

مدل سازی رفتار دینامیکی پی سنگی سد مشمپا

مجید حیدری^{۱*}؛ آرش رفاهی^۲؛ جمشید آفازاده مهندسی^۳؛ مرتضی رحیمی^۴

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مکانیک سنگ، گروه معدن، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

۲- آرش رفاهی، استادیار گروه معدن، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

۳- جمشید آفازاده مهندسی، استاد گروه مهندسی مواد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۴- مرتضی رحیمی، مدیر ژئوتکنیک شرکت مهندسی سپاسد

دریافت: ۱۳۹۹/۰۳

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۹

چکیده

در این تحقیق، رفتار دینامیکی پی سنگی سد مشمپا تحت بارهای لرزه ای و فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد مطالعه و مدلسازی شده است. سد مشمپا از نوع سد خاکی بوده و در حوضه رودخانه قزل اوزن در مجاورت روستای مشمپا در استان زنجان احداث شده است. پس از ساخت مدل سد و تخصیص خصوصیات مواد به مدل، اعمال بارگذاری لرزه ای بر روی سد در شرایط عدم وجود و وجود فشار هیدرواستاتیک آب بر روی سد و تعریف شرایط مرزی حاکم بر مسئله، مدل با استفاده از نرم افزار ABAQUS تحلیل شده است. به منظور آنالیز دینامیکی سد، از روش صریح که مخصوص تحلیلی دینامیکی مدل های بزرگ با پاسخ های زمانی دینامیکی کوتاه مانند زلزله است، استفاده شده است. نتایج بدست آمده نشان می دهند که تمرکز تنش بالایی در جناح چپ سد اعمال می شود که می تواند ناشی از توپوگرافی ناهمگون منطقه باشد، اما به دلیل مقاومت بالای سنگ تکیه گاه سمت چپ سد در لایه توفی، شکستی در این منطقه رخ نمی دهد. در حالی که با تحلیل عددی مدل، نشانه هایی از تسلیم و شکست سنگ توف در تکیه گاه راست سد مشاهده شده است.

واژگان کلیدی

پی سنگی، فشار هیدرو استاتیکی، ABAQUS، تحلیل دینامیکی

۱- مقدمه

سیر تکاملی روش های مختلف تحلیل سدهای خاکی در برابر زلزله، بر پایه رفتار و ویژگی های مواد و تغییرات آنها در هنگام زلزله استوار بوده است. سیر توسعه و تکاملی فرضیات رفتاری که تاکنون مورد استفاده قرار گرفته اند از این قرار است. [۱، ۲، ۳، ۴] دهه ۱۹۶۰ میلادی شامل یک دوره رویکرد جدید و درک بهتر از رفتار لرزه ای سدهای خاکی سنگریزه ای بوده است. روابط و روش های متعددی جهت تحلیل و پیش بینی پاسخ لرزه ای سدها پدید آمد. سیر تکاملی روش های مختلف تحلیل سدهای خاکی در برابر زلزله، بر پایه رفتار و ویژگی های مواد و تغییرات آنها در هنگام زلزله استوار بوده است. سیر توسعه و تکاملی فرضیات رفتاری که تاکنون مورد استفاده قرار گرفته اند از این قرار است. [۳، ۴]

سد سازی زیربنایی و سرمایه ای ملی یک کشور محسوب می شود و ساخت آنها هزینه های بسیاری همراه دارد. از دیدگاه دیگر، خرابی سد می تواند موجب حوادث ناگواری شود. در گذشته تحلیل سدها در بارگذاری زلزله عموماً بروش سنتی تحلیل شبه استاتیکی انجام می گردید. با گسترش امکانات رایانه ای و توسعه نرم افزارهای قوی در زمینه تحلیل دینامیکی سدها، طراحان سد گرایش ویژه ای به کاربرد هرچه بیشتر ابزارهای جدید محاسباتی پیدا نموده اند. دهه ۱۹۶۰ میلادی شامل یک دوره رویکرد جدید و درک بهتر از رفتار لرزه ای سدهای خاکی سنگریزه ای بوده است. روابط و روش های متعددی جهت تحلیل و پیش بینی پاسخ لرزه ای سدها پدید آمد.

*نویسنده مسئول مکاتبات: مجید حیدری، دانشجوی ارشد مکانیک سنگ، دانشگاه زنجان

آدرس: تهران - شهریار - وحیدیه - بلوار امام خمینی (ره) - خیابان امام رضا (ع) - پلاک ۶ - واحد ۱ - کد پستی ۳۳۵۵۷۱۲۱۴۱
شماره تماس: ۰۹۳۷۹۸۸۴۸۰۰

پست الکترونیکی: Majidheidari06969@gmail.com

کننده مطلب فوق است. مشکل دیگر روش شبه استاتیکی این بود که حالت متداول ناپایداری خاکریزها را مد واقعی گسیختگی در نظر می گرفت. در صورتی که در طی سال ها، حالت های دیگر صدمات وارد به سدها در اثر زلزله در سرتاسر جهان مشاهده گردید.

اولین گام در توسعه مدل دینامیکی توسط مونوبه در سال ۱۹۶۳ برداشته شد و شاید او اولین کسی بود که سدهای خاکی را با بدنه ای انعطاف پذیر در نظر گرفت و روش معروف به باریکه های برشی را بنا نهاد. مدل تکامل یافته باریکه های برشی در دهه های بین ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ برای تغییر مشاهدات آزمایش های مقیاس واقعی مورد استفاده قرار گرفت و با کمک این روش ضرایب زلزله برای استفاده در طراحی به دست آمد. [۳، ۶]

برای اعمال بارگذاری دینامیکی ناشی از زلزله در یک مدل عددی به طور کلی دو روش وجود دارد: استفاده از مؤلفه های زلزله به صورت تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب

اعمال تاریخچه مؤلفه های نیرو یا تنش حاصل از زلزله اعمال بار ناشی از زلزله با استفاده از مؤلفه های تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب نسبت به روش دوم کاربرد بیشتری در مدل سازی های عددی داشته اما در عین حال دارای محدودیت هایی نیز هست. از جمله در این حالت دیگر امکان استفاده از مرزهای جاذب انرژی در مرزهای پایینی مدل وجود نخواهد داشت، چراکه اثر مرز ساکن با اعمال موج به صورت تغییر مکان خنثی خواهد شد. [۵]

۲- منطقه مورد مطالعه و مشخصات کلی سد

منطقه مورد مطالعه، حوضه رودخانه قزل اوزن تا محل سد مشمپا واقع در مجاورت روستای مشمپا در ناحیه ای بین عرض جغرافیایی ۳۵ درجه و یک دقیقه تا ۳۶ درجه و ۵۷ دقیقه شمالی و ۴۸ درجه و ۵۳ دقیقه تا طول شرقی واقع گردیده است. این محدوده در تقسیمات کشوری در استان های زنجان، آذربایجان شرقی، همدان و کردستان قرار گرفته است که در شکل ۱ موقعیت مکانی قرارگیری سد آورده شده است.

حوضه قزل اوزن از شمال به کوه های البرز، از جنوب و غرب به سلسله جبال زاگرس و از طرف شرق به فلات مرکزی ایران متصل است. سرشاخه های حوضه آبریز این رودخانه از حدود شهرستان قروه در استان کردستان در ارتفاعات ۲۰۰۰ متری سرچشمه می گیرند و در جهت شمال حرکت می کنند. در مسیر این رودخانه شاخه های متعددی شامل قم چمقای، سجاسرود، انگورانچای، زنجانرود، آجیچای، آیدوغموش، قرنقو، شهرچای، گرمیچای و آراپچای به آن می پیوندند.

تحلیل دینامیکی درواقع انجام تحلیل های عددی بر روی مدل بدنه و پی سد، هست که در طی آن، به واسطه در نظر گرفتن رفتار تنش-کرنش مصالح، به بررسی رفتار سد در زمان اعمال بارهای تناوبی لرزه ای و نیز تحلیل و بررسی رخدادهای احتمالی پس از وقوع زلزله، پرداخته می شود.

تحلیل دینامیکی اصولاً کامل ترین نوع تحلیل سدهای خاکی و سنگریز به شمار می آید. چراکه برخلاف تحلیل های معمول شبه استاتیک که صرفاً به مبحث پایداری سد می پردازد، تحلیل های دینامیکی قادرند تا علاوه بر نمایش رفتار سد در خلال زلزله و پس از آن، برخی دیگر از پارامترهای حائز اهمیت در طرح لرزه ای سدهای خاکی، از جمله میزان تغییر شکل های ماندگار، تنش، کرنش و ... را نیز مورد تحلیل و ارزیابی قرار داده و تخمین مناسبی از شرایط یا مقدار آن ها به دست دهند. بدین ترتیب روش های دینامیکی در کنار روش تحلیل لرزه ای به روش شبه استاتیک و به عنوان مکمل آن، همواره در تحلیل و طراحی لرزه ای کامل سدهای خاکی و سنگریزه ای از اهمیت ویژه ای نزد طراحان و مهندسان برخوردار بوده اند. [۴]

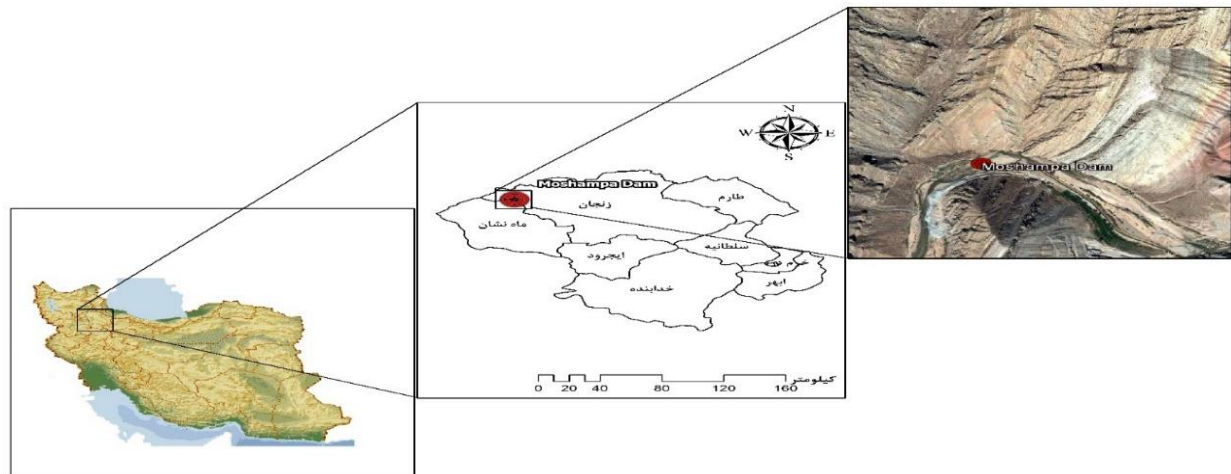
قبل از دهه ی، ۱۹۶۰ روش های استاندارد آنالیز لرزه ای بر مبنای آنالیز جسم کاملاً صلبی که بر روی پی قرار گرفته است، استوار بود که در این حالت، شتاب ها را در تمام مقطع یکنواخت و در هر لحظه برابر با شتاب سنگ کف در نظر می گیرند. [۵]

هم اکنون واضح است که سدهای خاکی به مثابه یک جسم انعطاف پذیر عمل می کنند؛ و پاسخ آن ها به ارتعاشات لرزه ای تابعی از خصوصیات مصالح تشکیل دهنده، شکل هندسی سد و نیز ویژگی های پی می باشد. این موارد در آزمایش های با مقیاس واقعی و مشاهدات پاسخ سدها در حین زلزله به اثبات رسیده است؛ که به صورت تئوری نیز پیش از آن نتیجه گیری شده بود.

شاید تا ۳۰ سال پیش روش شبه استاتیکی، یکی از متداول ترین روش های آنالیز سدهای خاکی به شمار می رفت؛ اما پس از زلزله سنفراندو و نیز شکست سد شفیلد و بنا به اظهار متخصصانی از جمله پروفسور سید کاربرد این روش محدود شد؛ و آنالیز شبه دینامیکی با ارائه مدل نیومارک مورد توجه قرار گرفت. [۷]

نتایج مهمی از آنالیز شبه استاتیکی توسط سید بیان و بحث شد؛ اول آنکه نیروهای اینرسی به صورت دائم و در یک جهت عمل نمی کنند، بلکه دارای تناوب سریع هم در مقدار و هم در جهت خود هستند. بنابراین حتی وقوع ضریب اطمینان کمتر از واحد، ضرورتاً منجر به گسیختگی در بدنه سد نمی شود بلکه ممکن است منجر به ایجاد برخی تغییر شکل های دائمی (لغزش) در بدنه سد شود. [۷]

نظریه «کنترل تغییر شکل ایجاد شده در بدنه بهتر از بیان محدود کننده ضریب اطمینان می باشد» نیز توسط ترازقی تأیید



شکل ۱- موقعیت مکانی سد [۶]

رودخانه تا تراز ۱۲۷۳ در تاج سد برابر ۱۰۰ متر و پس از گودبرداری بستر آبرفتی (با حداکثر عمق حدود ۲۱ متر) از تراز ۱۱۵۲ در بستر سنگی، برابر ۱۲۱ متر می‌باشد. رقوم حداکثر آب مخزن، رقوم نرمال و رقوم حداقل سطح آب مخزن به ترتیب برابر ۱۲۶۷، ۱۲۷۲/۹۰ و ۱۲۵۳ متر بوده که نتیجتاً ارتفاع آزاد تاج سد از سطح نرمال برابر ۶ متر خواهد بود طول تاج سد در حدود ۴۰۰ متر بوده و عرض تاج سد برابر ۱۰ متر در نظر گرفته شده است.

پوسته سد پس از برداشت مصالح آبرفتی در محدوده پی هسته، فیلترها و بخشی از زون انتقالی و تمیزکاری بستر بالادست و پائین‌دست در محدوده کف و بستر بر روی بستر آبرفتی و سیلابی رودخانه قرار خواهد گرفت. در تکیه‌گاه‌ها نیز پس از برداشت مواد روباز و هوازده و تمیزکاری سطح پی سنگی، پوسته بر روی سنگ‌بستر قرار می‌گیرد.

شیروانی بالادست سد از رقوم ۱۲۷۳ رقوم تاج سد دارای شیب ۱ عمودی به ۲/۱ افقی بوده، که پس از عبور از رقوم ۱۲۱۵ رقوم تاج فراز بند سکویی به پهنای ۱۵ متر در نظر گرفته شده است. شیب شیروانی بالادست سد در زیر این رقوم منطبق بر شیب شیروانی بالادست فراز بند و از انتهای این سکو تا کف طبیعی برابر یک عمودی به ۱/۲ افقی می‌باشد.

شیب پوسته پائین‌دست از رقوم ۱۲۷۳ رقوم تاج سد با شیب عمومی ۱ عمودی به ۱/۸ افقی آغاز شده تا در رقوم ۱۲۴۰ تغییر نموده و با شیب ۱ عمودی به ۱/۹ افقی ادامه داشته و مجدداً پس از عبور از یک سکوی ۸ متری با رقوم متغیر شیب پوسته در رقوم ۱۲۱۰ تغییر نموده و با شیب ۱ عمودی به ۲ افقی تا انتهای خاکریز ادامه خواهد یافت. [۱۰، ۱۱، ۱۳]

۳- مدل‌سازی پی سد و بارگذاری دینامیکی

مدل‌سازی پی و انتخاب ابعاد آن در مدل عددی یک سد تأثیر به

از مشخصات اقلیم این حوضه تغییرات بزرگ زمانی و مکانی بارندگی و دما و رطوبت می‌باشد. حوضه آبریز مورد مطالعه به‌خصوص استان زنجان جزو نقاط سردسیر بوده و مقدار نزولات برفی در آن بیشتر است.

آب‌وهوای منطقه تحت تأثیر وضعیت توپولوژی آن بوده به حدی که بارندگی سالانه کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر نیز به‌صورت موضعی در بعضی از نقاط شامل شرق، غرب و شمال استان زنجان مشاهده می‌شود. منطقه مورد مطالعه در بعضی نقاط مرتفع و کوهستانی دارای زمستان‌های سرد با دوره یخبندان بیش از ۴ ماه و تابستان‌های معتدل می‌باشد. بر اساس اقلیم نمای آمبرژه منطقه در ناحیه بین خشک سرد تا نیمه‌خشک سرد قرار گرفته است. مساحت حوضه مورد مطالعه تا ساختگاه سد مخزنی مشمپا حدود ۲۵۰۰۰ کیلومتر مربع است. ارتفاع متوسط این حوضه ۱۸۸۷ متر از سطح دریا، شیب متوسط حوضه ۰/۲۷ درصد و طول رودخانه تا محل سد مشمپا حدود ۳۷۱ کیلومتر می‌باشد. رودخانه قزل‌اوزن از جنوب به شمال در جریان است و بعد از عبور از محل سد استور به‌طرف شرق جریان یافته و در ادامه این مسیر با رودخانه شاهرود تلاقی می‌نماید. طول کل رودخانه حدود ۶۰۰ کیلومتر می‌باشد. ساختگاه سد مشمپا در بر روی رودخانه قزل‌اوزن و در ۱۱۶ کیلومتری باختر زنجان و حدود ۵ کیلومتری غرب روستای مشمپا واقع شده است. طول تاج سد ۴۰۰ مخزنی متر، عرض آن ۱۰ متر، حجم کل مخزن ۷۰۰ میلیون مترمکعب و حجم مفید ۲۸۰ میلیون مترمکعب با مساحت ۲۴۴۰ هکتار می‌باشد. دسترسی به محل سد از طریق جاده آسفالت زنجان به مشمپا به طول تقریبی ۱۱۱ کیلومتر و یک جاده خاکی به طول حدود ۵ کیلومتر امکان‌پذیر است. [۱۰، ۱۱، ۱۳]

سد مخزنی مشمپا از نوع سدهای سنگریزه‌ای با هسته ناتراوای مرکزی می‌باشد. ارتفاع سد از تراز ۱۱۷۳ در بستر طبیعی

انرژی در مرزهای پایینی مدل وجود نخواهد داشت، چراکه اثر مرز ساکن با اعمال موج به صورت تغییر مکان خنثی خواهد شد. [۴،۹]

مسائل در آباکوس به دو صورت *ABAQUS/ Standard* و *ABAQUS/Explicit* آنالیز می شوند که در این پایان نامه از روش *ABAQUS/Explicit* استفاده شده که از یک قانون تفاضل مرکزی برای انتگرال گیری از معادلات حرکت به طور صریح در طول زمان استفاده می کند. [۸]

۳-۱-۱- اعمال شرایط مرزی

در نرم افزارهایی که بر مبنای تفاضل محدود و یا اجزا محدود می باشند مرزهای مصنوعی تأثیر قابل توجهی بر نتایج تحلیل های عددی می گذارند. به طوری که ممکن است باعث ایجاد خطاهای انکارناپذیری می گردند. در این تحقیق سعی در اعمال شرایط مرزی به صورت مرزهای جابه جایی ثابت در کف مدل به صورت مرزهای ثابت و اعمال شرایط مرزی غلطکی در کنارین مدل شده است که شکل ۲ نشانگر شماتیک این شرایط مرزی می باشد.

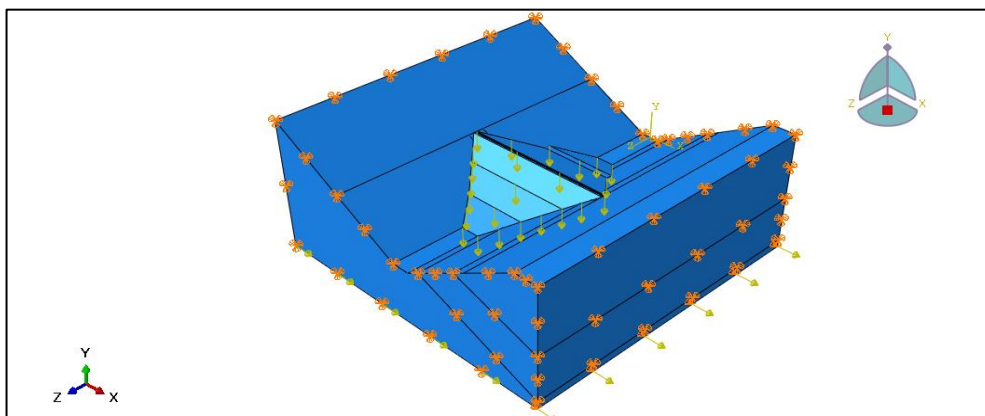
سزایی در صحت نتایج و زمان و حجم محاسبات دارد. در صورت نیاز به مدل سازی پی، لازم است گستردگی آن در محدوده بالا و پایین دست سد به اندازه ای باشد که در محدوده های مرزی مدل تأثیر تنش های ایجاد شده بر اثر ساخت و آبیگری سد ناچیز و قابل صرف نظر کردن باشد. همچنین ابعاد این محدوده بایستی به اندازه ای باشد که تمامی سطوح لغزش بحرانی بالا و پائین دست را نیز شامل شود. در آبرفت های معمولی با مشخصات متوسط تا خوب، مدل سازی ۱/۵ تا ۲ برابر ارتفاع سد از پنجه پائین دست و بالادست به سوی مرزهای خارجی مدل مناسب خواهد بود.

برای اعمال بارگذاری دینامیکی ناشی از زلزله در یک مدل عددی به طور کلی دو روش وجود دارد:

استفاده از مؤلفه های زلزله به صورت تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب

اعمال تاریخچه مؤلفه های نیرو یا تنش حاصل از زلزله

اعمال بار ناشی از زلزله با استفاده از مؤلفه های تاریخچه تغییر مکان، سرعت و یا شتاب نسبت به روش دوم کاربرد بیشتری در مدل سازی های عددی داشته اما در عین حال دارای محدودیت هایی نیز هست. از جمله در این حالت دیگر امکان استفاده از مرزهای جاذب



شکل ۲- شرایط مرزی حاکم بر مدل

اندازه و نوع شبکه در یک مدل اجزاء محدود از یک قطعه کار، تأثیر بسزایی در نتایج تحلیل و دقت جواب های به دست آمده از مدل دارد و در بسیاری از موارد انتخاب اندازه شبکه بندی بزرگ باعث نادرستی تحلیل و اشتباه در نتایج می شود. نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی به اندازه المان حساس بوده در پاسخ سیستم بسیار تأثیرگذار است. استفاده از المان ها با اندازه بزرگ و تعداد کمتر باوجوداینکه به زمان و حجم حافظه کمتری نیاز دارد ولی در اکثر موارد منجر به پاسخ های غیرواقعی از سیستم شده و ممکن است تعبیر و تفسیر آن ها گمراه کننده و مشکل باشد. از طرفی با انتخاب المان های بسیار ریز باینکه تحلیل دقیق تر می شود ولی

۳-۲- انتخاب مدل رفتاری مناسب

در نرم افزار ABAQUS امکان مدل سازی انواع مختلفی از مدل های رفتاری مصالح سنگی و خاکی وجود دارد هر یک از مدل های رفتاری ذکر شده با توجه به خصوصیات زمین شناسی و یک سری از آزمایش های شاخص برای شناسایی پارامترهای لازم در مدل رفتاری انتخاب می شود. مدل رفتاری متداول در تحلیل های مکانیک خاک و سنگ و به خصوص در حفاری های زیرزمینی مدل رفتاری (معیار تسلیم) موهر کولمب می باشد.

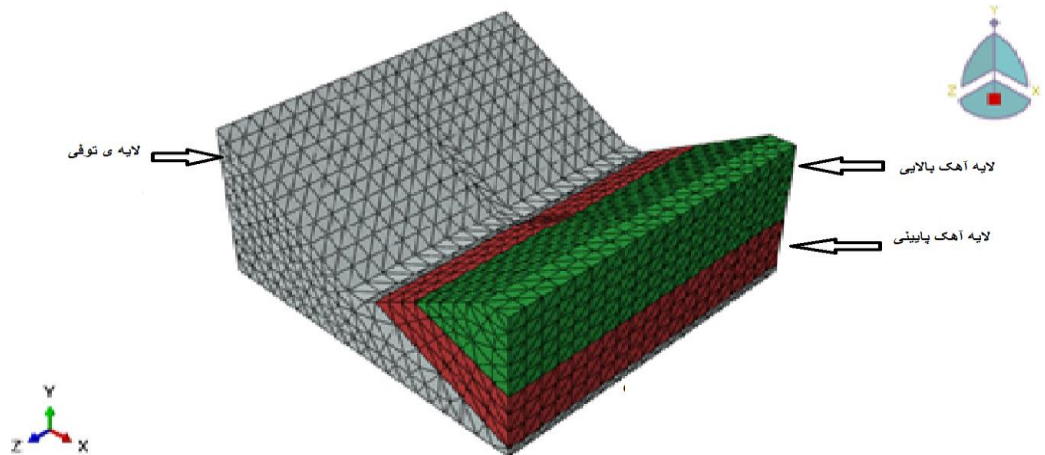
۳-۳- مش بندی

یکی از مهم ترین مراحل، مش بندی است. تعداد المان های موجود،

قابل استفاده است که از این جهت توانایی بسیار زیادی را به کاربر می دهد تا بتواند انواع مختلف مسائل را مدل کرده و تحلیل نماید. از المان های $C3D10M$ مطابق شکل در این پروژه استفاده شده است. و لایه بندی موجود در پی سد نیز در شکل مشخص می باشد.

باعث بالا رفتن حجم فایل محاسباتی و زمان تحلیل خواهد شد، در صورتی که ممکن است شبکه بندی بسیار ریز تأثیر ناچیز در نتایج داشته و فقط باعث بالا رفتن هزینه محاسبات شود.

با توجه به مهم بودن تکنیک شبکه بندی و نیز نوع المان ها و همچنین شکل هندسی پروژه می بایست دقت ویژه ای در اعمال المان ها و نوع آن ها شود. طیف وسیعی از المان ها در ABAQUS



شکل ۳- مش بندی و لایه بندی موجود در منطقه

صورت گرفته است. در این پروژه به منظور تعیین خواص ژئومکانیکی توده سنگ و به منظور دستیابی به پارامترهایی نظیر چسبندگی، مدول الاستیسیته آزمایش های کاملی صورت گرفته که در ابتدای فصل شرح داده شد لذا در این پروژه کلیه داده ها و خواص ورودی به نرم افزار آزمایش های برجا و آزمایشگاهی بوده است. که داده های ورودی به نرم افزار در جدول ۱ آورده شده است.

۳-۴- خصوصیات مصالح

خصوصیات مورد استفاده در ABAQUS شامل تغییر شکل پذیری و مقاومت مصالح می شود. انتخاب خصوصیات مصالح گاهی مشکل آفرین ترین بخش در فرآیند مدل سازی می باشد. این بیشتر به علت عدم قطعیتی است که در پایگاه داده ای در ژئومکانیک وجود دارد؛ اما با توجه به انجام آزمایشات برجا در این پروژه انتخاب و وارد کردن مقادیر پارامترهای توده سنگ با ضریب اطمینان بالایی

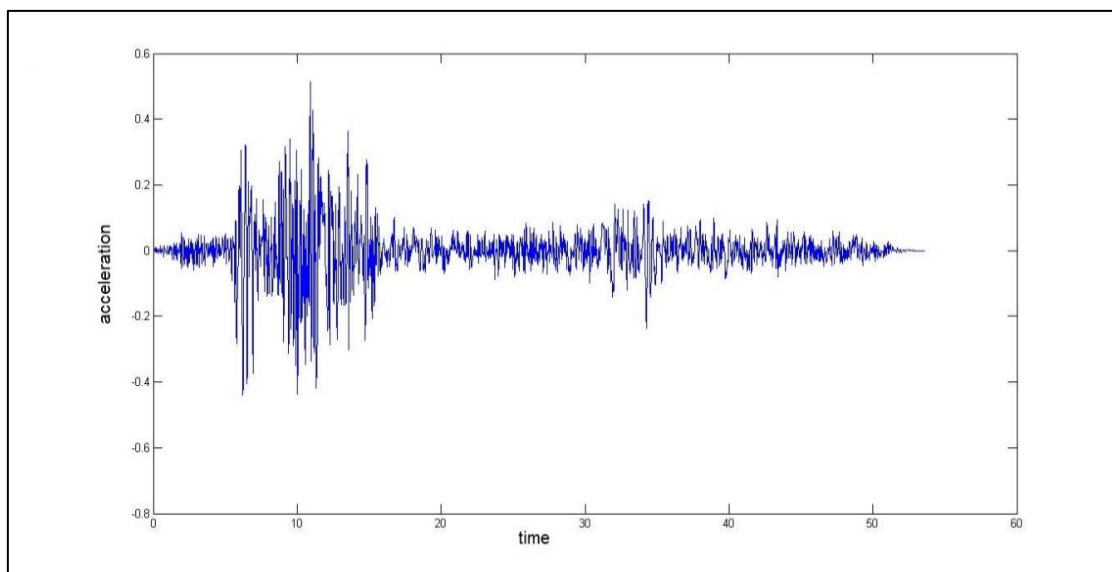
جدول ۱- داده های ورودی به نرم افزار

نوع سنگ	چسبندگی (مگا پاسکال)	زاویه اصطکاک	زاویه اتساع	چگالی ton/m^3	مدول یانگ (مگا پاسکال)
آهک بالایی	۰/۵۶۷	۴۵	۵/۶۲۵	۲/۶۷	۵۹۱۹
آهک پایینی	۰/۷	۴۵	۵/۶۲۵	۲/۶۷	۱۰۵۲۴
توف	۰/۴	۳۵/۵	۴۴/۴	۲/۵۴	۶۸۴۱

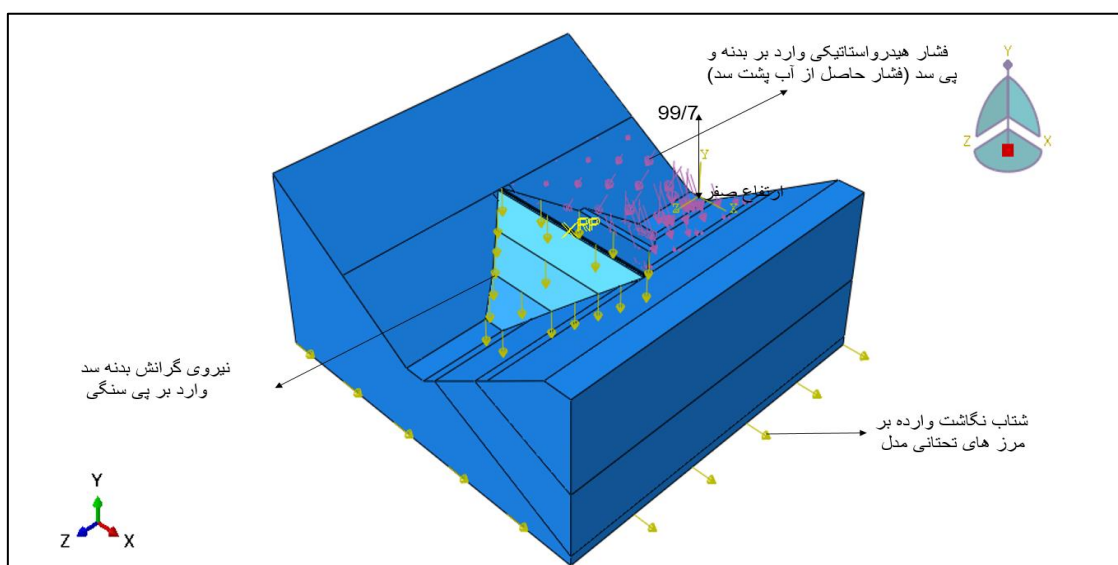
که مربوط به زلزله منجیل بوده و به دلیل دوره بازگشت زلزله و نزدیک ترین زلزله اتفاق افتاده به محل سد از این شتاب نگاشت مورد استفاده قرار گرفت که به صورت شتاب های تغییر در بازه زمانی ۱۰ ثانیه که در این بازه زمانی حداکثر شتاب را دارا بود در جهت افقی مرزهای فونداسیون سد اعمال شد که به منظور اعمال شتاب های متغیر ناشی از زلزله به مرزهای فونداسیون سد از ابزار Amplitude در ماژول Load استفاده شد. که در شکل ۵ به صورت شماتیک نوع نیروها آورده شده است.

۳-۵- بارهای اعمال شده در مدل سازی

به منظور تحلیل سد مشمپا در برابر زلزله ترکیبی از بارهای زیر در مدل سازی لحاظ شد. نیروی هیدرو استاتیکی آب در تراز حداکثر به صورت بار گسترده گرهی عمود بر سطح بدنه بالادست و جناحین دره، در محل اتصال سد به فونداسیون از ارتفاع صفر تا ۹۹٫۷ متر نظر گرفته شد، بعلاوه وزن سد به صورت شتاب خطی در جهت خلاف محور Y برابر با شتاب جاذبه ($g=9/80.7$) و نیروی اینرسی وارد بر بدنه سد ناشی از شتاب زمین، مطابق با شتاب نگاشت ارائه شده در شکل ۴



شکل ۴- شتاب نگاشت زلزله اعمالی به مدل



شکل ۵- نیرو های وارد شده بر مدل

۴- آنالیز دینامیکی پی سنگی سد

جهت بارگذاری دینامیکی زلزله، شتاب‌نگاشت انتخاب‌شده به کمک نرم‌افزار *SeismoSignal Ver 4.1.2* (نرم‌افزار *SeismoSignal* یک نرم‌افزار بسیار قوی در مطالعات لرزه‌ای است این نرم‌افزار در تبدیل داده‌های شتاب‌نگاشت به طیف پاسخ کارایی دارد) طیف پاسخ هر سه سطح زلزله انتخابی با لحاظ کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین شد در تحلیل دینامیکی با توجه مدل رفتاری موهر کولمب، مدل‌سازی انجام‌شده است. خروجی‌های نرم‌افزار، جابجایی در سه جهت را نشان می‌دهد.

میرایی نقش مهمی در واکنش سازه تحت اثر بار زلزله دارد و

میزان آن مستقیماً روی طیف پاسخ زلزله وارد بر سازه اثر می‌گذارد. مهم‌ترین مشخصه‌های دینامیکی هر سازه عبارت‌اند: از زمان تناوب مودهای هر سازه، ضرایب مشارکت مودها، شکل مودها و پارامترهای میرایی هر مود. به جز پارامترهای میرایی هیچ‌یک از موارد فوق، به‌طور مستقیم در تحلیل تاریخچه زمانی زلزله وارد نمی‌شوند و اساساً جهت تحلیل مودال استفاده می‌شود.

از آنجاکه میرایی به‌سادگی سختی و جرم سازه قابل پیش‌بینی نیست، این کار کمی دشوار به نظر می‌رسد. معمولاً برای در نظر گرفتن میرایی، از روابط تقریبی و تجربی استفاده می‌نمایند. مقدار میرایی در تحلیل دینامیکی سازه‌ها مؤثر بوده و پاسخ سازه را تغییر می‌دهد.

از این رو در این مطالعه با روش میرایی رایلی و با در نظر گرفتن ضریب میرایی معادل ۵٪ مناسب می‌باشد، تحلیل فرکانسی برای تونل، انجام گرفته و از روی مقادیر فرکانس‌های مؤثر، ضرایب α و β در قالب پارامترهای میرایی وارد دسته معادلات حاکم بر سازه در مدل شده است.

در ادامه به تحلیل دینامیکی در دو حالت با فشار هیدرو استاتیکی و بدون فشار هیدرو استاتیکی خواهیم پرداخت.

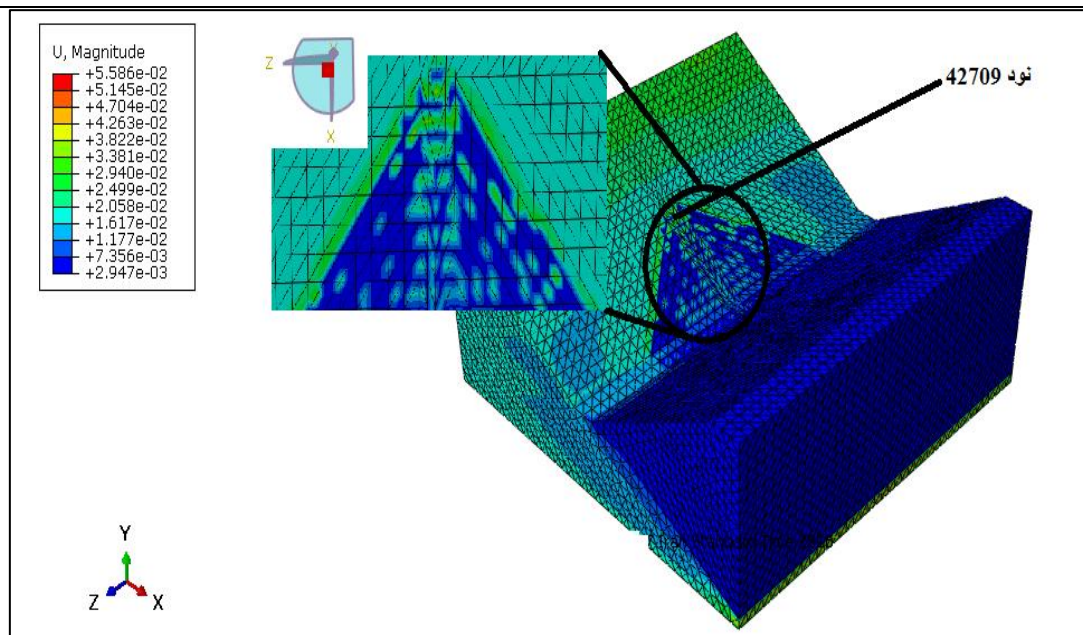
۴-۱- جابجایی پی سنگی در تحلیل دینامیکی

شکل ۷ میزان جابجایی را در حالت کلی نشان می‌دهد که طی زلزله رخ داده است و در حالتی می‌باشد که نیروی هیدرو استاتیکی پشت سد اعمال نشده است. همان‌طور که در شکل ۷ مشخص است در

طول زلزله بیشترین جابجایی در جناح راست و لایه‌ی توف رخ داده است که دلیل آن مقاومت پایین و مدول الاستیک پایین سنگ پی در این ناحیه می‌باشد میزان جابجایی در کلیه جهات در جدول ۲ آورده شده است. که بیشترین جابجایی در این حالت ۵/۵۸۶ سانتیمتر می‌باشد که در نقاط اتصال بدنه به پی در لایه‌ی توف رخ داده است. جابجایی در سایر جهات به صورت کامل در جدول آورده شده است که در کلیه جهات میزان جابجایی در لایه توف و جناح راست سد بیشترین میزان را دارد. که در نمودارهای شکل ۹ جابجایی نود ۴۲۷۰۹ در طول زمان تحلیل دینامیکی (زمان زلزله) آورده شده است.

جدول ۲- جابجایی‌های رخ داده در مدل

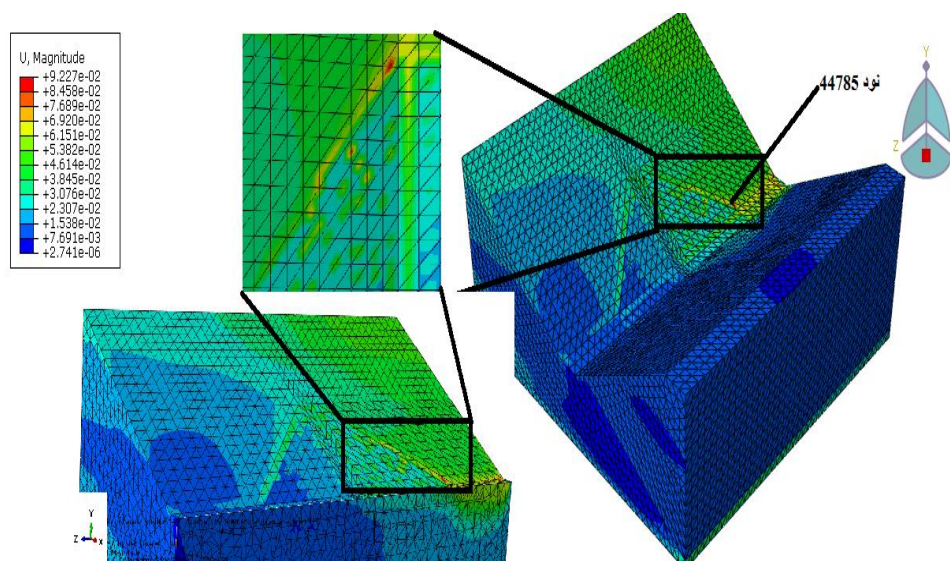
نوع لایه‌بندی		لایه توفی		لایه آهک بالایی		لایه آهک پایینی	
میزان جابجایی کلی		حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
		۰/۲۹۴	۵/۵۸۶	۰/۲۹۴	۰/۷۳۵	۰/۲۹۴	۱/۶۱
(X)U1		-۰/۱۳	-۵/۵۸	-۰/۱۳	-۱/۳۱۷	-۰/۱۳	-۱/۴۹
(Y)U2		-۳/۳۸	۰/۹۸	-۰/۴۶	۰/۲۶	-۰/۴۶	۰/۲۶



شکل ۷- جابجایی کلی در پی سنگی در تحلیل دینامیکی بدون اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد

در شکل ۸ جابجایی کلی در حالتی که فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد در مدل اعمال شده آورده شده است همان‌طور که از خروجی گرفته شده از نرم‌افزار مشخص است بیشترین جابجایی در این حالت در پشت سد و در لایه‌ی توف که در جناح راست قرار دارد

اتفاق افتاده است که در اثر مقاومت کم پی در این ناحیه می‌باشد نسبت به لایه‌های آهکی مقاومت کمتری دارد؛ و در جدول ۳ جابجایی‌ها در جهات $(X,Y)u1,u2$ و جابجایی کلی در لایه‌های پی آورده شده است.



شکل ۸- جابه جایی کلی در حالت دینامیکی با اعمال فشار آب پشت سد

جدول ۳- میزان جابه جایی رخ داده در تحلیل دینامیکی با اعمال فشار آب پشت سد

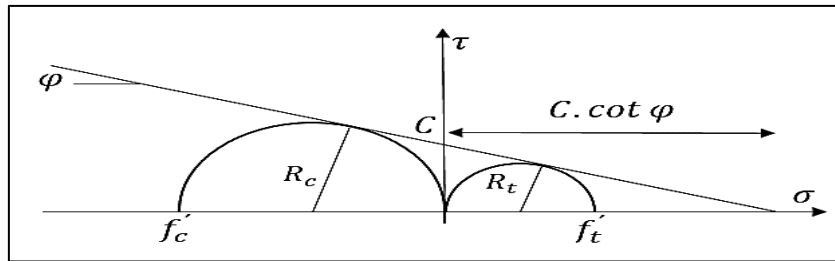
نوع لایه بندی		لایه توف		لایه آهک بالایی		لایه آهک پایینی	
میزان جابه جایی کلی		حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
		۱/۵	۹/۲۲	۰/۷۶۹	۱/۵	۰/۷۶۹	۳/۰۷
(X)U1		-۶/۶۵	۲/۴	-۲/۷۸	۲/۰۴	-۲/۷۸	۳/۹۷
(Y)U2		-۸/۱۲	۱/۱۲	-۱/۹۶	۱/۱۲	-۴/۲۷	۱/۱۲

۴-۱- بررسی و تحلیل تنش های به وجود آمده در مدل در حالت دینامیکی

برای بررسی تنش های به وجود آمده در مدل از مقاومت فشاری و مقاومت کششی می توان استفاده کرد که مقاومت کششی عبارت است از حداکثر تنش کششی که یک ماده قادر به تحمل آن است تا به مرحله گسیختگی برسد. اطلاع از رفتار سنگ ها در کشش و میزان مقاومت کششی آن ها، در تحلیل پایداری سقف و کف فضاهای زیرزمینی، بررسی پایداری سنگ ها در زون های کششی و همچنین حفاری و آتشیاری اهمیت بسیاری دارد. آگاهی از مقاومت کششی سنگ ها یکی از پیش شرط های مهم موفقیت در طراحی سازه ها می باشد. سنگ ها و به طور کلی تمامی مواد شکننده، ذاتاً در کشش بسیار ضعیف تر از فشار عمل می کنند. بدین ترتیب، علت وقوع اکثر گسیختگی ها و ریزش ها در معادن، تونل ها و سایر سازه های مهندسی،

ایجاد تنش های کششی در آن ها می باشد. مقادیر تنش های کششی و فشاری در جهات مختلف در مکانیک سنگ و در نرم افزار ABAQUS به ترتیب به صورت مثبت و منفی فرض می گردد؛ که بدین منظور برای بررسی پی سنگی و برای تحلیل غیرخطی از مدل الاستوپلاستیک کامل موهر-کلمب در سنگ پی استفاده گردید که در شکل ۹ منحنی این مدل و روابط ۱ تا ۳ روابط مورد نیاز می باشند. در این روابط f_t مقاومت کششی تک محوری مصالح مورد نیاز است. [۷، ۱۲]

با استفاده از روابط تسلیم موهر کلمب مقاومت کششی در لایه های مختلف مطابق جدول ۴ محاسبه گردید.



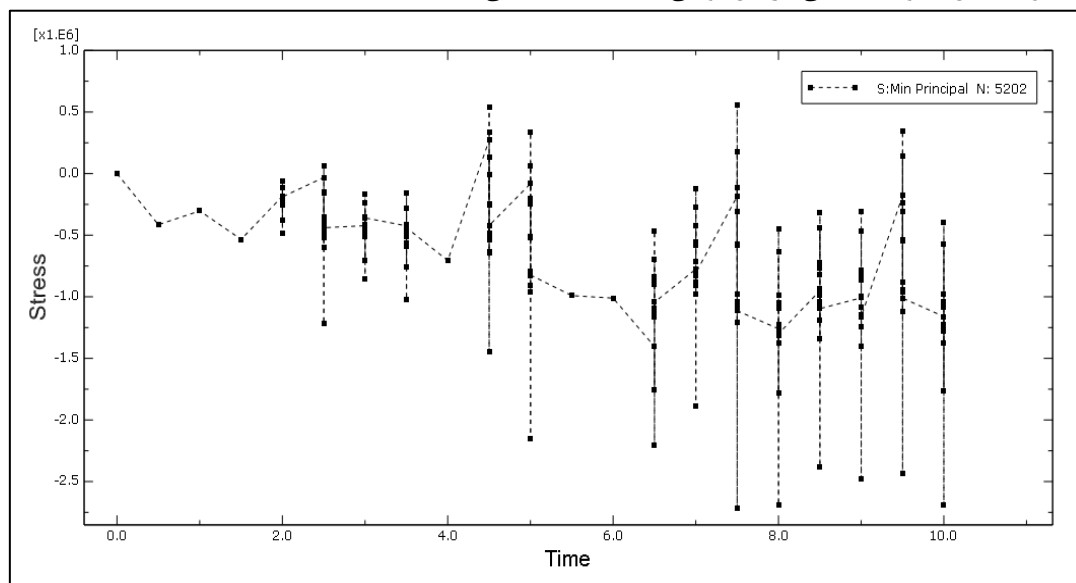
شکل ۹- سطح تسلیم در مدل الاستوپلاستیک موهر-کولمب

جدول ۴- مقاومت کششی محاسبه شده با استفاده از روابط موهر کلمب

نوع سنگ	مقاومت کششی محاسبه شده (مگا پاسکال)
توف	۰/۴۱۲۰
آهک لایه بالایی	۰/۴۷۰۱۳
آهک لایه پایینی	۰/۵۸۰

پاسکال می‌باشد که منجر به رشد ترک‌های کششی اولیه در این نواحی می‌گردد. بیشترین تنش ایجاد شده در مدلی که فشار آب پشت سد اعمال نشده تنش اصلی مینیمم می‌باشد که ۱/۶۳- مگا پاسکال می‌باشد و بیشترین تنش در حالت اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب ۲/۶۸- مگا پاسکال می‌باشد که در هر دو مورد در تکیه‌گاه چپ سد و در نواحی اطراف هسته و اتصال بدنه سد به پی رخ داده است. نمودار شکل ۱۰ تنش اصلی مینیمم که در نود ۵۲۰۲ اتفاق افتاده است نشان‌دهنده حداکثر تنش اتفاق افتاده در مدل می‌باشد.

تنش‌های اصلی ماکزیمم به وجود آمده در مدل در دو حالت بدون فشار آب و با فشار آب در اشکال ۱۱ و ۱۳ آورده شده است که بیشترین تنش در حالت بدون اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد در مدل در جناح چپ و تکیه‌گاه سمت چپ در اطراف هسته و نقاط اتصال بدنه سد به پی به وجود آمده است که با مقایسه تنش به وجود آمده در این نواحی با مقاومت کششی سنگ که از جنس آهک می‌باشد اختلاف ۰/۵ مگاپسالی دیده می‌شود به صورتی که حداکثر تنش اصلی ماکزیمم ایجاد شده المان‌های این نواحی ۰/۷۰۵ مگا پاسکال می‌باشد و میانگین مقاومت کششی در این نواحی ۰/۵ مگا



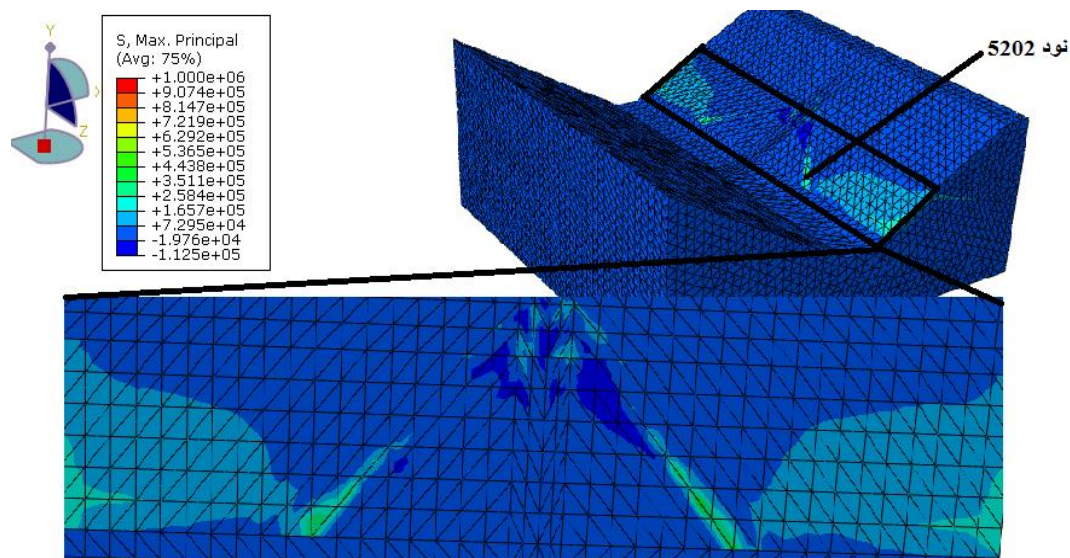
شکل ۱۰- نمودار حداکثر تنش اتفاق افتاده حالت وجود فشار هیدرو استاتیکی فشار آب پشت سد در مدل

ایجاد شده در مدل با اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد بالاتر از حالت بدون آب می‌باشد. همان‌طور که در نمودار مشخص می‌باشد بیشترین تنش در زمان ۵ تا ۸ ثانیه می‌باشد که این بازه در

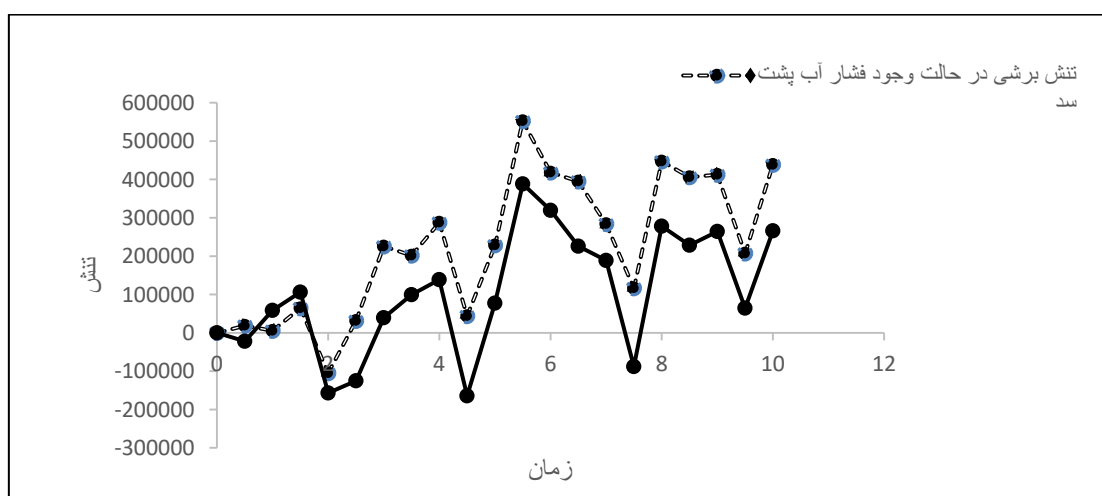
برای بررسی و مقایسه تنش برشی ایجاد شده در مدل در نود ۵۲۰۲ که بیشترین تنش در آن مشاهده گردید تغییرات تنش بررسی شد و همان‌طور که در نمودار شکل ۱۲ نیز مشخص می‌باشد تنش

حاصل از آن در جدول ۵ آورده شده است. که در تمامی حالت‌های تنش مدل بدون اعمال فشار تنش کمتری را دارد.

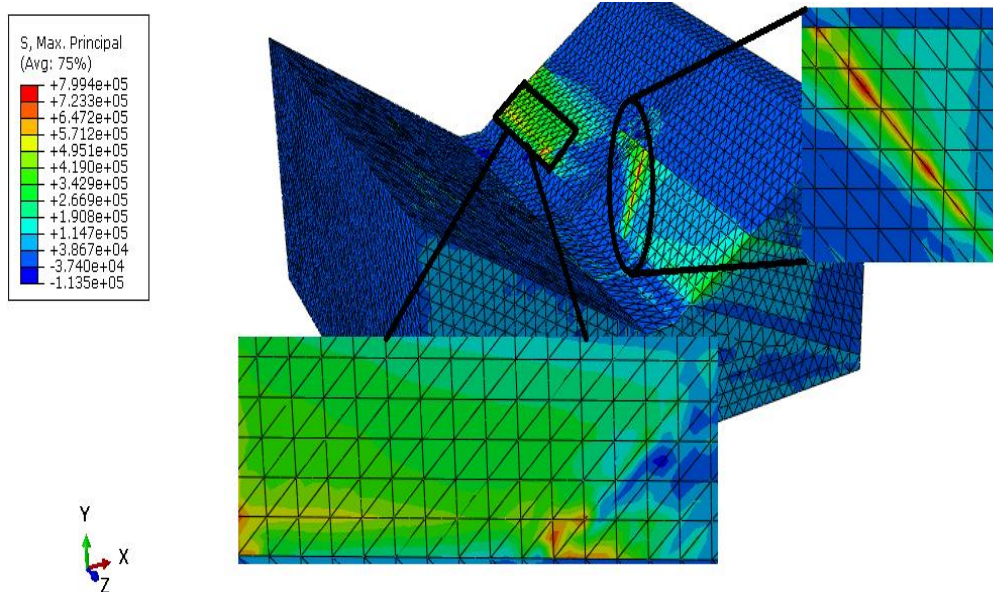
شتاب‌نگاشت اعمالی بیشترین شتاب را داراست. تنش‌های ایجاد شده در مدل‌های با اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد و بدون فشار هیدرو استاتیکی بررسی شد و نتایج



شکل ۱۱ - تنش ماکزیمم اصلی در حالت عدم وجود فشار هیدرو استاتیکی فشار آب پشت سد در مدل



شکل ۱۲ - مقایسه تنش برشی ایجاد شده در مدل در حالت دینامیکی با فشار آب و بدون فشار آب



شکل ۱۳- تنش اصلی ماکزیمم در حالت اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد در مدل در حالت دینامیکی

جدول ۵- تنش های ایجاد شده در مدل های بدون فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد و با فشار آب

در حالت با فشار آب		در حالت بدون فشار آب		تنش (مگا پاسکال)
حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	در انتهای ثانیه ۱۰
-۰/۱۱۳	۰/۷۹۹	-۰/۱۱۲	۰/۶۲۹	<i>Max principal</i>
				تنش اصلی ماکزیمم
-۲/۶۸	۰/۳۳	-۱/۶۳	۰/۱۷۲۳	<i>Min principal</i>
				تنش اصلی مینیمم
-۰/۲۱۳	۰/۶۶۶	-۰/۴۴۲	۰/۷۰۵	<i>Pressure</i>
				فشار
-۰/۵۷۳	۰/۳۷۰	-۰/۷۸۵	۰/۴۵۵	<i>S11</i>
				تنش نرمال ۱۱
-۰/۴۲۰	۰/۲۹۸	-۰/۴۴۱	۰/۴۶۵	<i>S13</i>
				تنش برشی ۱۳

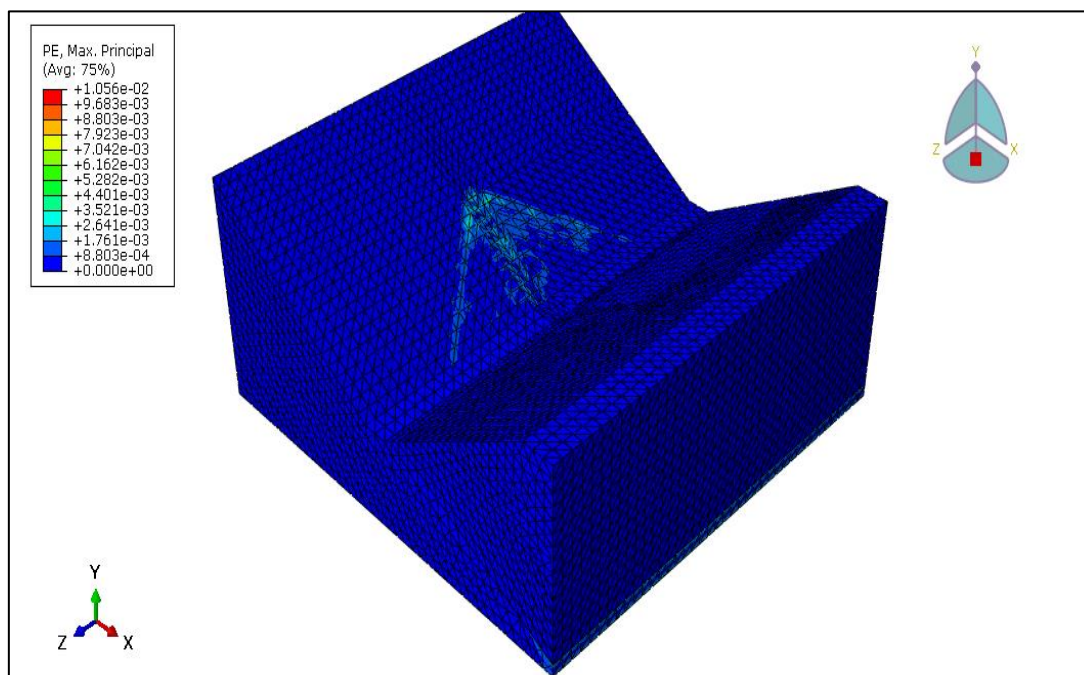
۲-۴- بررسی کرنش های ایجاد شده در مدل در تحلیل

دینامیکی

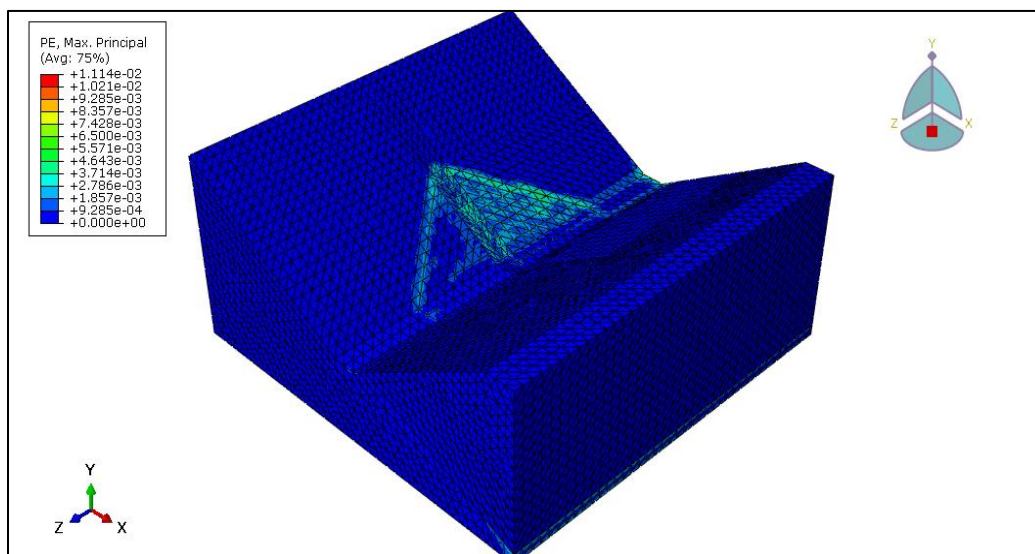
کرنش های ایجاد شده در حالت دینامیکی در جناح سمت راست و در لایه ی توف بیشترین مقدار را دارند که دلیل اصلی آن مقاومت پایین لایه و مدول الاستیک پایین و مقاومت برشی می باشد که نسبت به لایه های دیگر بیشتر بوده است و در بررسی مدل های بدون فشار آب و با فشار آب مشاهده گردید که افزوده شدن فشار آب پشت سد باعث افزایش کرنش در مدل می شود.

برای بررسی کرنش های پلاستیک از مدل رفتاری موهر کلمب استفاده شده است که نواحی ای که به تسلیم می رسند یعنی تغییر شکل پایدار در آن ها رخ می دهد شروع خرابی از این نواحی می باشد. کرنش های پلاستیک اتفاق افتاده در مدل در لایه توفی بوده و در این

نواحی سنگ پی سنگی تسلیم شده و تغییر شکل پایدار رخ داده است همان طور که شکل های ۱۴ و ۱۵ مشخص می باشد جناح راست سد و در تکیه گاه های سمت راست که جنس لایه توفی می باشد در حالتی که فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد اعمال نشده است کرنش فقط در تکیه گاه سمت راست می باشد و در کف دره تسلیم و تغییر شکل پلاستیک دیده نمی شود که در شکل ولی با اعمال فشار هیدرو استاتیکی ناشی از آب پشت سد ناحیه ای که دچار تسلیم و کرنش پلاستیک در آن اتفاق افتاده بزرگ تر شده و به کف دره نیز می رسد که بیشترین کرنش پلاستیک مدل در حالت کرنش برشی می باشد که مقدار $2-1/567e$ در حالت اعمال فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد و مقدار $2-1/056e$ در حالت بدون اعمال فشار هیدرو- استاتیکی آب پشت سد به دست آمد.



شکل ۱۴- بیشترین کرنش پلاستیک رخ داده در مدل در حالت ماکزیمم کرنش بدون اعمال فشار آب پشت سد



شکل ۱۵- بیشترین کرنش پلاستیک رخ داده در مدل در حالت ماکزیمم کرنش با اعمال فشار آب پشت سد

می باشد و در مقایسه با حالت استاتیکی مقدار بسیار بزرگتری را دارند.

جدول ۷ کلیه کرنش های ایجاد شده در مدل در حالت های وجود و عدم وجود فشار آب پشت سد را نشان می دهد همان طور که از جدول ۷ مشخص است کرنش های ایجاد شده در مدل در حالتی که فشار آب پشت سد اعمال شده بیشتر از مقدار بدون فشار آب سد

جدول ۷- کرنش‌های پلاستیک به وجود آمده در تحلیل دینامیکی

بدون اعمال فشار آب		با اعمال فشار آب		کرنش پلاستیک PE
حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	
۱/۰۵۶e-۲	.	۱/۱۱۴e-۲	.	Max Principal کرنش اصلی ماکزیمم
.	-۶/۱۲۵e-۳	.	-۱/۰۳۴e-۲	Min Principal کرنش اصلی مینیمم
۶/۶۸۷e-۳	-۱/۶۵۸e-۳	۶/۰۲۳e-۳	-۳/۶۵۱e-۳	PE11 کرنش نرمال ۱۱
۱/۵۷۷e-۳	-۱/۵۴۵e-۳	۵/۹۵۳e-۳	-۶/۹۶۶e-۳	PE22 کرنش نرمال ۲۲
۱/۲۱۹e-۳	-۱/۸۱۳e-۳	۱/۵۲۹e-۳	-۲/۳۷۵e-۳	PE33 کرنش نرمال ۳۳
۴/۷۸۰e-۳	-۵/۶۶۷e-۳	۵/۶۹۹e-۳	-۵/۸۱۸e-۳	PE12 کرنش برشی ۱۲
۷/۳۲۹e-۳	-۴/۷۸۲e-۳	۱/۵۶۷e-۲	-۶/۳۵۵e-۳	PE13 کرنش برشی ۱۳
۹e-۳	-۲/۶۹۳e-۳	۳/۲۴۵e-۳	-۱/۰۳۲e-۲	PE23 کرنش برشی ۲۳

۵- نتیجه‌گیری

۱- مدل در حالت دینامیکی تحت بارگذاری زلزله حل شد و بیشترین جابه‌جایی در جناح راست و تکیه‌گاه راست سد و در لایه توفی به وجود آمده است که جابه‌جایی در حالتی که فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد اعمال شد مقدار ۹/۲۲ سانتی‌متر می‌باشد در نقاط اتصال بدنه به پی رخ داده است و در حالتی که فشار هیدرو استاتیکی در سد اعمال نشده است ۵/۵۸۶ در مدل مشاهده گردید.

۲- در بررسی تسلیم مدل که مربوط به کرنش‌های پلاستیک می‌باشد. مدل در نواحی دچار تغییر شکل پایدار شده و این نواحی در لایه توفی اتفاق افتاده که در جناح راست سد می‌باشد. خرابی در محل اتصال بدنه سد به پی و محل‌هایی زیربدنه سد رخ داده است که مقدار آن ۱/۵۶۷e-۲ در حالت وجود فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد و ۱/۰۵۶e-۲ در حالت عدم وجود فشار هیدرو استاتیکی آب پشت سد به دست آمد.

۳- حداکثر تنش اتفاق افتاده در مدل در جناح چپ سد مشاهده گردید که دلیل اصلی آن توپوگرافی نامنظم و عدم تعادل طرفین دره می‌باشد که بیشترین تنش در حالت وجود فشار آب پشت سد ۲/۶۸ مگا پاسکال و ۱/۶۳ مگا پاسکال در حالت بدون فشار آب پشت سد به دست آمد.

۶- منابع

- [۱] Bowels, J. E. 1996. Foundation analysis and design. New York: McGraw-Hill Inc.
- [۲] Ramamurthy, T. 1995. Bearing capacity of rock foundations. Conf rock foundation., R.Yoshinaka & K. Kikuchi eds, Rotterdam: Balkema.
- [۳] Serrano, A. & Olalla, C. 1998. Ultimate bearing

capacity of an anisotropic discontinuous rock mass, Part I: Basic modes of failure. International journal of rock mechanics and mining sciences. 35 (3): 301-324.
[۴] Serrano, A. & Olalla, C. 1998. Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass, Part II: Determination procedure. International journal of rock mechanics and mining sciences. 35 (3): 325-348.
[۵] Yang, X. L. & Yin, J. H. 2005. Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek-Brown failure criterion. International journal of rock mechanics and mining sciences. 42: 550-560

[۶] وفائیان، م. ۱۳۶۹ تأثیر زلزله بر سدهای خاکی، جهاد دانشگاهی صنعتی اصفهان.

[۷] حسین زاده، آرش، تحلیل عددی سه‌بعدی تنش-کرنش سدهای بتنی قوسی با مدل‌سازی دقیق‌تر محدوده سنگ پی (مطالعه موردی سد کارون ۳) دانشکده فنی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، پایان‌نامه کارشناسی ارشد.

[۸] Monobe, N, A.Takata and M.Matamura, (1963). "Seismic Stability Of Earth Dams", 2nd ICOLD cong., Vol.IV, Washington D.C

[۹] راهنمای تحلیل و طراحی لرزه‌های سدهای خاکی و سنگ‌ریزه‌ای ۱۳۹۲
[۱۰] مطالعات مرحله دوم سد مخزنی مشمپا جلد نوزدهم — گزارش سیمای طرح دی‌ماه ۱۳۸۷

[۱۱] مطالعات مرحله دوم سد مخزنی مشمپا جلد پنجم- مطالعات تحلیل بدنه سد

[۱۲] باقری، ب.، عباسی، م. و کتابچی، م. ۱۳۹۲. مرجع کاربردی نرم‌افزار Abaqus (همراه با حل مسائل پلاستیسیته و الاستیسیته). انتشارات دانشگاهی کیان، چاپ دوم. تهران.

[۱۳] مطالعات مرحله دوم سد مخزنی مشمپا جلد بیستم — گزارش زمین‌شناسی خرداد ۱۳۹۲.

