساس عمق هر لایه و وزن مخصوص آن قابل‌محاسبه خواهد بود و تنش‌های افقی (تنش نرمال در جهت محور x و محور z) برابر مجموع حاصل‌ضرب وزن لایه‌ها در ضریبK0 مربوط به آن لایه می‌باشد که برای هر لایه با استفاده از رابطه زیر قابل‌محاسبه خواهد بود.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \qquad (۴)$$

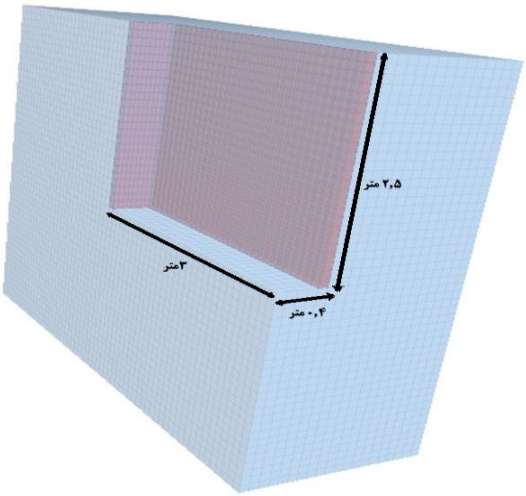
φ' زاویه اصطکاک مؤثر مربوط به لایه موردنظرمی‌باشد.برای ایجاد شرایط آب زیرزمینی با توجه به اینکه سطح آب زیرزمینی یک متر پایین‌تر از لبه ترانشه می باشد لذا ابتدا در ارتفاع موردنظر سطح آب زیرزمینی تعریف و بر اساس آن محاسبات فشار آب حفره‌ای انجام‌گرفته است. در شکل (۹)کانتور های تنش‌های قائم برجا در مدل قبل از حفاری ترانشه آورده شده است که از بالا به پایین رو به افزایش است.



شکل (۹): تنش قائمszz

تشریح فرآیند حفاری

با توجه به اینکه حجم باکت حفاری یک مترمکعب می‌باشد و در هر مرحله حفاری یک مترمکعب حفر می‌کند لذا ترانشه‌ای به طول ۳ متر، عرض ۴۰ سانتیمتر و عمق ۲,۵ متری در دو تراز (هر تراز دارای ارتفاع ۱,۲۵ متر است) حفاری می‌شود. در هر سطح نیز طول سه متر ترانشه در سه مرحله (در هر مرحله یک متر) حفاری می‌شود. لذا در کل حفاری ترانشه مدل شده در ۶ مرحله با توالی نشان داده‌شده در شکل (۱۰) انجام می‌گیرد. لازم به ذکر است که عرض اصلی ترانشه برابر ۸۰ سانتیمتر می‌باشد اما با توجه به مدل‌سازی تقارن محوری، نصف عرض ترانشه مدل گردیده است.



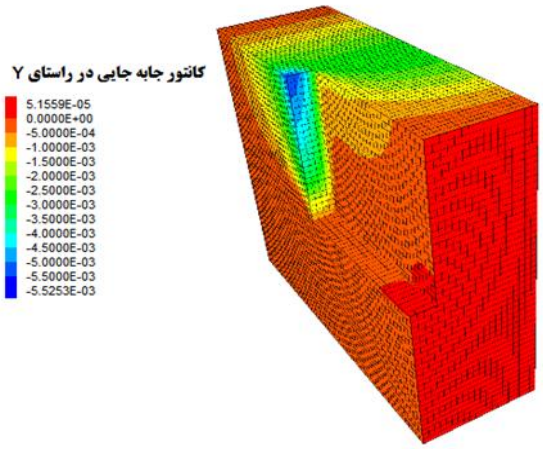
شکل (۱۰): ترانشه پس از شش مرحله حفاری

در این قسمت خروجی‌های مربوط به ششمین مرحله از حفاری ترانشه ارایه می گردد و تحلیل پایداری در این مرحله انجام می‌گیرد. با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته می‌توان دریافت که بیشترین جابجایی در جهت عرض ترانشه (راستای X) می‌باشد این جابجایی‌ها عمدتا در لبه ترانشه اتفاق می‌افتد و لغزش‌هایی به صورت گوه‌ای رخ خواهد داد اما با تعیین دوغاب بنتونیت با مقادیری که ذکر شد می‌توان تمامی مقادیر جابجایی در سه محور X،Y و Z کمتر از ۲ سانتی متر کاهش داد. در شکل ۱۱ کلیه کانتورهای جابجایی در سه راستای X، Y و Z ترسیم شده است و می توان دریافت کلیه این مقادیر کمتر از ۲ سانتی متر (بیشترین جابجایی مجاز در ترانشه) خواهند بود و همگی آن‌ها در محدوده مجاز قرار میگیرد لذا ترانشه با دوغاب مورد نظر پایدار خواهد بود (کلیه مقادیر بر حسب متر می باشد).

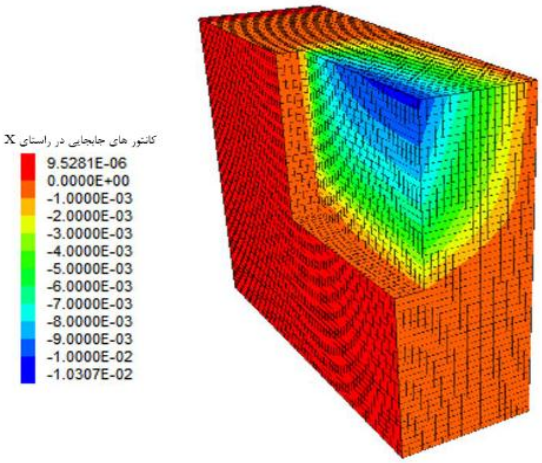
شکل(۱۱) : جابجایی ترانشه در جهت (الف)عرض ترانشه X

(ب) طول ترانشه Y (ج) عمق ترانشه Z

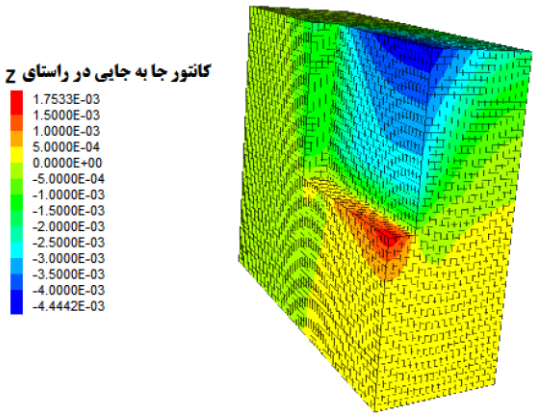
(الف)



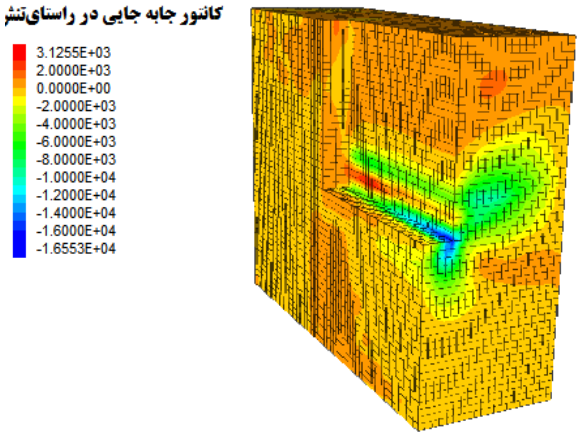
(ب)



(ج)



با توجه به اطلاعات خاک مورد مطالعه میزان تنش برشی حداکثر خاک ۴,۵ کیلو نیوتن بر متر مربع می باشد با توجه به پایداری صورت گرفته و تحلیل‌های بدست آمده از نرم‌افزار مطابق شکل (۱۲) تنش برشی ماکزیمم برابر ۳,۱۲ کیلو نیوتن بر متر مربع می باشد که کمتر از مقاومت برشی خاک خواهد بود لذا می توان دریافت که پایداری در ترانشه صورت گرفته است.



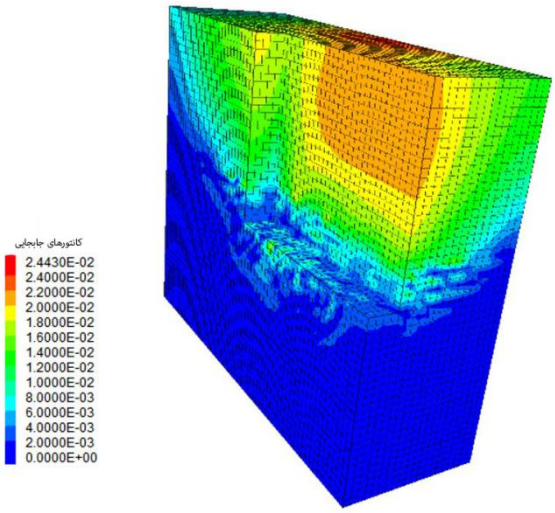
شکل (۱۲): تنش برشی sxz در مرحله ششم حفاری

جدول (۵) میزان کل جابجایی قبل و بعد از اعمال دوغاب را نشان می دهد.

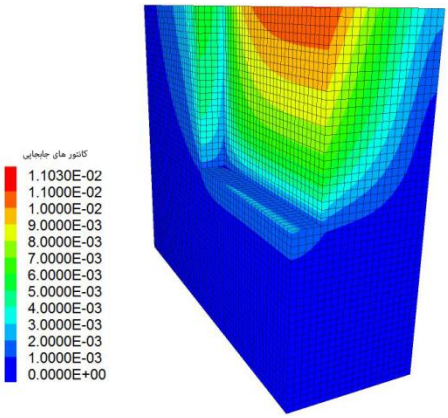
جدول (۵) : میزان کل جابجایی قبل و بعد از اعمال دوغاب

جابجایی (CM) / مراحل حفاری	قبل از اعمال دوغاب پایداری	بعد از اعمال دوغاب پایداری
اول	۲,۱۵	۰,۸
دوم	۲,۲۷۳	۱,۰۳۴
سوم	۲,۳۳	۱,۰۸۵
چهارم	۲,۳۱۱	۱,۰۸۲
پنجم	۲,۴۴۸	۱,۱۱
ششم	۲,۴۴۳	۱,۱۰۳

شکل (۱۳-الف) کانتورهای جابجایی قبل و شکل (۱۳-ب) نیز کانتورهای جابجایی بعد از اعمال دوغاب را در مرحله ششم حفاری به خوبی نشان می دهد.



(الف)



(ب)

شکل (۱۳): کانتورهای جابجایی (الف) قبل از اعمال دوغاب پایداری (ب) بعد از اعمال دوغاب پایداری

با اندازه‌گیری‌های صورت گرفته مقدار بنتونیت و سیمان استفاده شده میدانی جهت پایدار سازی ترانشه به ترتیب ۶۳ و ۲۲۶ کیلوگرم بوده است. مقدار بنتونیت و سیمان مصرفی توسط نرم افزار به ترتیب ۵۵ و ۲۰۰ کیلوگرم تخمین زده شده است. هر چند مدل سازی عددی مقادیر بنتونیت و سیمان را کمی کمتر از مقادیر استفاده شده میدانی تخمین زده است اما با وجود اختلاف ۱۲ درصدی تطابق خوبی بین آنها وجود دارد هرچند عدد تخمینی توسط مدل سازی عددی صرفه اقتصادی بهتری نیز خواهد داشت.

همچنین با توجه به آیین‌نامه های کمیته بین المللی سد های بزرگ (ICOLD) و ارتش آمریکا تمامی مقادیر استفاده شده در محدوده تعریف شده قرار دارند لذا می توان دریافت که مدل سازی عددی با تقریبی خوبی به

واقعیت نزدیک است. این آیین‌نامه ها توصیه می کنند که اجزای دوغاب بنتونیت در بازه زیر تعریف شوند.

بنتونیت: ۴۰-۱۰۰ کیلوگرم

سیمان: ۰-۳۰۰ کیلوگرم

آب: ۸۵۰-۹۵۰ کیلوگرم

بنـــابراین وجـــود ۵۵ کیلـــوگرم بنتونیـــت و ۲۰۰ کیلـــوگرم سیمان در هر متر مکعب آب منطقی خواهد بود.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی به کمک نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC3D پایداری دیوار آب‌بند سد مخزنی نهب مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به عرض ۸۰ سانتیمتر ترانشه، سه متر حفاری طولی از این ترانشه مدل گردیده است. عمق ۲,۵ متر ترانشه در دو مرحله و طول سه متر آن نیز در سه مرحله حفاری می‌گردد لذا در کل حفاری در شش مرحله انجام می‌گیرد که در هر مرحله یک مترمکعب حفاری انجام می‌گیرد. با توجه به تقارن محوری مدل، نصف عرض گود یعنی ۴۰ سانتیمتر آن در این تحقیق مدل شده است. جهت پایداری دیوارهای ترانشه از دوغاب بنتونیت به همراه سیمان استفاده شده است و هدف این تحقیق برآورد مقادیر حداقلی بنتونیت و سیمان جهت پایداری سازی دیوارهای ترانشه می‌باشد. دیوارهای ترانشه تنها با دوغاب بنتونیت قادر به پایداری نیست و علاوه بر بنتونیت بایستی از سیمان نیز در دوغاب استفاده گردد. مقدار بنتونیت حداقلی جهت پایداری ترانشه برابر ۵۵ کیلوگرم در یک مترمکعب دوغاب می‌باشد. این مقدار سیمان حداقلی جهت پایداری ترانشه برابر ۲۰۰ کیلوگرم در یک مترمکعب دوغاب می باشد. حداکثر جابجایی در مرحله چهارم حفاری و در جهت عرضی ترانشه (در جهت محور X) ایجاد می‌گردد. با مقایسه نتایج بدست آمده از مدل سازی عددی و مقادیر استفاده میدانی و همچنین روابط تحلیلی می توان دریافت که مدل سازی عددی با فرض پیوسته بودن محیط تطابق خوبی دارد و مورد قبول می باشد.

مراجع

۱. نورزاد، علی، جلال، مصطفی، *دیوار آب بند سدها*، انتشارات دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ۱۳۹۴.

۲. محبی، امیدرضا، *راهنمای کاربردی اجرای دیوارهای آب بند و دیافراگمی*، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر، تهران، ۱۳۹۲.

۳. وفائیان، محمود، *اطلاعات اجرایی در مورد سد های خاکی*، ارکان دانش، اصفهان، ۱۳۸۸.

4. Shalaby, A.M., *Foundation soil consolidation for High Aswan Dam*. Trans. 17th ICOLD, V, 1991.

5. ICOLD Bulletin 53, *static analysis of embankment dams*, 1986.

6. Charles, J.A., *Special problems with earth fill dams*. Trans. 18th ICOLD, Florence,Q.73, General Report, 2:1083-1198.ienna, Q. 66. R. 3, 3:31-43, 1997.

7. Powell R.D. & Morgenstern, *N.R. The use and performance of seepage reduction measures. Proc.* Symp. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. Denver, CO., R.L. Volpe & W.E. Kelly eds. , American Society of Civil Engineers, New York, N.Y.,pp. 158-182, 1985.

8. Paré, J.-J. *Earth dam behavior on the La Grande project. Proc.* Int. Conf. Safety of dams, Coimbra, Balkema, Rotterdam, pp. 153-160, 1984.

9. Turnbull, W.J. & Mansur, *C.L. Under seepage and its control*, a symposium. Trans. American Society of Civil Engineers, 126(1): 1427-1568, 1960.

10. Powell R.D. & Morgenstern, N.R.. *The use and performance of seepage reduction measures*. Proc. Symp. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. Denver, CO., R.L. Volpe & W. E. Kelly eds., American Society of Civil Engineers, New York, N. Y., pp. 158-182, 1985.

11. Cambefort, H. *Fight against the effects of flows under the dams.* Trans. 9th ICOLD, Istanbul, Q 32, R 6, 1:81-99, 1967.

12. Cambefort, H. *Dyke sealing screens.* Annals of the Technical Institute of Building and Public Works, no. 345, December, 1976.

13. Brenner , R. P., Krumdieck, M.A. &Seid – Karbasi, S.M. *Geotechnical aspects in the safety assessment of embankment dams.* Trans. 18th ICOLD, Durban, C 18, 4:927-950, 1994.

14. Benoit, M., Crèpeau, P. M., Laroque, G. S. *Influence of the foundation on the design of the Manicouagan dam 3*, Trans. 9th ICOLD, Istanbul, Q 32, R 48, 1:775-791, 1967.

15. Dreville, F., Pare, J.-J., Capelle, J.-F., Dascal, O. &Larocque, G.S. *Molded concrete diaphragm for the waterproofing of the Manicouagan 3 dam foundations*. Trans. 10th ICOLD, Montreal, Q 37, R 34, 2:607-630, 1970.

16. Forbes, D.J. Gordon, J.L. & Rutledge, S.E. *Concrete diaphragm wall. Bighorn dam.* Trans. 11th ICOLD, Madrid, Q 42, R 35,2, *1973*.

17. Garg, S.P. & Agarwal, R.K. *Cutoff and stability measures for a dam on sand foundation*. Trans. 9th ICOLD, Istanbul, Q 32, R 68,1:1069-1088, 1967.
18. Strobl, Th. *Rock sealing under dams by means of a hydro mill*. Trans. 17th ICOLD, Vienna, Q.66, R.74, 3:1401-1414, 1991.

19. Lane, K.S. &Wohlt, P.E. *Performance of sheet piling and blankets for sealing Missouri River reservoirs*. Trans. 7th ICOLD, Rome, 4:255-279, 1961.

20. Alther, G.R., Evans, J.C., Witmer, K.A. and Fang, H.Y. (1985) Inorganic permeant effects upon bentonite, Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 874, Am. Soc. for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 64–74.

, .١

Stability analysis of cut-off wall during construction– Case study: Nohob Dam cut-off wall

Seyyedmohamadhashemijebbeli*1

Aliaalianvari 2

Mohamadaminkarbala 3

Abstract:

The cut off walls and grout curtains are the common methods to prevent or reduce the seepage in the dam's foundation. When digging cutoff wall in the pre-excavation section, in order to avoid the fallout local soil and its consequences such as bonding chamber inside the trench excavation, bentonite slurry is used. In order to determine the elements in a slurry that can provide temporary stability is essential. In this study, due to conditions in the dam area NohobTakestan, and assuming continuum finite difference method is used for numerical simulation and analysis of the pre-excavation. Excavation area is divided into six sections according to the digger bucket capacity and each stage is analyzed separately. After determining the critical modes using empirical relationships most hydrostatic pressure applied to the wall is determined and ultimately determined the desired slurry elements. The results of numerical modeling with the rules of procedures of the International Commission on Large Dams corresponded. And it can be concluded that continuum in the region is not far from reality excavated Nohob dam.

Keywords:

Cutoff Walls, Stability Analysis, Mud Cake, Numerical Modeling, NohobTakestan Dam.

---

[1].* MSc student of mining engineering, Kashan University, madan88.hashemi@yahoo.com

2.Assistant professor, Department of mining engineering, Kashan University.

3. Assistant professor, Technical director of Rahsazi Omran Iran Company.

Received:27/4/2017 Accepted: 13/1/2018