

تأثیر هندسه زهکش بر پاسخ دینامیکی سدهای خاکی همگن

مهديه دارابی^۱ و محمد ملکی^{۲*}

^۱ کارشناس ارشد ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا

^۲ دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا

(دریافت: ۹۵/۷/۹، پذیرش: ۹۶/۲/۳۱، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱)

چکیده

در این تحقیق اثر هندسه زهکش بر پاسخ دینامیکی سد خاکی همگن مورد بررسی قرار گرفته است. به علت قابلیت زیاد کد FLAC در مدل کردن هندسه و شرایط مرزی پیچیده، در انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، در نظرگیری ساخت لایه لایه و تحکیم، اعمال بارگذاری‌های مختلف استاتیکی و دینامیکی و همچنین امکان تعریف نقاط مشخصی از شبکه که بتوان رفتار سد را حین تحلیل بررسی کرد، این نرم‌افزار تفاضل محدود برای مدل‌سازی انتخاب شده است. جهت نیل به اهداف مطالعه سد خاکی همگن کلان ملایر به عنوان مطالعه موردی در نظر گرفته شده است. در ابتدا به مدل‌سازی مراحل ساخت و آبیگری سد و مقایسه نتایج به دست آمده با نتایج ابزار دقیق پرداخته شد. سپس با در نظر گرفتن شیب‌های مختلف زهکش، اثر شیب زهکش، بر رفتار لرزه‌ای و پسا لرزه‌ای سد کلان مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت در مورد سد کلان این نتایج حاصل شد که در مرحله لرزه‌ای، زهکش دودکشی قائم طی زلزله اضافه فشار آب حفره‌ای کمتری نسبت به زهکش مایل ایجاد می‌کند. همچنین در مرحله پسا لرزه‌ای مقادیر نشست ناشی از تحکیم، با افزایش زاویه زهکش افزایش پیدا می‌کند.

کلمات کلیدی: سد خاکی همگن، زهکش، تحلیل دینامیکی، رفتار پسا لرزه‌ای.

۱- مقدمه

منوط به انجام یک مجموعه تحلیل‌های استاتیکی و لرزه‌ای سد است. برای تحلیل پایداری سدهای خاکی و شیب‌های طبیعی، تاکنون روش‌های مختلفی ابداع شده که با توجه به ماهیت و فلسفه کار به دو گروه ارزیابی پایداری و ارزیابی واکنش دینامیکی سد تقسیم‌بندی می‌شوند. ارزیابی پایداری خود به چهار روش شبه‌استاتیک، نیومارک، اصلاح شده سید و مکدسی و روش سارما تقسیم‌بندی می‌شود. ارزیابی واکنش دینامیکی نیز به دو گروه خطی و غیر خطی تقسیم‌بندی می‌شود (Paoliani و Baldovin, ۱۹۹۴).

اساس روش تحلیل شبه استاتیک بر معادل‌سازی نیروی دینامیکی زلزله با یک نیروی استاتیکی معادل است (Baldovin و Paoliani, ۱۹۹۴). نخستین بار نیومارک در سال ۱۹۶۵ خطوط اصلی روش ارزیابی استعداد تغییر شکل‌های شیروانی خاکی تحت اثر زلزله را تشریح نمود. نیومارک توده خاکی را که تحت اثر نیروی ناشی از زلزله بر روی سطح شکست به سمت پایین حرکت می‌کند، مشابه بلوک صلبی که تحت اثر نیروی خارجی، بر روی سطح شیب‌دار می‌لغزد، فرض نمود (Newmark, ۱۹۶۵).

تعداد قابل توجهی از سدهای خاکی تجربه آسیب و خرابی ناشی از زلزله داشته‌اند که از آن جمله می‌توان سدهای همگن (De Alba و همکاران، ۱۹۸۸) سن‌فرناندو بالایی، سن فرناندو پایین (Seed و همکاران، ۱۹۸۸) و شفیلد (Dakoula و Gazetas, ۱۹۸۶) اشاره کرد. به طور کلی آسیب‌ها و خرابی‌های ناشی از زلزله در سدهای خاکی را می‌توان به چهار دسته ناپایداری شیب-ها، نشست تاج، ترک‌خوردگی و روانگرایی تقسیم نمود (Sherard, ۱۹۶۷). به منظور جلوگیری از بروز چنین مشکلاتی روش‌ها و تمهیداتی در اجرای سدها به کار گرفته شده است که از آن جمله می‌توان به احداث برم، احداث ستون سنگی، تزریق، تراکم، خاکبرداری و تعویض خاک نامناسب، افزایش ارتفاع آزاد، اجرای زهکش‌ها و نصب ژئوسینتتیک‌ها در پی یا بدنه سد اشاره نمود (Desai و Siriwardane, ۱۹۸۴). یکی از روش‌های مؤثر در افزایش پایداری سدهای خاکی به کارگیری زهکش با هندسه و موقعیت‌های مختلف در مقطع است که مورد بحث مطالعه حاضر است.

بررسی عملکرد و میزان موفقیت هر یک از روش‌های فوق

* نویسنده مسئول؛

است. به این ترتیب که با در نظر گرفتن شیب‌های مختلف برای زهکش، اثر آن بر رفتار لرزه‌ای سد بررسی و مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲- انتخاب کد محاسباتی و مدل‌های رفتاری

برنامه استفاده شده در این مقاله FLAC2D است. با این نرم-افزار مطالعه مسائل مختلفی همچون اندرکنش دینامیکی خاک-سازه، اندرکش آب-خاک و وقوع روان‌گرایی و مسائل هم‌زمان دینامیکی-دمایی امکان‌پذیر است (Itasca, ۲۰۰۱). در تحلیل عددی مربوط به پاسخ لرزه‌ای سازه‌های سطحی مثل سدها، ورودی لرزه‌ای به صورت انتشار امواج صفحه‌ای از مصالح پایین‌تر مدل به سمت بالای مدل است. در چنین مسائلی، شرایط مرزی موجود در کناره‌های مدل باید شرایط مربوط به میدان آزاد (حالت مرز نامتناهی) را ارضا کنند. مدل هندسی مرز میدان آزاد شامل ستون یک بعدی با عرض واحد است که رفتار محیط بی نهایت را مدل می‌کند (Cundall, ۱۹۷۶). در برنامه‌های تحلیلی در قلمرو زمان، به طور معمول از میرایی رایلی برای مدل‌کردن میرایی مصالح استفاده شده است، این نوع میرایی در محدوده خاصی از فرکانس‌ها به صورت مستقل از فرکانس است. از این نوع میرایی برای مدل‌کردن سازه‌ها و محیط‌های ارتجاعی و به منظور میرا کردن مدل‌های نوسانی سیستم استفاده می‌شود. در این روش از ماتریس میرایی C استفاده می‌شود که دارای دو قسمت موسوم به میرایی متناسب با ماتریس جرم (M) و میرایی با ماتریس سختی (K) است (Wilson و Bathe, ۱۹۷۶). جهت مدل‌سازی تحکیم پس از زلزله لازم است که از محیط دینامیکی خارج شده و شرایط به حالت تحکیم برده شود. در این مرحله با حذف شرایط مرزی میدان آزاد، شرایط مرزی به حالت استاتیکی برده می‌شود، به این صورت که کف پی در دو جهت افقی و قائم و دیواره‌های پی در جهت افقی ثابت می‌شود.

مدل‌های رفتاری استفاده شده در آنالیز استاتیکی مدل‌های رفتاری مور-کولمب و کم-کلی اصلاح شده است. مدل مور-کولمب رایج‌ترین مدل ارتجاعی خمیری جهت نمایش شکست برشی در خاک‌ها و سنگ می‌باشد.

Wermeer و De Borst (۱۹۴۸)، گزارشی از نتایج آزمایشی شن و ماسه را نشان دادند که در تطابق خوبی با مدل رفتاری مور-کولمب بود. مدل کم-کلی اصلاح شده یک مدل ارتجاعی خمیری دارای سطح تسلیم بسته و سخت شوندگی همسان بوده و بیشتر برای خاک‌های رسی کاربرد دارد (Burland و Roscoe, ۱۹۶۸) و (Wood, ۱۹۹۰). به علت جلوگیری از ازدیاد صفحات مقاله از ارائه جزئیات این مدل‌ها خودداری شده است.

امروزه معلوم شده است که در طی بارگذاری تناوبی برشی برخی خاک‌ها، ممکن است مقدار فشار آب حفره‌ای قابل توجهی

Makdisi و Seed در سال ۱۹۷۸ روش نیومارک را تغییر و اصلاح نمودند و برای سد حالت انعطاف‌پذیر فرض کردند. علاوه بر آن برخلاف روش Makdisi و Seed به جای شتاب مطلق پایین سطح لغزش، شتاب مطلق بالای سطح لغزش را استفاده کردند (Seed و Makdisi, ۱۹۷۸).

Sarma (۱۹۷۹)، بر اساس روش پیشنهادی نیومارک، یک روش ساده مهندسی را جهت طراحی سدهای خاکی ارائه داد به نحوی که سد بتواند با پذیرفتن خسارت در حد قابل قبول در برابر زلزله مقاومت نماید.

نخستین بار Chopra و Clough در سال ۱۹۶۴ برای حل مسائل دینامیکی از روش اجزا محدود استفاده نمودند. در روش تحلیل خطی با فرض یک سری مقادیر اولیه برای نسبت میرایی و مدول برشی در نقاط مختلف بر روی مدل، تحلیل خطی انجام می‌شود. این روش قادر به محاسبه تغییر شکل به صورت مستقیم نمی‌باشد و تنها از آن می‌توان برای محاسبه تاریخچه زمانی تنش و همچنین توزیع شتاب در پی و بدنه سد استفاده نمود (Seed و Idriess, ۱۹۶۹).

تحلیل غیر خطی در برگیرنده رفتار واقعی هیسترسیس غیر خطی خاک، اثر هم‌زمان تولید فشار آب، اتساع، تغییر شکل‌های ماندگار و حتی مدل کردن روانگرایی و کاهش سختی و مقاومت ناشی از آن و نیز تغییر شکل‌های ماندگار بعد از روانگرایی است (Zienkiewicz و همکاران، ۱۹۹۹).

یکی از عوامل مؤثر بر پاسخ دینامیکی سدهای خاکی هندسه مقطع سد است. در گذشته کارهایی در این زمینه صورت گرفته است. از جمله می‌توان به کار Karbor-Shayadeh و Soroush (۲۰۰۸) و Tsai و همکاران (۲۰۰۹)، اشاره کرد. Shayadeh و Soroush با در نظر گرفتن شیب قائم و مایل برای هسته مرکزی سد خاکی ناهمگن، پاسخ سد در تحلیل دینامیکی را مورد بررسی قرار داده‌اند.

Elia و همکاران (۲۰۱۱)، پاسخ لرزه‌ای و پس‌لرزه‌ای دو سد خاکی همگن و ناهمگن را مورد بررسی قرار دادند، در ادامه نتایج آنها بیان شده و با نتایج پژوهش مقایسه می‌گردد.

Chahar (۲۰۰۴)، برای تعیین حداکثر و حداقل طول زهکش افقی در سد، مجموعه روابطی ارائه داده است، در این روابط محدوده مجاز طول زهکش افقی در سدهای خاکی همگن بیان شده است. در این مقاله اثر هندسه زهکش بر رفتار لرزه‌ای و پس‌لرزه‌ای سدهای خاکی بررسی شده است. به این منظور سد کلان ملایر، که سد خاکی همگن با زهکش دودکشی است، مورد بررسی قرار گرفته است. پس از مدل‌سازی مراحل ساخت و آبیگری و مقایسه نتایج شبیه سازی با نتایج ابزار دقیق، اثر هندسه زهکش دودکشی بر رفتار لرزه‌ای و پس‌لرزه‌ای سد بررسی شده

پارامترها در مقطع ۳ ابزاربندی مشاهده شده است. بنابراین در تحلیل عددی، این مقطع مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. مقطع ۳ در شکل (۱) نشان داده شده است. در این تحقیق از نتایج تعدادی از ابزاردقیق‌ها استفاده شده است. در اینجا ابزار دقیق‌هایی که از خروجی آن‌ها استفاده شده، معرفی می‌شود. محور I3001 در ۴۴ متری بالادست محور مرکزی، محور I3002 در ۴/۲۵ متری بالادست محور مرکزی، محور I3003 در ۲۵ متری پایین‌دست و I3004 در ۸۵ متری پایین‌دست قرار دارد (گزارش دوره‌ای رفتارنگاری و کنترل پایداری حین ساخت سد کلان ملایر، ۱۹۹۱).

۴- مدل‌سازی مرحله ساخت

شبکه المان‌بندی سد و پی و همچنین قسمت‌های مختلف سد مربوط به مقطع ۳ در شکل (۲) ارائه شده است. تعداد المان‌های مدل هندسی به کار رفته ۲۲۶۰ المان می‌باشد. این تعداد المان زیاد از سویی زمان تحلیل را بسیار طولانی کرده و از سوی دیگر تأثیر به‌سزایی در دقت جواب‌ها خواهد داشت.

در بدنه همگن سد، از مصالح ریزدانه و از مصالح درشت‌دانه جهت استفاده در ساخت بتن سرریز و نیز برای تولید فیلتر، زهکش و ناحیه انتقالی سد و از مصالح سنگی برای پوشش بالادست و پایین‌دست استفاده شده است. نمودارهای پلاستیسیته منابع قرضه ریزدانه بر اساس نتایج آزمایش حدود اتربرگ نشان می‌دهند که در حدود نیمی از مصالح این منابع قرضه، در محدوده CL و CL-ML جای دارند. میانگین حدود اتربرگ برای مصالح ریزدانه (PI=۸٪ و LL=۲۸٪) می‌باشند که نشان دهنده خاصیت خمیری کم خاک است. پی سد کلان از دو بخش آبرفتی و سنگی تشکیل شده است، از کف سد تا عمق ۲۵ متری، پی به صورت آبرفتی و پایین‌تر از آن پی به صورت سنگی می‌باشد (گزارش فنی ساخت سد کلان ۱۳۹۰). جهت مدل‌سازی رفتاری مصالح بدنه و پی سد در مرحله ساخت از مدل‌های رفتاری مور-کولمب و کم-کلی اصلاح شده، استفاده شده است. پارامترهای در نظر گرفته شده برای مصالح مختلف بدنه سد، بر اساس فرضیه‌های طراحی و آزمایش‌های صورت گرفته موجود در گزارش‌های طرح می‌باشد. در جدول (۱) پارامترهای مدل رفتاری مور-کولمب، برای مصالح بدنه و پی سد، ارائه شده است. در جدول (۲) پارامترهای مربوط به مدل کم-کلی اصلاح شده برای مصالح بدنه نشان داده شده است. بعضی از پارامترهای این مدل از جدول (۱) و دیگر پارامترها از نتایج آزمایش‌ها و روابط تجربی به دست آمده است. برای سایر نواحی شامل زهکش و پی مدل‌سازی با مدل مور-کولمب لحاظ شده که پارامترها مطابق جدول (۱) است.

تولید شود که ممکن است سبب وقوع پدیده روان‌گرایی شود. بدین منظور مدل‌های مختلف زیادی برای مدل کردن این پدیده ارائه داده شده است. اغلب این مدل‌ها نیاز به آزمایش‌های خاص آزمایشگاهی جهت کالیبره کردن دارند. در FLAC از روش ساده‌ای استفاده شده است که تا حدودی قادر است مسأله افزایش فشار آب حفره‌ای را محاسبه نماید. از این مدل به عنوان مدل فین-بایرن یاد می‌شود (Itasca, ۲۰۰۱). این مدل در اصل، اصلاح شده مدل مور-کولمب است، به نحوی که قادر است کرنش‌های حجمی خمیری تولید شده در طی بارگذاری سیکلی را به نحو مناسبی محاسبه نماید. محاسبه کرنش‌های حجمی خمیری در این مدل با استفاده از یکی از رابطه تجربی (۱) و (۲) که به ترتیب توسط Martin و همکاران (۱۹۷۵) و Byrne (۱۹۹۱)، ارائه شده، صورت می‌گیرد.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (۱)$$

$$\Delta \varepsilon_{vd} = Y C_1 \exp \left[-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right] \quad (۲)$$

که در دو رابطه قبل ε_{vd} کرنش تجمعی خمیری و γ کرنش برشی است. رابطه (۱) دارای ۴ ثابت C_1 تا C_4 و رابطه (۲) دارای دو ثابت C_1 و C_2 است که باید با توجه به نتایج آزمایش سه‌محوری سیکلی تعیین گردند. بایرن برای تعیین ثابت C_1 روابط تجربی زیر را پیشنهاد کرده است:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (۳)$$

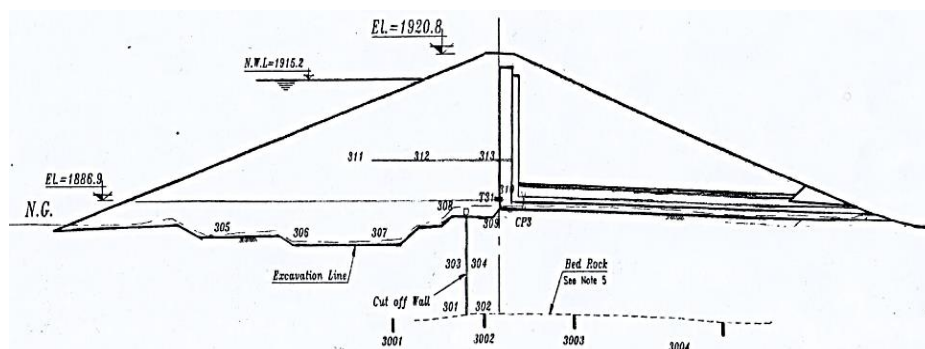
$$D_r = 15(N_{60})^{1/2} \quad (۴)$$

$$C_1 = 8.7(N_{60})^{-1.25} \quad (۵)$$

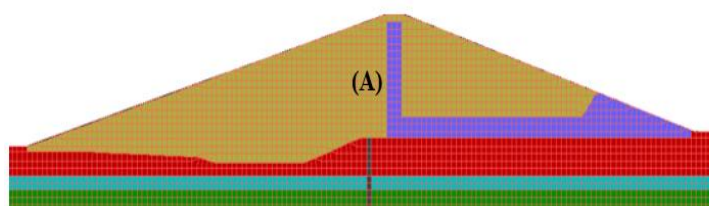
که D_r دانسیته نسبی و N_{60} عدد نفوذ استاندارد بدون اصلاح فشار سربار خاک برای راندمان انرژی ۶۰ درصدی است. با تعیین ثابت C_1 با یکی از دو رابطه فوق و با استفاده از رابطه $C_2 = 0.4/C_1$ می‌توان ثابت C_2 را نیز تعیین کرد.

۳- معرفی سد کلان ملایر و ابزار دقیق

سد کلان ملایر در ۳۰ کیلومتری جنوب شرق شهرستان ملایر در استان همدان و ۱۱۰۰ متری پایین‌دست و شمال روستای پاتیه قرار دارد. این سد از نوع خاکی همگن با زهکش دودکشی میانی و به ارتفاع ۴۷ متر از بستر طبیعی رودخانه می‌باشد. حداکثر تراز نهایی تاج ۱۹۲۰ متر و حجم بدنه نزدیک به ۳/۵ میلیون متر مکعب می‌باشد (گزارش فنی ساخت سد کلان ۱۳۹۰). بعد از بررسی‌های به عمل آمده و مقایسه نتایج نشست، تنش و فشار آب حفره‌ای به دست آمده از ابزاردقیق، بحرانی‌ترین مقدار برای این



شکل ۱- مقطع ۳ سد کلان



شکل ۲- مدل مش بندی شده مقطع ۳ سد کلان

جدول ۱- پارامترهای مدل رفتاری مور- کولمب برای مصالح بدنه و پی سد (گزارش دوره‌ای سد کلان ملایر ۱۳۹۱)

پارامتر	بدنه	فیلتر	لایه اول پی (۰ تا ۱۰ متر)	لایه دوم پی (۱۰ تا ۱۵ متر)	لایه سوم پی (۱۵ تا ۲۵ متر)
نسبت پواسون (ν)	۰/۳۵	۰/۳	۰/۴	۰/۳	۰/۳
ضریب کشسانی (MPa)	۲۰	۴۰	۱۵	۲۵	۱۷/۵
زاویه اصطکاک داخلی (φ)	۹	۳۸	۲۰	۳۰	۲۰
چسبندگی (kPa)	۷۰	۰	۲۰	۱۰	۲۰
وزن مخصوص (kN/m³)	۲۱۲۰	۲۱۵۰	۲۰۰۰	۲۰۵۰	۲۰۰۰

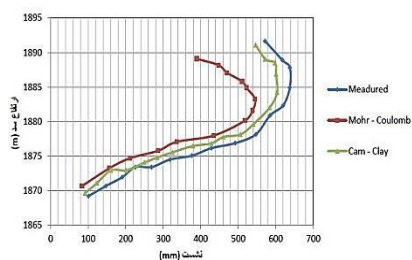
جدول ۲- پارامترهای مدل کم- کلی اصلاح شده برای مصالح بدنه (حسینی طیبی، ۱۳۹۱)

تعریف پارامتر	مقدار	تعریف پارامتر	مقدار
شیب خط حالت بحرانی (M)	۱/۲	مدول حجمی K (MPa)	۲۲
شیب خط تحکیم عادی (λ)	۰/۱۵۶	حجم مخصوص (U _λ)	۲/۲۶
شیب خط تورم (K)	۰/۰۳۹	مدول برشی G (MPa)	۷/۴
تنش تحکیمی P _c (kPa)	۴۴۳		

گردد. این خصوصیات شامل درجه اشباع محیط، نفوذپذیری مصالح و مدول حجمی آب می‌باشد. در سد کلان درجه اشباع محیط یک در نظر گرفته شده است. با توجه به گزارش‌های سد کلان، نفوذپذیری بدنه سد 10^{-6} cm/s ، قسمت آبرفتی پی 10^{-3} cm/s و برای فیلتر و زهکش 10^{-1} cm/s در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل‌های مکرر و مقایسه نتایج با ابزار دقیق برای مدول حجمی آب مقدار ۲۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

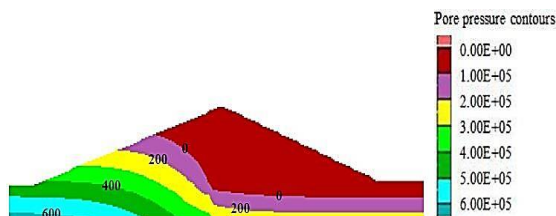
سدهای خاکی با ریختن و متراکم نمودن مصالح در لایه‌های افقی به نسبت نازک ساخته می‌شوند. بنابه نظر Dravkovich و همکاران (۲۰۰۱)، برای سازه‌های خاکی تعداد ۸ تا ۱۰ لایه مناسب بوده و دارای دقت کافی می‌باشد. در اینجا بدنه سد در ۱۰ لایه مدل شده است.

پس از ساخت پی و صفر کردن تغییر شکل‌ها، با روشن کردن تحلیل جریان و مشخص کردن زمان ساخت هر لایه می‌بایست تحلیل جریان توأم با تحلیل مکانیکی انجام گردد و بنابه مدت زمان داده شده، درصدی از پدیده تحکیم صورت می‌گیرد. در تحلیل جریان باید خصوصیات آب‌گذری لایه‌ها مشخص



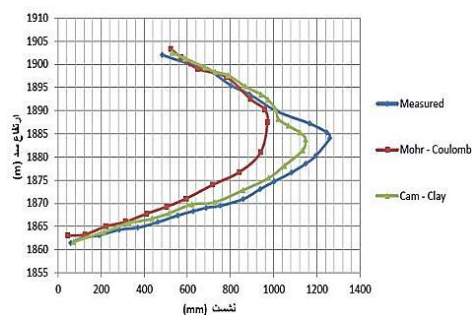
شکل ۷- نشست در ارتفاع سد در پایین دست (محور 13004)

۵- مدل سازی مرحله آبیگری و مقایسه با نتایج ابزار دقیق
ترازهای بررسی شده در مراحل مختلف بالا آمدن آب شامل ترازهای ۱۸۹۵، ۱۹۰۵ و ۱۹۱۵/۲ متر است. شکل (۸) توزیع فشار آب حفره ای ایجاد شده در سد کلان را نشان می دهد. اعداد مشخص شده بر روی کانتورهای فشار آب حفره ای، بر حسب کیلو پاسکال می باشند.

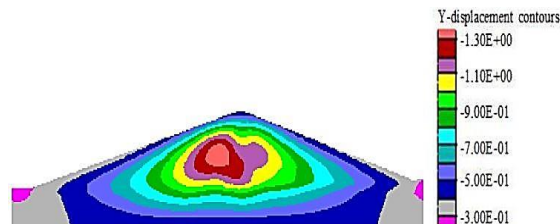


شکل ۸- توزیع فشار آب حفره ای ایجاد شده در آخرین مرحله آبیگری سد کلان

نشست به وجود آمده در انتهای آخرین مرحله آبیگری با نتایج ابزار دقیق در محورهای 13001، 13002 و 13003 در شکل های (۹) تا (۱۱) نشان داده شده است. در این نمودارها نیز مشاهده می شود که مدل کم- کلی اصلاح شده بیشترین تطابق را با نتایج ابزار دقیق دارد. بنابر این در ادامه از مدل کم- کلی اصلاح شده، در مرحله ساخت و آبیگری استفاده شده است.

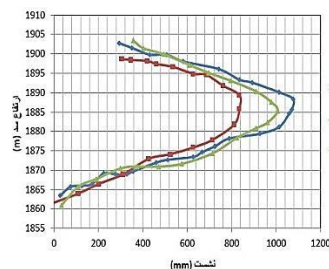


شکل ۹- نشست در بالادست سد پس از آبیگری (محور 13001)

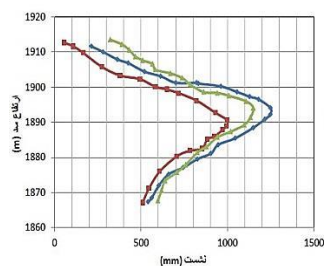


شکل ۳- کانتورهای نشست قائم سد کلان در انتهای ساخت

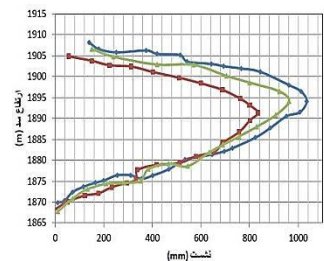
در شکل (۳) کانتورهای نشست قائم در انتهای ساخت را که مربوط به مدل سازی با مدل کم- کلی اصلاح شده است، نشان داده شده است. سیستم اندازه گیری استفاده شده، سیستم متریک است. همان طور که انتظار می رود، حداکثر نشست در میانه ارتفاع سد اتفاق افتاده است. در شکل های (۴)، (۵)، (۶) و (۷) نمودارهای نشست سد در برابر ارتفاع سد، در انتهای ساخت به دست آمده از مدل های مور- کولمب و کم- کلی اصلاح شده در کنار نتایج ابزار دقیق نشان داده شده است. در این شکل ها مشاهده می شود مدل کم- کلی اصلاح شده، تطابق بیشتری را با نتایج ابزار دقیق نشان می دهد.



شکل ۴- نشست در ارتفاع سد در بالادست (محور 13001)



شکل ۵- نشست در ارتفاع سد در بالادست (محور 13002)



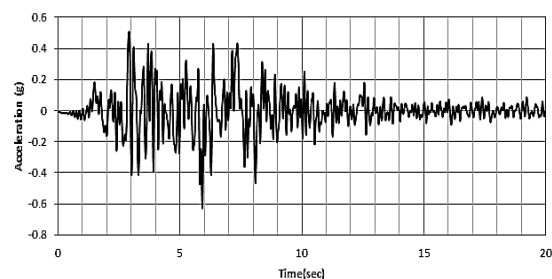
شکل ۶- نشست در ارتفاع سد در پایین دست (محور 13003)

به نبود منحنی‌های آزمایشگاهی، پارامترهای دینامیکی ذکر شده با استفاده از داده‌های موجود در مورد عدد SPT و با استفاده از روابط تجربی ارائه شده، برای مناطق مختلف سد تعیین گردیدند. در جدول (۳) مقادیر پارامترهای دینامیکی ارائه شده است.

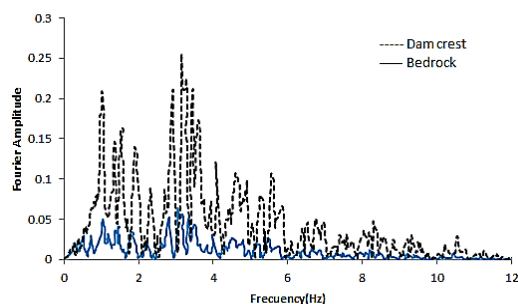
جدول ۳- پارامترهای دینامیکی در مدل فین

ناحیه	SPT	C_1	C_2
بدنه سد	۱۲	۰/۳۹	۱/۰۳
زهکش	۳۰	۰/۱۲۴	۳/۲۳

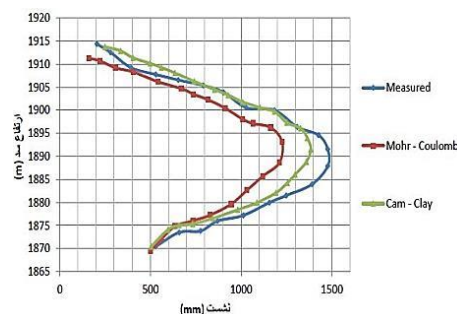
ساکاریا^۱ در ایتالیا با بزرگی ۶/۵ ریشتر با مدت زمان ۲۰ ثانیه استفاده شده است. تاریخچه شتاب افقی مربوط به این زلزله در شکل (۱۲) نشان داده شده است. حداکثر شتاب این زلزله، برابر ۰/۶۲۸g و در ثانیه ۵/۹۲ اتفاق افتاده است. شتاب طراحی مؤثر^۲ برابر ۰/۵۳۴g می‌باشد. ورودی دینامیکی زلزله به صورت تاریخچه شتاب به کف پی وارد شده است. نمودار تبدیل فوریه در شکل (۱۳) نشان داده شده است. دیده می‌شود که پیک اول فرکانس برابر ۱/۲۵Hz است که فرکانس اصلی سازه می‌باشد. مشاهده می‌شود که از کف پی تا تاج سد در سیگنال‌های لرزه‌ای افزایش به وجود می‌آید و ضریب بزرگ‌نمایی برابر ۵ می‌باشد.



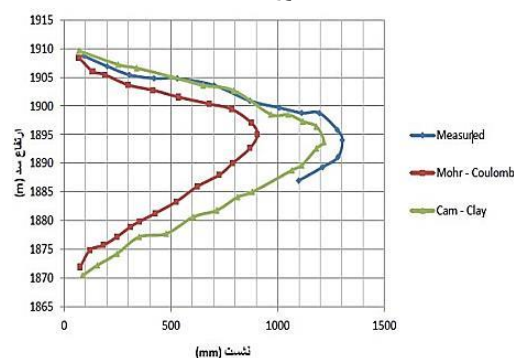
شکل ۱۲- تاریخچه شتاب افقی مربوط به زلزله ساکاریا (۱۹۹۹)



شکل ۱۳- تحلیل فوریه مربوط به محور مرکزی سد در تاج و کف پی



شکل ۱۰- نشست در بالادست سد پس از آبیگری (محور I3002)



شکل ۱۱- نشست در پایین دست سد پس از آبیگری (محور I3003)

۶- تحلیل دینامیکی سد کلان

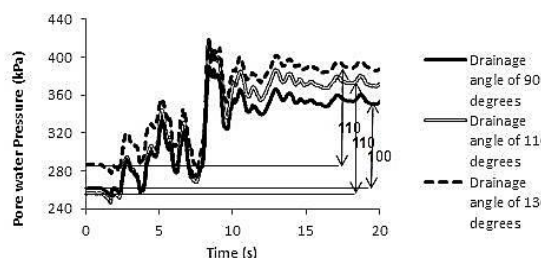
جهت تحلیل دینامیکی در این تحقیق از تحلیل همبسته با اعمال میرایی استفاده شده است. محاسبات در حالت کرنش بزرگ صورت گرفته و مقادیر اولیه تغییر مکان‌ها قبل از شروع تحلیل دینامیکی صفر گردیده است، تا تغییر مکان‌های حاصل از زلزله مشاهده شود. شرایط مرزی میدان آزاد به کناره‌های مدل اعمال شده است و میرایی استفاده شده، میرایی رایلی می‌باشد. میرایی رایلی با دو پارامتر فرکانس طبیعی غالب در سازه و درصد میرایی مشخص می‌شود. جهت تعیین فرکانس طبیعی غالب در مدل هندسی سد، از تحلیل بدون میرایی و مدل رفتاری فین استفاده شده است. به این منظور تاریخچه سرعت در برخی گره‌ها در قسمت‌های مختلف مدل ثبت شده است. با توجه به تاریخچه سرعت ثبت شده، زمان تناوب طبیعی سازه برابر ۰/۸ ثانیه و در نتیجه فرکانس اصلی سد کلان برابر ۱/۲۵Hz تعیین گردید. میرایی ۷٪ برای مصالح در نظر گرفته شده است. مدل رفتاری به کار برده شده در مرحله لرزه‌ای مدل رفتاری فین است. که همان طور که در قبل گفته شد دارای دو پارامتر C_1 و C_2 است. بهترین راه برای تعیین دو پارامتر C_1 و C_2 شبیه‌سازی نتایج آزمایش‌های سه محوری سیکلی با مدل فین است اما در این تحقیق با توجه

۱. Sakaria

۲. Effective Design Acceleration (EDA)

همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، فشار آب قبل از زلزله برای زهکش با زاویه ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ درجه به ترتیب ۲۶۰، ۲۷۰ و ۲۸۵ کیلوپاسکال است. مشاهده می‌شود که فشار آب حفره‌ای در انتهای آبیگری برای زهکش قائم در سطح پایین-تری قرار دارد، زیرا بعد از آخرین مرحله آبیگری، در زهکش دودکشی با زاویه قائم، فاصله‌ای که آب طی می‌کند تا به زهکش قائم برسد کم‌تر است، همچنین فشار آب حفره‌ای که در بالادست و در پشت زهکش ایجاد می‌شود کم‌تر از زهکش مایل خواهد بود. همان‌طور که در شکل (۱۵) مشخص شده است، اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده ناشی از زلزله در سه حالت زاویه زهکش ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ درجه به ترتیب برابر ۱۰۰، ۱۱۰ و ۱۱۰ کیلوپاسکال است، که در نهایت فشار آب حفره‌ای کل برای سه حالت شیب زهکش به ترتیب ۳۶۰، ۳۷۰ و ۳۹۵ کیلوپاسکال است. بنابر این با توجه به سطح آزاد نشان داده شده در شکل (۱۴) و نمودار شکل (۱۵)، پس از آبیگری، سطح آب در حالت زهکش قائم در سطح پایین‌تری قرار گرفته است. از طرفی اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در اثر زلزله در زهکش قائم نسبت به دو زاویه دیگر زهکش به اندازه ۱۰ کیلوپاسکال کم‌تر است.

بنابراین زهکش قائم در پایین‌آوردن سطح آزاد آب بهتر عمل می‌کند. بالاترین فشار آب حفره‌ای پس از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه به اندازه ۳۹۵ کیلوپاسکال اتفاق افتاده است.

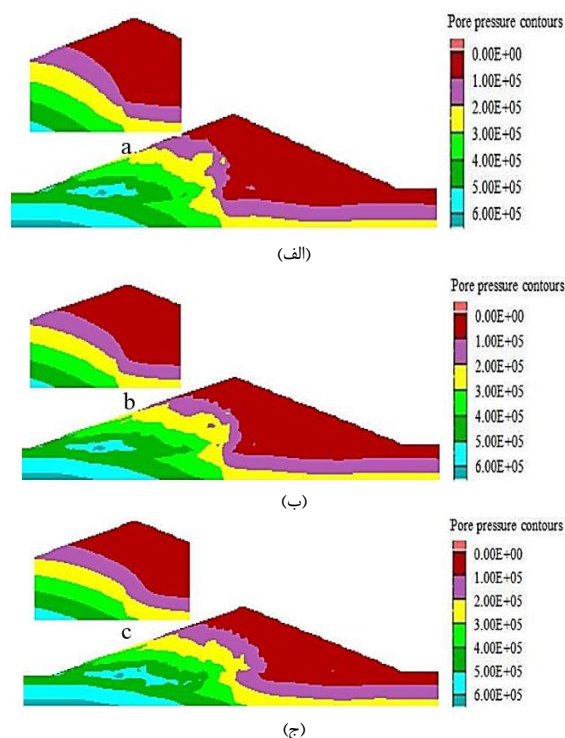


شکل ۱۵- اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده در نقطه A در بالادست، طی مدت زمان زلزله

در شکل (۱۶) توزیع کرنش‌های برشی نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که توزیع کرنش‌های برشی به گونه‌ای است که گوه گسیختگی را تداعی می‌کند. توزیع کرنش برشی در پایین-دست، از محل تاج سد، در راستای شیب زهکش، به سمت پنجه سد پیش می‌رود. در زهکش قائم گوه ایجاد شده از سمت تاج با شیب بیشتری به سمت پنجه حرکت می‌کند، بنابراین گوه ایجاد شده در حالت زهکش قائم دارای شعاع کوچک‌تری است. با دقت در قسمت‌های بزرگ‌نمایی شده، دیده می‌شود که کرنش ایجاد شده در گوه گسیختگی برای زهکش قائم، مقدار بیشتری دارد. با مایل‌تر شدن زاویه شیب زهکش، کرنش برشی بر روی گوه گسیختگی کم‌تر می‌شود، از طرفی، با مایل‌تر شدن زاویه زهکش،

انرژی موجود در موج لرزه‌ای در تاج سد در فرکانس ۰-۶Hz متمرکز شده است، سهم حضور فرکانس ۳/۲Hz از همه بیشتر است. جهت بررسی اثر زاویه زهکش دودکشی بر رفتار لرزه‌ای و پس‌لرزه‌ای سد کلان با ثابت نگه داشتن تمام خصوصیات سد، زاویه زهکش دودکشی تغییر داده شده است. در تعیین زاویه‌های مورد بررسی سعی شده است که محدوده رایج بین زاویه زهکش افقی و قائم به خوبی پوشش داده شود که شامل زوایای ۹۰، ۱۰۰ و ۱۱۰ درجه است.

در شکل (۱۴) فشار آب حفره‌ای قبل و بعد از زلزله نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که در زلزله‌ای که وارد شده در سه حالت، پایین‌دست همچنان خشک مانده است. جهت مشاهده دقیق‌تر تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین زلزله، نقطه-ای که A نام‌گذاری شده، در بالادست انتخاب شده است. مکان نقطه A در شکل (۲) نشان داده شده است. در شکل (۱۵) نمودار اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده حین زلزله برای نقطه A نشان داده شده است.



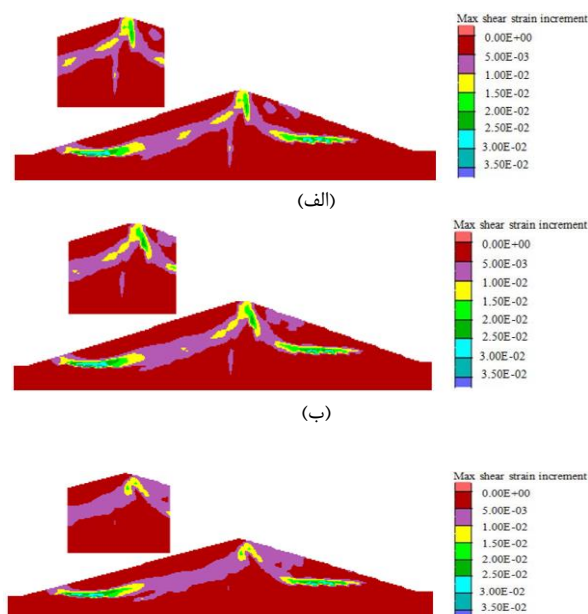
شکل ۱۴- (الف) فشار آب حفره‌ای پس از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۹۰ درجه، (ب) فشار آب حفره‌ای پس از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۱۱۰ درجه، (ج) فشار آب حفره‌ای پس از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه، (a) فشار آب حفره‌ای قبل از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۹۰ درجه، (b) فشار آب حفره‌ای قبل از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۱۱۰ درجه، (c) فشار آب حفره‌ای قبل از زلزله در حالت زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه

۷- بررسی اثر زاویه زهکش دودکشی بر رفتار پسالرزهای سد کلان

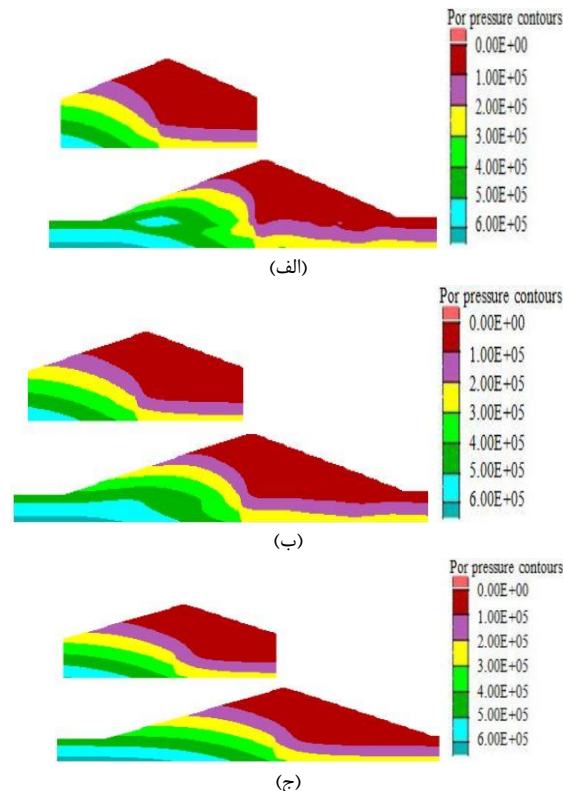
با توجه به این که تعدادی از سدها بعد از گذشت مدت زمانی بعد از وقوع زلزله (مثلاً تا ۲۴ ساعت) تخریب شده‌اند، بنابراین لازم است که رفتار سد در زمان‌های مختلف، پس از زلزله بررسی گردد. در ادامه سعی شده است که رفتار پسالرزهای سد کلان مورد بررسی قرار گیرد. به این ترتیب که با روشن کردن تحلیل مکانیکی و جریان و خاموش کردن حالت دینامیکی و تعریف شرایط مرزی جدید، سد به اندازه ۳ ماه تحکیم یافته است. در تحکیم پس از زلزله، در زهکش با زاویه مایل به علت این که زهکش مایل راحت‌تر آب حفره‌ای ایجاد شده را به زهکش افقی انتقال می‌دهد، اتلاف فشار آب حفره‌ای تولید شده حین زلزله، سریع‌تر انجام می‌گیرد. فشار آب حفره‌ای پس از ۳ ماه در سه حالت ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ درجه در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل‌ها مشخص است، در زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه پس از سه ماه، کل اضافه فشار آب ایجاد شده از بین رفته، و در زهکش ۱۱۰ درجه نیز اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای سریع‌تر از زهکش قائم می‌باشد.

شکل (۱۸) نشست‌ها را بعد از سه ماه از پایان زلزله نشان می‌دهد. یادآور می‌شود، پس از اتمام زلزله نشست‌ها صفر شده‌اند. بنابراین نشست‌های نشان داده شده، فقط نشست‌های تحکیمی ۳ ماه پس از زلزله را نشان می‌دهد. در واقع اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای به وجود آمده حین زلزله باعث نشست تحکیمی در سد می‌شود. همان‌طور که در توضیحات شکل (۱۴) بیان شد، حین زلزله، در سه حالت زاویه زهکش، پایین‌دست همچنان خشک باقی‌مانده است، بنابر این در مراحل تحکیم پس از زلزله، اتلاف اضافه فشار بیشتر در بالادست اتفاق افتاده است و حداکثر نشست‌های پسالرزهای در بالادست اتفاق می‌افتد. از طرفی اضافه فشار آب حفره‌ای تولید شده، حین زلزله در زهکش مایل با زاویه ۱۳۰ درجه بیشتر از دو حالت دیگر زهکش می‌باشد و با توجه به توضیحات شکل (۱۷) اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای، در مرحله تحکیم پس از زلزله در زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه بیشتر از زهکش با زاویای ۹۰ و ۱۱۰ درجه می‌باشد. بنابراین نشست تحکیمی پس از زلزله که در اثر اتلاف اضافه فشار آب حفره‌ای در بالادست به وجود می‌آید، در زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه بیشتر از دو حالت دیگر زهکش می‌باشد. در شکل (۱۸) حداکثر نشست در تاج سد در سه حالت زاویه زهکش بر روی شکل مشخص شده است. مشاهده می‌شود حداکثر نشست در تاج سد در زهکش با زاویه ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ درجه به ترتیب برابر ۴، ۵ و ۷ سانتی‌متر می‌باشد.

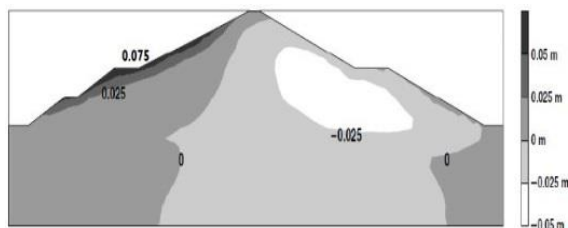
به علت نازک شدن پوسته پایین‌دست، کرنش در محدوده بالای زهکش، افزایش یافته است.



شکل ۱۶- نواحی باند برشی: الف) زهکش با زاویه ۹۰ درجه، ب) زهکش با زاویه ۱۱۰ درجه، ج) زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه



شکل ۱۷- توزیع فشار آب حفره‌ای در مدت ۳ ماه پس از زلزله و در انتهای آبیگری: الف) زهکش با زاویه ۹۰ درجه، ب) زهکش با زاویه ۱۱۰ درجه، ج) زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه



شکل ۲۰- نشست تحکیمی پس از زلزله سد مارانا در ایتالیا
(Elia و همکاران، ۲۰۱۱)

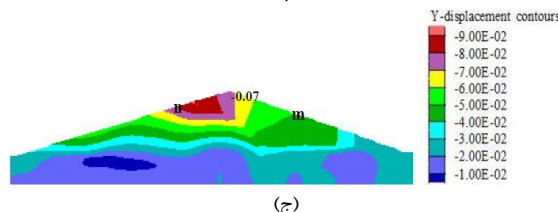
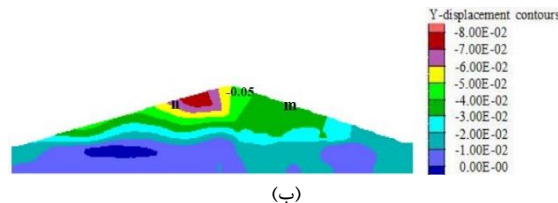
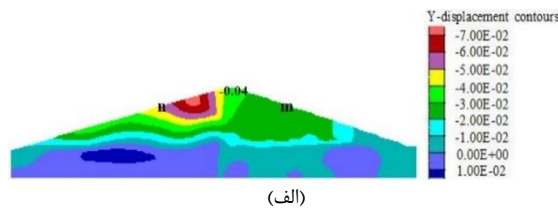
۸- نتیجه گیری

با توجه به نتایج حاصل، مشاهده می شود که در مرحله ساخت و آبیگری مدل کم- کلی اصلاح شده نتایج قابل قبول تری نسبت به مدل مور- کولمب ارائه داد. در حالت زهکش قائم، پس از آبیگری، سطح آب در تراز پایین تری قرار دارد. همچنین اضافه فشار آب حفره ای تولید شده حین زلزله نیز در حالت زهکش قائم مقدار کمتری دارد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که زهکش دودکشی با زاویه قائم به علت پایین آوردن سطح آزاد آب و نشست کمتر در حین زلزله بهتر عمل می کند، اما در مرحله تحکیم پس از زلزله، سرعت اتلاف اضافه فشار آب حفره ای در حالت زهکش مایل بیشتر است. نشست ایجاد شده در ناحیه بالادست و تاج سد در حالت زهکش قائم کمترین اندازه می باشد. برای زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه بیشترین مقادیر نشست در بدنه سد ایجاد شده ضمن آن که ناحیه بیشتری از بدنه سد در معرض تغییر شکل قرار می گیرد.

۹- مراجع

گزارش دوره ای رفتارنگاری و کنترل پایداری حین ساخت سد کلان ملایر، شماره ۱-۱۰، مهندسين مشاور بنداب، ابتدای مهرماه ۱۳۸۷ تا پایان مرداد ماه ۱۳۹۱.
گزارش فنی ساخت سد مخزنی کلان ملایر، وزارت نیرو، شرکت آب منطقه ای همدان، اردیبهشت ۱۳۹۰.
حسینی طیبی م. "بررسی نشست سدهای خاکریز در اولین آبیگری: مطالعه موردی سد کلان ملایر" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی دانشگاه بوعلی سینا، ۱۳۹۱.

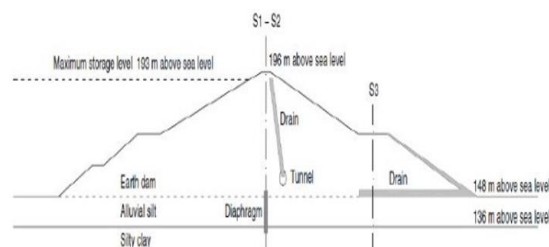
- Baldovin E, Paoliani P, "Dynamic Analysis of Embankment Dams", Soil Structure Interaction Numerical Analysis and Modeling. 1994, 549-550.
Bathe KJ, Wilson EL, "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice- Hall, Inc., 1976.
Byrne P, "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand", Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March, 1991, 106 (24), 47-55.



شکل ۱۸- نشست ایجاد شده در سد، سه ماه پس از زلزله:
(الف) زهکش با زاویه ۹۰ درجه، (ب) زهکش با زاویه ۱۱۰ درجه،
(ج) زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه

دو نقطه یکی در بالادست (n) و یکی در پایین دست (m) در شکل (۱۸) مشخص شده است، در نقطه n نشست در سه حالت زاویه زهکش ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ به ترتیب برابر با ۵، ۵/۵ و ۷ سانتی متر می باشد. در نقطه m نیز نشست در سه حالت زاویه زهکش ۹۰، ۱۱۰ و ۱۳۰ به ترتیب برابر با ۲/۳۷، ۳/۱۵ و ۵ سانتی متر می باشد. در هر دو نقطه حداکثر نشست در حالت زهکش با زاویه ۱۳۰ درجه رخ داده است.

Elia و همکاران (۲۰۱۱)، به بررسی رفتار لرزه ای و پسالرزه ای سد همگن مارانا، در ایتالیا پرداختند. سد مارانا به ارتفاع ۴۸ متر، بین سال های ۱۹۷۰ تا ۱۹۷۵ با استفاده از مصالح چسبنده ساخته شده است، سیستم زهکشی سد مارانا در شکل (۱۹) نشان داده شده است. در شکل (۲۰) نشست تحکیمی پس از زلزله، به دست آمده از مدل سازی سد همگن مارانا را نشان می دهد، که نشان داده شده که در تحکیم پس از زلزله حداکثر نشست در بالادست ایجاد می شود. همان طور که مشاهده می شود نتایج به دست آمده از سد کلان در این پژوهش هم خوانی با نتایج سد مارانا دارد.



شکل ۱۹- مقطع سد مارانا (Elia و همکاران، ۲۰۱۱)

- Seed HB, Makdisi FI, "Performance of Earth Dams During Earthquakes", JGED, ASCE, 1978, 104 (7), 967-999.
- Seed HB, Idriss I, "Influence of Soil Conditions on Ground Motion During Earthquake", Journal of Soil Mechanical and Foundation. ASCE. 1969, 95 (3), 99-137.
- Sarma SK, "Stability Analysis of Embankments and Slopes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, 105 (12), 1511-1524.
- Tsai PH, Hsu SH, Lai J, "Effects of Core on Dynamic Responses of Earth Dam. Geotechnical Special Publication", ASCE, 2009, 102 (197), 8-13.
- Roscoe KH, Burland JB, "On the Generalised Stress-Strain Behavior of 'Wet Clay' in Engineering Plasticity", Cambridge University Press, 1968, pp. 535-609.
- Vermeer PA, De Borst R, "Non-Associated Plasticity for Soils", Concrete and Rock, 1948, 29 (3), 3-64.
- Wood DM, "Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics", Cambridge: Cambridge University Press, 1990, pp. 214-220.
- Zienkiewicz OC, Chan AH, Pastor M, Schrefler BA, Shiomi T, "Computational Geomechanics with Special to Reference to Earthquake Engineering", John Wiley and Sons Ltd. 1999, 120 (6), 18-24.
- Chahar B, "Determination of length of a horizontal drain in homogeneous earth dams", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 2004, Vol. 130, Issue. 6, pp. 530-536.
- Clough RW, Chopra Ak, "Earthquake Response Analysis of Concrete Dams", Structural and Geotechnical Mechanics. 1964, 101 (5), 120-123.
- Cundall PA, "Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics, in Numerical Methods in Engineering", Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, June, 1976, pp 132-150.
- Dakoulas P, Gazetas G, "Seismic Shear Vibration of Embankment Dams in Semi-Cylindrical Valleys", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1986, 13 (1), 19-40.
- De Alba P, Seed H, Retamal E, Seed R, "Analyses of Dam Failures in 1985 Chilean Earthquakes", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 1988, 114 (12), 1414-1434.
- Desai S, Siriwardane HJ, "Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials", Prentice-Hall. Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1984, Vol, I, pp 120-132.
- Elia G, Amorsi A, Chan AHC, Kavadas MJ, "Numerical Prediction of the Dynamic Behavior of two Earth Dams in Italy Using a Fully Coupled Nonlinear Approach", International Journal of Geomechanics, 2011, 11 (1), 504-518.
- ITASCA Cosoulting Group, "Fast Lagrangian Analysis of Continua-Flac Code Technical Manuals", 2001, <http://www.itscag.com>.
- Karbor-e-Shayadeh AH, Soroush A, "A Comparson Between Seismic Behaviors of Earth Dams with Inclined and Vertical Clay Cores- a Numerical Analysis Approach", Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineerin, Beijing, China, Octobr, 2008, pp 1-8.
- Makdisi FI, Seed HB, "Simplified Procedure for Estimating Deformation due to Earthquake Load", Journal of Geot. Engeneering, ASCE, 1978, 104 (1), 105-120.
- Martin G, Finn DL, Seed HB, "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", Journal of Geotech, Div. ASCE, 1975, 101 (GT5), 423-438.
- Newmark NM, "Effects of Earthquake on Dams and Embankments", 5th Rankine Lecture, Geotechnique, 1965, 5 (2), 139-159.
- Seed HB, Seed RB, Harder LF, "Re-Evaluation of the Slide in the Lower San Fernando Dam in the Earthquake of 9 Feb 1971", Univ of Cal Berkeley, 1988, 256-267.
- Sherard JL, "Earthquake Considerations in Earth Dam Design", Journal of Soil Mecanics & Foundations Div, 1967, 93 (2), 377-401.

EXTENDED ABSTRACT

Effect of Drain Geometry on Dynamic Response of Homogeneous Earth Dams

Mohamad Maleki^{*}, Mahdiye Darabi

Faculty of Civil Engineering, Bu-Ali Sina University, Hamedan

Received: 30 September 2016; Accepted: 21 May 2017

Keywords:

Earthfill dam, Drain, Dynamic analysis, post- earthquake behavior

1. Introduction

The effect of material zones geometry in dam section has been studied sporadically by different authors. In this regard, the effects of vertical and inclined cores position on dynamic response of zoned earth dam were more studied. Lopez Querol et al. performed a set of numerical coupled analyses in order to determine the optimal location of impervious core in dam. The obtained results have been indicated that location of core is determined on the basis of some criteria such as minor liquefaction risk, minor soil degradation during the earthquake and minor crest settlement (Lopez-Querol., 2008). Karbor-e-Shyadeh and Soroush compared seismic response of Bidvaz dam (situated in Iran) with vertical and inclined cores. They claimed that, under earthquake loading, generated deformation in dam body comparatively larger for the dam with the inclined core, however, excess pore water pressures developed in the core are higher in the case of central dam (Karbor-e-Shayadeh., 2008). One of the important factors affecting the dynamic response of homogeneous earth dams is geometry and location of vertical or inclined drains inside of dam. This issue is fewer studied previously by researchers. In this study, the effect of drain geometry on dynamic response of homogeneous earth dam is evaluated.

2. Methodology

2.1. Experimental study

Kalan homogeneous earth dam with 65 m height, situated in south of Malayer city (west of Iran) was considered as case study. In this dam, seepage is controlled thought a vertical drain system. FLAC code, was selected as numerical tool for static and dynamic analyses of dam. This calculation code presents specific features such as high capability to model the complicated geometry and boundary conditions and dynamic coupled stress-strain analysis. Furthermore, different soil constitutive models have been implemented as default, in this code. Section of dam including instrumentation location is presented in Fig. 1.

Firstly construction and impounding stages were simulated. In the second step, coupled dynamic analyses by exerting acceleration time history of earthquake at the dam base, were performed. In this step different angles of drain (90, 110 and 130 degrees) were examined. Finally, developed deformations due to excess pore water pressures dissipation by using consolidation option of FLAC code were determined.

^{*} Corresponding Author

E-mail addresses: maleki@basu.ac.ir (mohamad maleki), darabi198@yahoo.com (mahdiye darabi).

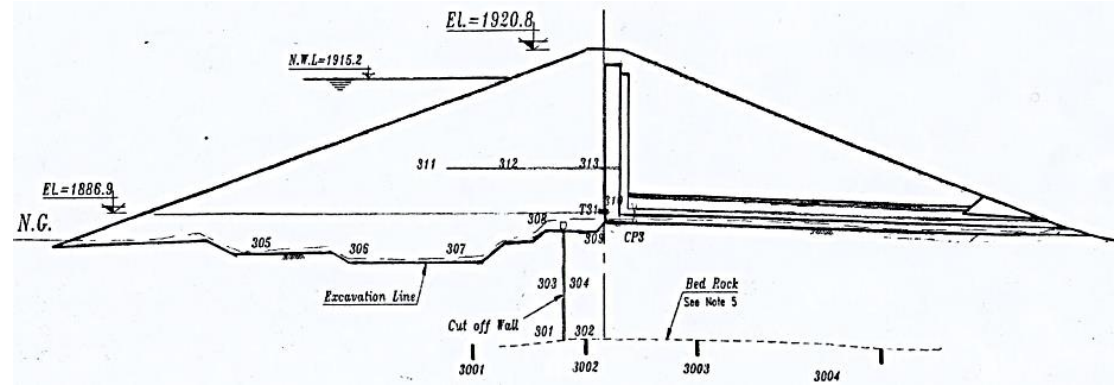


Fig. 1. Dam section geometry and instrumentation locations

3. Results and discussion

Construction and impounding stages of dam were simulated by using two constitutive models of Mohr coulomb and modified Cam Clay. The model parameters were identified, based on laboratory tests results and empirical relationships. In the end of construction and impounding stages, the simulation and instrumentation results were compared. An example of these comparisons is presented in Fig. 2 and 3.

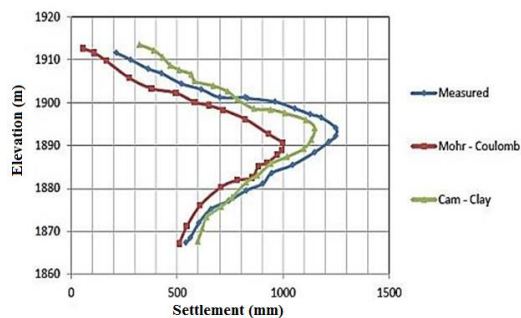


Fig. 2. Settlement in height of dam for I3002 axis at the end of construction.

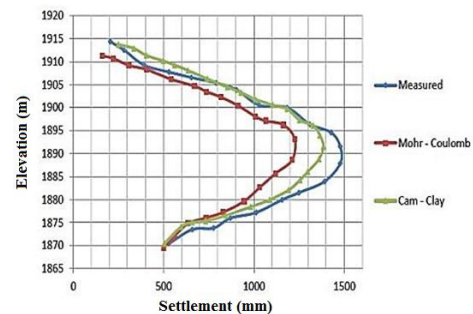


Fig. 3. Settlement in height of dam for I3002 axis at the end of impounding.

It is clear from these Figures that Cam Clay model presents better results in comparison with Mohr-Coulomb model. Because Cam Clay model has been presented basically for fine soils and dam body material is CL and CL-ML. After that, stress states and stable hydraulic conditions were characterized based on static analyses related to construction and impounding stages, a set of coupled dynamic analyses with different angles of drain (90, 110 and 130 degrees) was performed. In this stage Finn-Byrne model was selected. This model presents more realistic prediction for excess pore water pressure in dam body due to earthquake loading. Horizontal acceleration time history of Sakaria earthquake was exerted to the base of dam. The obtained results for this stage indicated that with increase in drain angle, generated pore water pressure at the end of earthquake was increased. On the other word, in the case of vertical drain, pore pressure water is less than two other cases. Final stage of analyses was related to the post-earthquake behavior of dam. After earthquake generated excess pore water pressure will be dissipated during time and due to consolidation, dam experiments new states of deformations. In this stage, consolidation option of FLAC code was used. Distribution of excess pore water pressure excess in dam body was considered as input for consolidation analysis.

4. Conclusions

Based on obtained simulations results, following conclusions were deduced:

1. A more realistic evaluation of dam behavior in construction and impounding stages was achieved by application of Cam Clay model in comparison with Mohr Coulomb model, because constituent material of homogeneous dams is generally fine.
2. Excess pore pressure water due to earthquake loading was increased with augmentation of angle drain.
3. Settlement of dam in upstream, downstream and crest due to consolidation in the case of inclined drain with angle of 130 degree is more than two other cases. For inclined drains more regions of dam body are exposed to consolidation due to excess pore water pressure dissipation.

5. References

- Lopez-Querol S, Moreta PJM, "Performance of heterogeneous earthfill dams under earthquakes: optimal location of the impervious core", hazards Earth Syst, 2008, 8 (1), 9-18.
- Karbor-e-Shayadeh AH, Soroush A, "A Comparison Between Seismic Behaviors of Earth Dams with Inclined and Vertical Clay Cores- a Numerical Analysis Approach", Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008, 1-8.