



بررسی تأثیر استفاده از بتن معمولی در قاعده یک سد بتن غلتکی (RCC)

مهديه آقارای^۱، طالب مرادی شقاقی^۲، روزبه دبیری^{*۲}

^۱ کارشناسی ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران

^۲ استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران

^{*۲} استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران (rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir)

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۷/۱۰/۱۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۸/۰۲/۱۵)

چکیده

با توجه به توسعه روزافزون ساخت سدهای بتن غلتکی در دنیا هر روزه پیشنهادات جدیدی در خصوص طراحی و اجرای آنها مطرح می شود. بررسی تنشهای سازه ای و انتخاب جزئیات روش اجرا و مشخصات فنی مصالح با تنشها، بخشی از این پیشنهادات است. تنشهای ناشی از زلزله یکی از مهمترین تنشهای ایجاد شده در سدهای بتن غلتکی در مناطق زلزله خیز است. نتایج تحلیل تنش و ارزیابی ایمنی لرزه ای سد بتنی غلتکی بداولی با در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن در این تحقیق مورد بحث قرار می گیرد. در ابتدا مبانی تئوریک آنالیز دینامیکی و همچنین نحوه بارگذاری در تحلیلها مختصراً ارائه می شود. سپس بلندترین مقاطع سرریز و غیرسرریز برای انجام تحلیلها که توسط برنامه ANSYS انجام شده است معرفی می گردند. در ادامه پاسخ دینامیکی سد مذکور مورد ارزیابی قرار می گیرد. لازم به ذکر است که در این تحلیلها مقادیر حداکثر تنشهای کششی و حداقل تنشهای فشاری که در طی زلزله ایجاد می شوند مبنای مقایسه با تنشهای مجاز است. تنشها به تفکیک بتن رویه معمولی و بتن هسته غلتکی و بتن معمولی قسمت تحتانی مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند. تحلیلهای دینامیکی در دو سطح زلزله MCE و DBE صورت گرفته است. در نهایت درباره تأثیر استفاده از بتن معمولی در قسمت تحتانی سد بتن غلتکی بداولی بر روی تنشها و تغییرشکلها و جابجایی ها مورد بحث قرار می گیرد. نتایج حاصل از تحقیق نشان می دهد که تنش های فشاری، مقادیر تنش کمتر از حدود مجاز می باشند و در مورد تنشهای کششی در قسمت کوچکی از بدنه سد در قسمت بالادست و در بخش بتن معمولی قسمت تحتانی ایجاد می شود.

کلمات کلیدی

سد بتنی، بتن غلتکی، تحلیل لرزه ای، سد بداولی.



Study of Conventional Concrete (CVC) Applying Effects on Lower Part of RCC Dam

Mahdieh Aghalari ¹, Taleb Moradi Shaqaqi ², Rouzbeh Dabiri ^{2*}

¹ M.Sc. of Structural Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

² Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

^{*2} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran (rouzbeh_dabiri@iaut.ac.ir)

(Date of received: 06/01/2019, Date of accepted: 05/05/2019)

ABSTRACT

Nowadays, According to increasing development of RCC dams in the world, new offers are considered on the design and construction. Parts of these suggestions are including structural stresses, selection of construction methods and technical details of materials based on stresses. Stresses induced by earthquake are one of the major stresses in RCC dams in the seismic areas. In this research, Results of stress analyses and assessments of seismic safety of The Badavly RCC concrete dam with considering reservoir and dam are discussed. First, theoretical assumptions of dynamic analyses and loading methods are briefly presented. Second, highest levels of the spillway and dam selected and analyzed by ANSYS program. In continue dynamic answers evaluated. It should be mentioned that, maximum tensile stress and minimum compressive stress values are comprised with allowable stress. Also, stresses separately up, under usual concrete and over RCC concrete are assessed. Dynamic analyses are performed on two MCE and DBE levels. Results of this study showed that compressive stress values are less than allowable stress. Also, tensile stresses are a little more than allowable stress in upper stream part of dam.

Keywords:

Concrete Dam, Roller Concrete, Seismic Analysis, Badavly Dam.



۱- مقدمه

سدسازی به عنوان یکی از پیچیده‌ترین فعالیت‌های ساختمانی همواره مدنظر جوامع مختلف بوده و از نظر اقتصادی نیز یکی از منابع مهم اقتصادی هر کشور و منطقه محسوب می‌شود. مهندسی سد مجموعه‌ای از علوم فنی و پایه مهمی است که در کنار یکدیگر طراحی و اجرای سد را ممکن می‌سازد و سازه سد را از نظر بارگذاری‌های وارده و مقاومت در برابر عوامل مخرب مورد بررسی قرار می‌دهند. طراحی و اجرای سد به گونه‌ای است که اگر عواملی مثل رسوب گذاری مخزن و غیره وجود نداشته باشد، محدودیتی در عمر و محدوده زمانی بهره‌برداری از سد وجود نخواهد داشت. مهمترین موضوع در طراحی سدهای بتنی بحث اندرکنش سازه و سیال می‌باشد. در نظر گرفتن اندرکنش سازه - سیال در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی سبب افزایش دقت پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل و برآورد بهتر نیروهای هیدرودینامیک و به دنبال آن، تنش‌های ایجاد شده در بدنه سد می‌شود. چشم‌پوشی از اثر مزبور، پاسخ‌های غیرمحافظة کارانه و نه چندان مناسبی به دست می‌دهد که ممکن است، سازه طراحی شده را با مشکلاتی رو به رو کند. بر همین اساس، چند سد بزرگ بر اثر زلزله‌های رخ داده در سال‌های آغازین دهه هفتاد میلادی، دچار آسیب‌هایی شدند که این موضوع، توجه بسیاری از پژوهشگران را به موضوع تحلیل لرزه‌ای سدهای بتنی با در نظر گرفتن اندرکنش سد - مخزن معطوف داشت. در آغاز، در تمامی روش‌های تحلیل اندرکنش سد - مخزن، آب درون مخزن سد، تراکم‌ناپذیر فرض می‌شد که این فرض به ویژه در مورد سدهای با ارتفاع زیاد خود سبب بروز خطاهایی در برآورد پاسخ لرزه‌ای، می‌گردد. تحلیل دقیق مسئله اندرکنش سد - مخزن، به دلیل پیچیدگی‌های موجود در روند رابطه‌سازی ریاضی و استفاده عملی، هنوز هم در بسیاری از موارد، مدنظر قرار نگرفته و تحلیل‌های عملی و کاربردی با چشم‌پوشی از اثر تراکم‌پذیری آب به انجام می‌رسند [۱]. فلسفه طراحی در سدها بر این اساس است که انتظار آسیب متوسط تحت زلزله بیشینه محتمل را داشته باشد بدون اینکه خطری متوجه توانایی سد در نگه داشتن آب دریاچه وجود داشته باشد. در روش‌های قدیمی طراحی، اثر زلزله به صورت شبه استاتیکی اعمال می‌شد. بعدها آنالیز دینامیکی خطی که جایگزین بهتری برای روش شبه استاتیکی بود ارائه گردید. پس از آن اثر اندرکنش سد - سنگ پی هم به این آنالیز خطی اضافه گردید [۲]. با توجه به اینکه اجرای سدهای بتن غلتکی (RCC) نیازمند دستیابی به طرح اختلاط بهینه، اجرای بستر آزمایشی و یکسری آزمایشات مربوطه می‌باشد و با توجه به اینکه در کشور ایران اجرای سد بتن غلتکی محدود به چند سد بوده و پیمانکار متخصص در این زمینه بسیار محدود است، لذا در طرح و اجرای چنین سدهایی بخش تحتانی سد بصورت بتن معمولی در نظر گرفته شده است. از اینرو در نظر است با انجام این تحقیق میزان تاثیرگذاری جایگزینی بتن معمولی بجای بتن غلتکی در قاعده سد به لحاظ چگونگی توزیع تنش‌ها و تغییرشکل‌ها تحت بارگذاری‌های مختلف اعمال شده به سد، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته و بررسی گردد بتن معمولی در صورت استفاده می‌بایست دارای چه مشخصه‌های مقاومتی و هندسی باشد تا بهترین توزیع به لحاظ تنش و تغییرشکل در سد ایجاد گردد.

۲- مرور مطالعات گذشته

بتن غلتکی، بتنی با اسلامپ صفر است که در دو زمینه کاملاً مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. اولین زمینه استفاده از بتن غلتکی در ساخت سدها (RCD=Roller Compacted Dam Concrete) است. این نوع بتن دارای سیمان کم بوده و مقاومت فشاری آن معمولاً کمتر از بتن معمولی هست [۳]. بتن غلتکی که در ساخت سد به کار می‌رود از نظر اقتصادی و سرعت اجرا جایگزین موادی مانند مصالح سدهای خاکی و از نظر مکانیکی یعنی استحکام و دوام، همانند بتن است [۴]. بیشتر از ۳۷۰ عدد سد وزنی به ارتفاع بلندتر از ۵۰ فوت در سراسر جهان با استفاده از بتن غلتکی ساخته شده است [۵]. دلایل گسترش استفاده از بتن غلتکی را در سدسازی و روسازی میتوان در این موارد خلاصه نمود: ۱- مقاومت خمشی، مقاومت فشاری و مقاومت برشی بالا.



قابلیت تحمل بارهای سنگین، ضربهای و متناوب را بدون گسیختگی به وجود می آورد؛ ۲- چگالی بالا و نفوذپذیری کم، دوام و پایداری بسیار زیادی راحتی تحت سیکلهای ذوب و انجماد به وجود می آورد؛ ۳- نیاز به قالب بلندی و پرداخت ندارد که باعث بالا رفتن سرعت ساخت و کاهش هزینه ها می شود؛ ۴- کاهش میزان سیمان مصرفی و حذف سامانه های خنک کننده در بدنه سدها؛ ۵- حذف درزهای طولی در سدها [۳]؛ ۶- باعث افزایش سرعت اجرا و در نتیجه باعث صرفه جویی اقتصادی در مقایسه با سایر روسازی ها است (حدود ۳۰ درصد صرفه جویی در مقایسه با روسازی بتنی)؛ ۷- به خاطر استحکام سازه های بعد از تراکم، زودتر از سایر روسازیهای بتنی، میتوان به ترافیک اجازه عبور داد و ۸- مصرف کم سیمان در این نوع روسازی نسبت به سایر روسازیهای بتنی [۴]. در زمینه کاربرد بتن غلتکی در سدها و تاثیر آن بر روی رفتارهای سازه آن مطالعات گسترده آزمایشگاهی انجام یافته است که می توان به تحقیقات انجام یافته توسط کارلسون و تالبرگ [۶]، باقری [۷]، اکبرنژاد و حسنی [۸]، باقری و همکاران [۹]، مونسان [۱۰]، اسنف و همکاران [۱۱]، شی و همکاران [۱۲]، جی و همکاران [۱۳]، لی و همکاران [۱۴]، نیرمالا و دانالاکشمی [۱۵] و محمدی و سیف الهی [۱۶] اشاره نمود. اگرچه جهت بررسی رفتار استاتیکی و دینامیکی سدها با بتن غلتکی مطالعات عددی نیز انجام یافته است که تحقیقات انجام یافته توسط کالایر و کاراتن [۱۷]، چوهان [۱۸]، زوهویی [۱۹] و غروی و نورزاد [۲۰] اشاره نمود.

در این مقاله بنا بر این است که از روش تحلیل دینامیکی خطی، آنالیز کاملی به وسیله نرم افزار ANSYS برای بدست آوردن میزان تاثیر جایگزینی بتن معمولی به جای بتن غلتکی در قاعده سد بداولی به لحاظ چگونگی توزیع تنش ها و تغییرشکل ها تحت بارگذاری های مختلف اعمال شده به سد، مورد بررسی قرار گیرد. مناسب ترین روش برای انجام تحلیل دینامیکی، آنالیز در حوزه زمان می باشد که برای فائق آمدن بر محدودیت های روش طیف پاسخ، محاسبه پاسخ وابسته به زمان سازه و سیال و نیز نمایش بهتر اثرات اندرکنش سازه - خاک و سازه - سیال به کار می رود. آنالیز تاریخچه زمانی همچنین تنها روش مناسب برای تخمین معیار آسیب است. در این روش، پاسخ در دامنه زمان با استفاده از انتگرال گیری عددی گام به گام محاسبه می شود. برای اجتناب از بحث های مربوط به انتشار امواج، سنگ پی در مدلسازی بدون جرم و میرایی در نظر گرفته شد و از این رو، تنها سختی پی وارد فرایند حل مسئله می شود.

۳- معرفی محدوده مورد مطالعه

طرح سد مخزنی بداولی و شبکه دشت بازرگان در مرحله شناخت در قالب مطالعه رودخانه های مرزی صورت گرفت. در آن مطالعات محور سد مخزنی در ۹۰۰ متری پائین دست روستای بداولی انتخاب و بدلیل مجاورت محور به روستای بداولی این سد بداولی نامیده شد. محور سد بداولی در حدود طول جغرافیایی ۱۷/۵، ۴۴° و عرض جغرافیایی ۲۰/۶، ۳۹° و از لحاظ مختصات جغرافیایی در طول و عرض به ترتیب ۴۳۹،۴۹۰ و ۴،۳۵۵،۲۰۰ قرار گرفته است. راه دسترسی به محل سد از طریق جاده ترانزیت تبریز - ماکو - بازرگان می باشد. راه ترانزیت پس از شهرستان ماکو و قبل از شهرستان بازرگان پس از پل روستای کشمش تپه در محلی با عنوان سه راهی کشمش تپه دو شاخه می شود. شاخه اصلی به شهرستان بازرگان و شاخه فرعی به سمت روستای باشکند، بداولی، کلیساکندی، سیاه چشمه و ... می رود. در مسیر شاخه فرعی و به فاصله ۹ کیلومتر از سه راهی، محل سد بداولی واقع شده است. سد بداولی در مجموع در ۱۶ کیلومتری ماکو، ۱۳ کیلومتری بازرگان، ۲۶۶ کیلومتری شهرستان تبریز و ۲۹۱ کیلومتری شهرستان ارومیه واقع است. فاصله محل سد در بالادست روستای باشکند در فاصله ۴/۵ کیلومتری می باشد. محور سد جاده ذکر شده را قطع می کند و لذا مسیر آسفالت تا محل سد وجود دارد. طبیعی است با احداث سد جاده موجود در قسمتهایی از بین خواهد رفت. چنین در نظر گرفته شده است که راه جایگزین از حوالی روستای باشکند آغاز شده و با عبور از تکیه گاه راست سد پس از



دریاچه به راه موجود پیوندند. از راه جایگزین با انشعابی می توان به اج سد بداولی رسید. با احداث سد بداولی و ذخیره آب در دریاچه سد مطابق نیازهای آبی طرح، آب در رودخانه آق سو رها می شود. در ۳/۵ کیلومتری پائین دست با احداث بند انحرافی در حوالی روستای باشکند، آب رها شده در کنترل و وارد سیستم شبکه آبیاری دشت بازرگان می گردد. دشت بازرگان از حوالی روستای باشکند آغاز و تا جاده ترانزیت ماکو _ بازرگان امتداد می یابد. مطابق مطالعات مرحله اول آب مورد نیاز شرب وارد شبکه گردیده و در نقطه ای مناسب جهت ورود به خط آبرسانی شرب از شبکه کشاورزی جدا می شود. آب مورد نیاز محیط زیست و مازاد آب موجود جهت پلدشت در رودخانه رها خواهد شد. چنانچه دیده می شود فاصله سد و شبکه بسیار نزدیک بوده و موقعیت سد بگونه ای انتخاب گردیده که از حداکثر پتانسیل آبی استفاده می شود. در بالادست سد و از محل سد تا بند انحرافی اراضی زراعی به چشم نمی خورد و هیچگونه حق آبه ای وجود ندارد.

۴- مدلسازی عددی

در این بخش، ابتدا مشخصات مصالح و پارامترهای اولیه طراحی و سپس نحوه بارگذاری در تحلیلهای مختلف مورد ارائه می گردد. در ادامه، با توجه به اینکه برای انجام تحلیلهای برنامه ANSYS استفاده شده است. انتخاب این برنامه، بدلیل داشتن قابلیت های فوق العاده در بحث تحلیل های دینامیکی بالاخص در زمینه مدل کردن آب مخزن و در نظر گرفتن تراکم پذیری آب و همچنین استفاده از پیش و پس پردازش قوی آن بوده است. در قسمت معادلات حاکم، مبانی تئوریک مورد استفاده در این برنامه مختصرا تشریح می گردد. در انتها، نتایج تحلیلهای دینامیکی و همچنین ارزیابی ایمنی طراحی مرحله دوم سد بتن غلتکی بداولی ارائه می شود.

۴-۱- معادلات حاکم

به منظور بررسی رفتار دینامیکی سیستم، آب مخزن محیطی همگن، ایزوتوپ، غیرچسبنده، غیرچرخشی و با تراکم پذیری خطی در نظر گرفته می شود. با ساده کردن معادلات ناویه - استوکس برای مایعات غیرچسبنده در محدوده ی جابجایی های کوچک سیال و استفاده از قوانین تجربی هوک برای رابطه بین فشار هیدرودینامیک و کرنش حجمی و صرفنظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته جرمی آب، معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن با نام معادله هلمهولتز به شکل زیر حاصل می شود:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \ddot{P} \quad (1)$$

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial y^2} = \frac{1}{C^2} \ddot{P} \quad (2)$$

در این رابطه P فشار هیدرودینامیک و C سرعت انتشار صوت در محیط سیال می باشد. با توجه به شرایط هندسی مخزن، چهار نوع شرط مرزی برای محیط مخزن می توان در نظر گرفت که در ادامه بررسی خواهند شد. در مرز بالادست مخزن، با لرزش سد، امواج حجمی فشار هیدرودینامیکی در مخزن به وجود آمده و با انتشار به سمت بالادست، انرژی را از محیط نزدیک به سد دور کرده و سپس این امواج حذف می شود. معادله انتشار امواج یک بعدی در حالت کلی به شکل زیر بیان می شود:

$$P = r^{\frac{(1-m)}{2}} f\{f(r-ct) + f(r+ct)\} \quad (3)$$



در معادله فوق P فشار هیدرودینامیک و C سرعت انتشار موج در محیط، r فاصله از منبع ارتعاش و f تابعی است که شکل موج را بیان می کند و m پارامتری است که نوع موج را مشخص می کند. اگر نسبت دامنه‌ی موج پس رو به دامنه‌ی موج پیش رو را با ε نمایش دهیم، معادله زیر با نام شرط مرزی سامرفلد قابل اثبات است:

$$\frac{\partial P}{\partial r} = \frac{-1}{r} \left(\frac{m-1}{2} \right) p - \frac{1}{C} \left(\frac{1-\varepsilon}{1+\varepsilon} \right) \dot{p} \quad (4)$$

در صورتیکه مخزن به اندازه کافی طویل باشد، در فاصله دور از سد، r به اندازه کافی بزرگ بوده، ترم اول حذف می شود. همچنین برای امواج مسطح به علت $m = 1$ ترم مذکور قابل حذف خواهد بود و چون در مرز بالادست تنها موج پیش رونده خواهیم داشت، $\varepsilon = 0$ بوده، می توان شرط مرزی انتشاری را به شکل زیر بیان کرد:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (5)$$

شرایط مرزی در کف و دیواره اطراف مخزن بگونه ای است که قسمتی از انرژی موجی که به کف برخورد می کند، به دلیل جنس مصالح کف مخزن جذب بستر مخزن شده و قسمتی از آن منعکس می گردد. به عبارتی در این حالت مقدار باید با استفاده از مشخصات مصالح کف مخزن محاسبه شود. پدیده جذب انرژی سیستم از طریق انکسار امواج فشاری به داخل پی به کمک شرط مرزی با معادله زیر قابل بررسی می باشد:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \vec{v}_{gn} - \frac{1}{\beta C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (6)$$

در معادله فوق \vec{v}_{gn} مولفه ی شتاب حرکت زمین در راستای عمود بر مرز و β نسبت امپدانس اکوستیک محیط بستر به محیط سیال است. شرایط مرزی سطح آزاد مخزن بدین گونه است که، با توجه به اینکه فرکانس های طبیعی موج های سطحی بین ۰/۱ تا ۰/۰۱ هرتز می باشند می توان از اثر آنها در تحلیل سدهای بتنی صرفنظر کرد. از این رو شرط مرزی سطح آزاد به فرم زیر بدست می آید:

$$P = 0 \quad (7)$$

شرایط مرزی اندرکنش بین سد و مخزن بصورتی است که سرعت سازه و سرعت نرمال سیال برابر فرض می شود. بنابراین شرط مرزی سینماتیک در مرز بین سد و مخزن به شکل زیر بیان می شود:

$$\vec{a}_{ns} = \frac{d\vec{V}}{dt} \cdot \vec{n} \quad (8)$$

در معادله فوق \vec{a}_{ns} شتاب وجه بالادست و در جهت عمود بر سد، \vec{V} بردار سرعت سیال در محل تماس با وجه بالادست و \vec{n} بردار یکه عمود بر سطح سد و به سمت داخل مخزن است [۲۱].

۴-۲- مصالح مدل

بتن بدنه سد و سنگ پی به صورت الاستیک ایزوتروپ فرض می شوند. مشخصات مصالح بدین شرح خلاصه می گردد. باید متذکر شد که مشخصات سنگ جناح راست و چپ بترتیب برای آنالیز مقاطع سرریز و غیرسرریز استفاده شده است. مشخصات هندسی



مدل در جدول (۱) ارائه شده است. همچنین مشخصات بتن و مصالح مورد استفاده در تحقیق حاضر در جدول (۲) قابل مشاهده می‌باشد.

جدول (۱): مشخصات هندسی مدل

وزنی- بتن غلتکی	نوع سد
۸۸/۵ متر	ارتفاع بلندترین مقطع غیرسرریز
۹۴/۲۷ متر	ارتفاع بلندترین مقطع سرریز
۱۶۶۴/۵۰ متر	تراز تاج در مقطع غیرسرریز
۱۶۶۰ متر	تراز تاج در مقطع سرریز
۱۵۷۶ متر	تراز پی در مقطع غیرسرریز
۱۵۶۵/۷۳ متر	تراز پی در مقطع سرریز
۱۶۶۰ متر	تراز آب در حالت تراز نرمال دریاچه
۱۶۱۵ متر	تراز آب در حالت تراز پایین دریاچه
۱۶۰۰ متر	تراز رسوب کف مخزن

جدول (۲): مشخصات مصالح مدل

بتن معمولی برای رویه ها	
۲۵ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی
۳۱/۳۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۲۵ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
۱۰ MPa	بتن معمولی مصرفی برای قسمت تحتانی سد با مقاومت
۱۶ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی
۲۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۱۰ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
۲۰ MPa	بتن معمولی مصرفی برای قسمت تحتانی سد با مقاومت
۲۲ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی
۲۷/۵۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۲۰ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
۲۵ MPa	بتن معمولی مصرفی برای قسمت تحتانی سد با مقاومت
۲۵ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی
۳۱/۳۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۲۵ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
۳۰/۰۰ MPa	بتن معمولی مصرفی برای قسمت تحتانی سد با مقاومت
۲۸/۰۰ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی



۳۵/۰۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۳۰/۰۰ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
بتن غلتکی	
۱۸ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی
۲۲/۵۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی
۰/۲۰	ضریب پواسون
۱۲ MPa	مقاومت فشاری ۹۰ روزه
۲۳/۷۴ KN/m ³	وزن مخصوص
مشخصات پی	
۵ - ۶ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی سنگ جناح راست در حالت اشباع
۳/۳۰ - ۴/۵۰ GPa	مدول الاستیسیته استاتیکی سنگ جناح چپ در حالت اشباع
۶/۹۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی سنگ جناح راست در حالت اشباع
۴/۹۰ GPa	مدول الاستیسیته دینامیکی سنگ جناح چپ در حالت اشباع
۰/۲۰	ضریب پواسون

۳-۴- بارگذاری

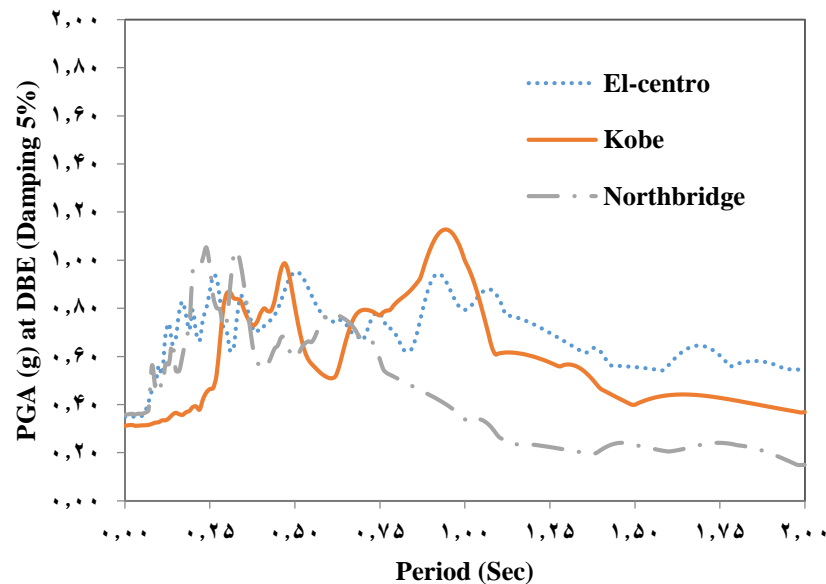
با توجه به اینکه تاکید این تحقیق بر نتایج آنالیز دینامیکی می باشد، لکن شرایط اولیه تحلیل دینامیکی وضعیت پایدار سیستم در حالت استاتیکی است لذا بارگذاری مورد نظر شامل وزن سد و فشار هیدرواستاتیک آب مخزن و فشار ناشی از رسوب و نهایتاً مولفه های زلزله می باشند. در سدهای وزنی معمول و منطقی است که وزن سد به صورت یکپارچه در مدل وارد شود. از آنجائیکه نیروهای حجمی مربوط به وزن سنگ بستر قبل از احداث سد به تعادل می رسند و اینکه توجه اصلی بر روی توزیع تنش در بدنه سد متمرکز می شود نیازی به در نظر گرفتن نیروهای حجمی سنگ پی نمی باشد. بدین صورت نتایج جابجائی های ناشی از وزن منطقی تر و صرفاً از نیروهای حجمی بدنه سد تاثیر می پذیرد. ترازهای آب مورد نظر برای آنالیزهای دینامیکی، ترازهای نرمال و پائین آب دریاچه سد میباشند. با توجه به مدل سازی مخزن که عمدتاً به جهت در نظر گرفتن فشارهای هیدرواستاتیک آب می باشد، می توان با اعمال شرایط مرزی مناسب و اعمال شتاب ثقل به مخزن نیروهای گره ای ناشی از فشار هیدرواستاتیک آب بر وجه بالادست سد را نیز در مدل وارد کرد. مقادیر فشارهای ناشی از رسوب با توجه به تراز رسوب ۵۰ ساله ارائه شده در گزارش مطالعات هیدرولوژی سد بداولی در تراز بالادست به بدنه سد اعمال شده است. وزن مخصوص اشباع رسوب ۱۹/۰۳ کیلونیوتن بر مترمکعب فرض شده است. لازم بذکر است که مقادیر فشار افقی رسوب بر اساس تئوری فعال خاک محاسبه شده است. مطابق معمول دو سطح زلزله برای بررسی رفتار لرزه ای سدها در نظر گرفته می شود: اولی، زلزله مبنای طراحی (DBE) که در طول عمر مفید سد احتمال وقوع آن زیاد است و در این حالت، بهره برداری از سد باید بدون اختلال انجام گیرد و خسارات وارد به بدنه سد نیز بسیار جزئی باشد. دومی، بزرگترین زلزله محتمل (MCE) که مربوط به بیشترین پتانسیل لرزه خیزی منطقه که در این حالت بروز خسارات کلی قابل قبول است و فقط مساله عدم انهدام کلی یا رها نشدن آب مخزن باید تضمین گردد. جزئیات مربوط به هر یک از این رکوردها در جدول (۳) معرفی شده است.



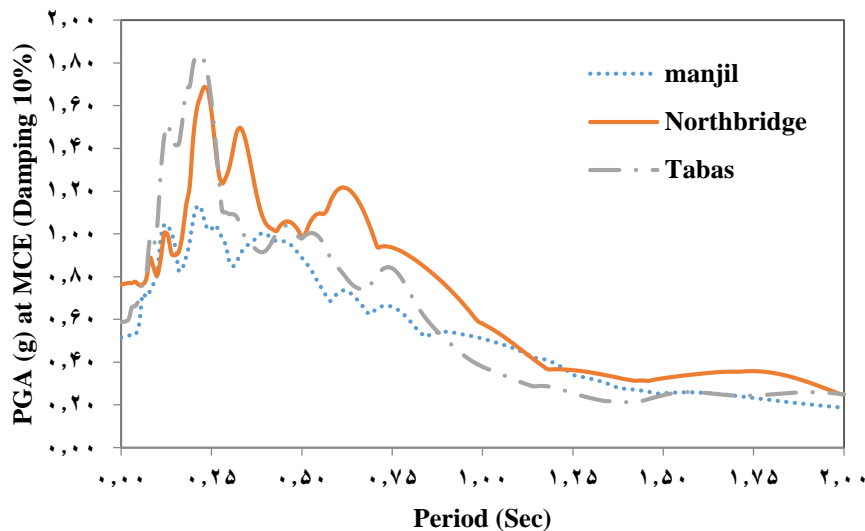
جدول ۳: رکوردهای زلزله در نظر گرفته شده در تحلیل تاریخچه زمانی

سطح زلزله	رکورد زلزله	مولفه	PGA (g)
DBE	El-centro	افقی	۰/۳۲۹
		قائم	۰/۱۵۹
	Kobe	افقی	۰/۳۰۵
		قائم	۰/۲۱۷
	Northbride (1994)	افقی	۰/۳۵۷
		قائم	۰/۱۸۷
MCE	Tabas	افقی	۰/۵۸۷
		قائم	۰/۳۱
	Manjil	افقی	۰/۵۱۶
		قائم	۰/۲۹۸
	Northbride (1994)	افقی	۰/۷۶۲
		قائم	۰/۲۶۷

ماکزیمم شتاب اسمی افقی و قائم زمین برای حالت DBE به ترتیب $g/0.36$ و $g/0.23$ و برای حالت MCE برابر $g/0.76$ و $g/0.33$ دست آمده است. جهت پیش بینی و قضاوت پاسخ سیستم در هر حالت تحریک، طیف پاسخ شبه شتاب رکوردهای مختلف در شکل‌های زیر ترسیم شده است.



شکل ۱: طیف شبه شتاب رکوردهای مورد استفاده در سطح زلزله DBE با میرایی ۵٪.



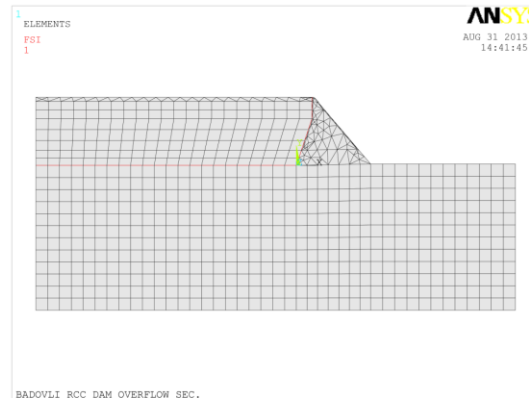
شکل ۲: طیف شبه شتاب رکوردهای مورد استفاده در سطح زلزله MCE با میرایی ۱۰٪.

۴-۴- مشخصات مدل

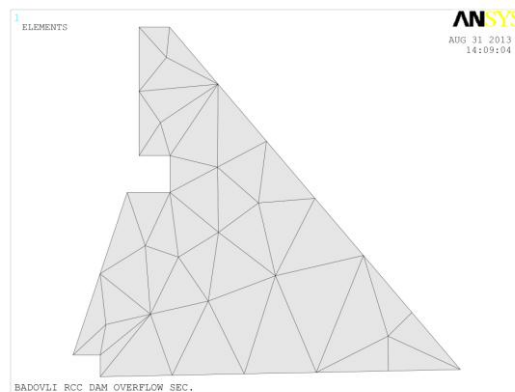
شبه سازی نسبتاً واقعی رفتار سازه ای سد در مقابل بارگذاری های مختلف، مستلزم در نظر گرفتن درزها و سطوح ضعیف در مقابل کشش و لغزش بوده که این، منجر به تهیه مدلی پیچیده و زمانبر خواهد شد که منطقی در این مرحله از مطالعات ضروری بنظر نمی رسد لذا مدل تهیه شده، مدلی الاستیک و یکپارچه می باشد. برای جلوگیری از انعکاس امواج در مرزهای سنگ پی، مطابق معمول دینامیکی سدهای بتنی، از مدل بدون جرم (Massless) برای سنگ پی استفاده شده است. به عبارت دیگر، صرفاً انعطاف پذیری پی مد نظر می باشد. میرایی مورد استفاده در تحلیل های DBE و MCE به ترتیب ۵٪ و ۱۰٪ با تنظیم میرایی در دو فرکانس مناسب برای محاسبه ضرایب استهلاک رایلی مدنظر بوده است. تحلیلها بر روی دو مقطع غیرسرریز و سرریز که بلحاظ ارتفاع، بلندترین می باشند انجام شده است. در مجموع ۹۶ مدل با شرایط ذکر شده در جداول مربوطه مورد بررسی نهایی قرار گرفته است. حروف اختصاری NF و F به ترتیب بیانگر آنالیز روی مقطع غیرسرریز و سرریز می باشد. اعداد ۱۰، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ استفاده شده در نام مدلها بیانگر مقاومت بتن معمولی مصرفی در قسمت تحتانی سد در آن مدل می باشد. همچنین حروف h و h' در انتهای نام مدلها بیانگر ارتفاع قسمت بتن تحتانی میباشد که به ترتیب در مقطع سرریز برابر ۲۰/۹۸ و ۱۴/۶۹ متر و در مقطع غیرسرریز ۱۲/۲۴ و ۸/۵۷ در نظر گرفته شده اند (h' 30% کمتر از h می باشد). در تحلیلهای حاضر، رفتار بتن بدنه و پی سد به ترتیب به صورت تنش مسطح (Plane Stress) و کرنش مسطح (Plane Strain) فرض شده است. فرض تنش مسطح بودن بدنه، به دلیل وجود درزهای قائم (فاصله بین دو درز ۱۸/۰ - ۷/۲ متر) اتخاذ شده است. المان مورد استفاده برای مدل سازی بدنه، پی و مخزن سد، ۴ گره ای ایزوپارامتریک (4Noded Plane Element) می باشد. جزئیات شبکه اجزاء محدود مربوط به سیستم سد، پی و مخزن در شکلهای (۳) و (۴) ترسیم شده است. مناطق مختلف بدنه سد که به صورت بتن معمولی رویه و تحتانی و همچنین بتن غلتکی مطرح می باشند در شکلهای (۵) تا (۸) و (۹) تا (۱۲) تفکیک شده اند. لازم به ذکر است که در مدلسازی مخزن، آب سد، تراکم پذیر و ضریب انعکاس موج کف مخزن ۰/۹ فرض شده است. با توجه به تاثیر قابل ملاحظه شتاب های کف مخزن بر روی تنشهای بدنه سد شرایط مرزی کف مخزن چنان اعمال شده که تحریک صلب کف مخزن در مدلها لحاظ گردیده است. لازم بذکر است که حداکثر بعد المانهای مخزن با توجه به حداقل طول موج فشاری محتمل ایجاد شده در مخزن کنترل شده است. در صورتی



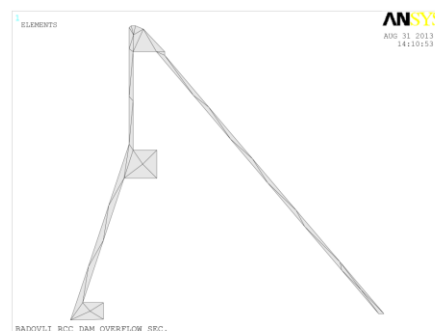
که برای بخشهای بتن معمولی رویه مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال و برای بتن معمولی قسمت تحتانی مقاومت فشاری ۱۰، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ مگاپاسکال و همچنین برای بتن غلتکی مقاومت فشاری ۱۲ مگاپاسکال در نظر گرفته شود مقادیر مجاز تنش در وضعیت‌های مختلف به شرح جدول (۴) خواهد بود.



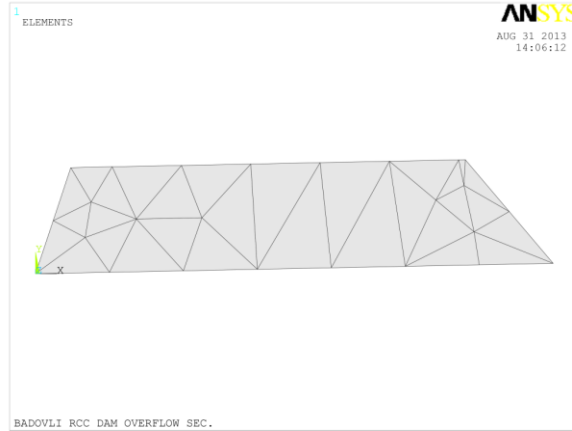
شکل ۳: مدل اجزاء محدود برای بلندترین مقطع سرریز.



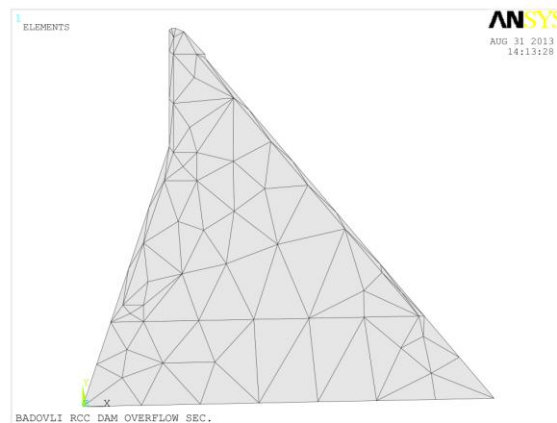
شکل ۴: مدل اجزاء محدود بتن غلتکی برای مقطع سرریز.



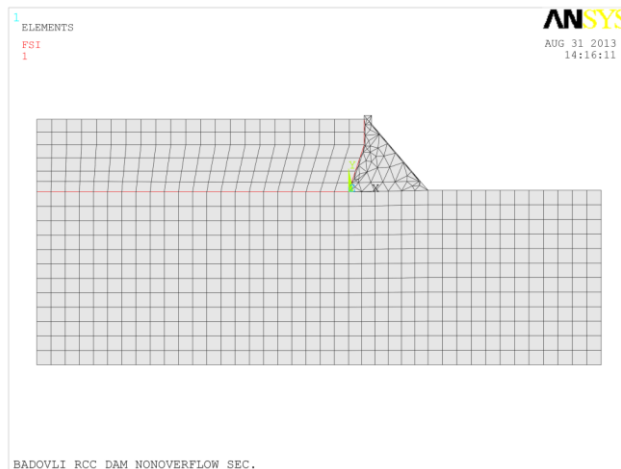
شکل ۵: مدل اجزاء محدود بتن رویه برای مقطع سرریز.



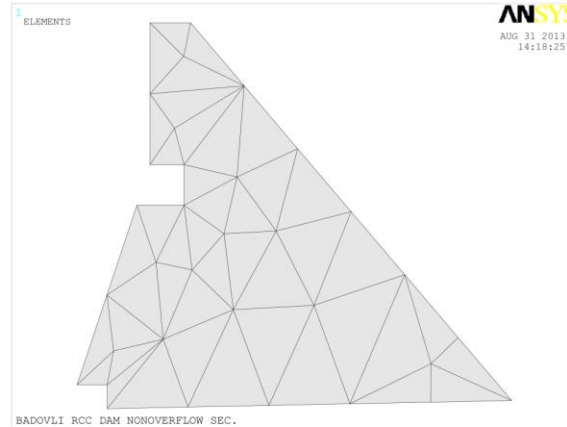
شکل ۶: مدل اجزاء محدود بتن تحتانی برای مقطع سرریز.



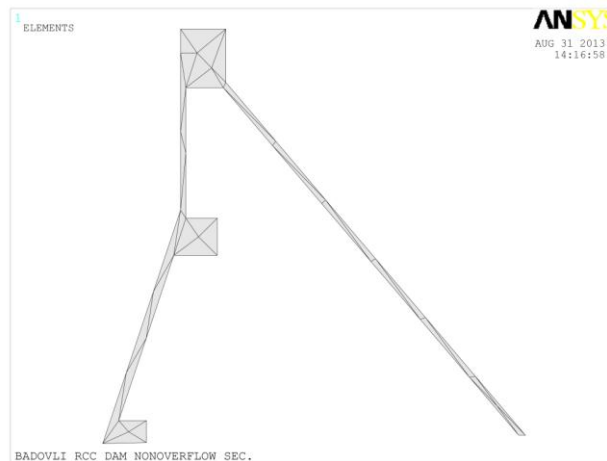
شکل ۷: مدل اجزاء محدود بدنه برای مقطع سرریز.



شکل ۸: مدل اجزاء محدود برای بلندترین مقطع غیرسرریز.



شکل ۹: مدل اجزاء محدود بتن غلتکی برای مقطع غیرسرریز.



شکل ۱۰: مدل اجزاء محدود بتن رویه برای مقطع غیرسرریز.

جدول ۴: تنشهای مجاز کششی و فشاری (MPa) در حالات بارگذاری مختلف.

MCE	DBE	استاتیکی	نوع تنش	نوع بتن
۱۵/۹۶	۷/۹۸	۴/۰۰	تنش مجاز فشاری	بتن غلتکی
۲/۲۵	۱/۵۰	۱/۱۳	تنش مجاز کششی	
۱/۴۴	۰/۹۶	۰/۷۲	تنش مجاز لیفت	
۱۳/۳	۶/۶۵	۳/۳۳	تنش مجاز فشاری	بتن با مقاومت ۱۰ Mpa
۲/۰۰	۱,۳۳	۱/۰۰	تنش مجاز کششی	
۲۶/۶۰	۱۳/۳۰	۶/۶۶	تنش مجاز فشاری	بتن با مقاومت ۲۰ Mpa
۴/۰۰	۲/۶۶	۲/۰۰	تنش مجاز کششی	
۳۳/۲۵	۱۶/۶۳	۸/۳۳	تنش مجاز فشاری	بتن با مقاومت ۲۵ Mpa
۴/۶۵	۳/۰۹	۲/۳۲	تنش مجاز کششی	
۳۹/۹۰	۱۹/۹۵	۹/۹۹	تنش مجاز فشاری	بتن با مقاومت ۳۰ Mpa
۶/۰۰	۳,۹۹	۳/۰۰	تنش مجاز کششی	



۵- نتایج

سه رکورد در سطح زلزله DBE و سه رکورد در سطح زلزله MCE که در بخش گذشته آورده شده، به سیستم سد، پی و مخزن معرفی شده اعمال شد. نتایج عددی بدست آمده برای تنش های اصلی کششی و فشاری ماکزیمم برای بخشهای بتن معمولی و هسته بتن غلتکی و همچنین حداکثر مولفه تنش قائم عمود بر لیفت های بتن ریزی در هسته بتن غلتکی جهت کنترل وضعیت تنش در مدل های مختلف به اختصار در جدول های (۵) تا (۱۰) آورده شده است. علائم اختصاری استفاده شده در جداول به شرح زیر می باشند:

S1 = حداکثر تنش اصلی (MPa)

S3 = حداقل تنش اصلی (MPa)

SY = حداکثر تنش قائم (عمود بر لیفت) (MPa)

جدول ۵: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Manjil

نام مدل	بتن رویه		بتن تحتانی		بتن غلتکی		رکورد زلزله	سطح زلزله
	S3	S1	S1	S1	S3	SY		
F10h	-۷/۶۳	۲/۲۱	-۱۲/۴	۷/۳	-۵/۴۱	۱/۲۳	Manjil	MCE
F10h	-۸/۶۶	۲/۴۸	-۱۴/۸	۶/۵۲	-۶/۰۶	۱/۳۷		
NF10h	-۸/۶۷	۲/۴۸	-۱۳/۲	۶/۴۴	-۵/۹۱	۱/۳۶		
NF10h	-۹/۸۴	۲/۵۵	-۱۴/۷	۷/۶	-۶/۶۳	۱/۴		
F20h	-۷/۳۹	۱/۲۲	-۱۳/۹	۷/۷۲	-۵/۳	۱/۲۳		
F20h	-۸/۳۸	۲/۴۸	-۱۶/۵	۶/۸۷	-۵/۹۳	۱/۳۹		
NF20h	-۸/۵	۲/۴۹	-۱۴/۴	۶/۸۴	-۵/۸۸	۱/۳۷		
NF20h	-۹/۶۷	۲/۵۱	-۱۶/۲	۸/۰۸	-۶/۵۷	۱/۴۱		
F25h	-۷/۲۷	۲/۲۳	-۱۴/۵	۷/۸۸	-۵/۲۵	۱/۲۵		
F25h	-۸/۲۵	۲/۴۸	-۱۷/۲	۷/۰۱	-۵/۸۶	۱/۴		
NF25h	-۸/۴۲	۲/۵۱	-۱۴/۹	۷/۰۱	-۵/۸۶	۱/۳۸		
NF25h	-۹/۵۷	۲/۵۲	-۱۶/۷	۸/۲۵	-۶/۵۴	۱/۴۱		
F30h	-۷/۱۷	۲/۲۴	-۱۵	۸/۰۱	-۵/۲	۱/۲۷		
F30h	-۸/۱۳	۲/۴۹	-۱۷/۷	۷/۱۵	-۵/۸	۱/۴۱		
NF30h	-۸/۳۲	۲/۵۱	-۱۵/۳	۷/۱۲	-۵/۸۳	۱/۳۸		
NF30h	-۹/۴۷	۲/۵۲	-۱۷/۲	۸/۳۹	-۶/۵	۱/۴۱		


جدول ۶: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Tabas.

بتن غلتکی			بتن تحتانی		بتن رویه		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
SY	S3	S1	S1	S1	S3	S1			
۱/۵۴	۵/۳۷	۱/۸۱	۱۲/۱	۷/۹	۷/۶۳	۲/۵۶	F10h	Tabas	MCE
۱/۷۷	۶/۲۷	۱/۹۹	-۱۵	۷/۱۵	۹/۰۲	۲/۸۲	F10h		
۱/۹۱	۶/۲۶	۲/۲	۱۳/۶	۷/۵	۹/۲۶	۲/۹۲	NF10h		
۱/۹۹	۶/۷۹	۲/۲۶	۱۵/۲	۸/۷۴	۱۰/۲	۲/۴۳	NF10h		
۱/۴۹	۵/۰۹	۱/۷۸	۱۳/۲	۸/۰۱	۷/۱۳	۲/۴۹	F20h		
۱/۷۵	۶/۰۵	۱/۹۲	۱۶/۷	۷/۵۲	۸/۶	۲/۶۱	F20h		
۱/۹۲	۶/۲۵	۲/۲	۱۴/۸	۷/۸۹	۹/۱	۳/۳۶	NF20h		
۲	۶/۷۹	۲/۲۷	۱۶/۷	۹/۲	۱۰/۱	۳/۴۲	NF20h		
۱/۴۷	۴/۹۷	۱/۷۵	۱۳/۶	۸/۰۵	۶/۹۲	۲/۴۳	F25h		
۱/۷۴	۵/۹۸	۱/۹۲	۱۷/۴	۷/۷۵	۸/۴۶	۲/۶	F25h		
۱/۹۳	۶/۲۳	۲/۲	۱۵/۳	۸/۰۶	-۹	۲/۳۶	NF25h		
۲	۶/۷۷	۲/۲۷	۱۷/۲	۹/۳۷	-۱۰	۲/۴۲	NF25h		
۱/۴۶	۴/۸۷	۱/۷۲	۱۳/۹	۸/۰۸	۶/۷۴	۲/۴	F30h		
۱/۷۳	۵/۹۱	۱/۹۱	۱۷/۹	۷/۹۹	۸/۳۲	۲/۵۸	F30h		
۱/۹۲	۶/۲	۲/۲	۱۵/۷	۸/۱۷	۸/۹	۳/۳۶	NF30h		
۱/۹۱	۶/۷۵	۲/۲۸	۱۷/۷	۹/۵	۹/۹۶	۳/۴۱	NF30h		

جدول ۷: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Northbridge.

بتن غلتکی			بتن تحتانی		بتن رویه		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
SY	S3	S1	S1	S1	S3	S1			
۱،۲	-۵	۱،۷	-۱۱،۵	۶،۵۷	-۷،۰۶	۲،۴۱	F10h	Northbridge	MCE
۱،۳۴	-۵،۹۵	۱،۶۷	-۱۴،۲	۶،۰۳	-۸،۵۱	۲،۴۱	F10h		
۱،۴۵	-۵،۹۲	۲،۳۷	-۱۲،۹	۶،۱۷	-۸،۷	۳،۵۶	NF10h		
۱،۴۹	-۶،۶	۲،۶۲	-۱۴،۳	۷،۲۶	-۹،۸	۴	NF10h		
۱،۱۶	-۴،۷۳	۱،۶۹	-۱۲،۳	۶،۶۵	-۶،۶	۲،۴	F20h		
۱،۳	-۵،۸	۱،۷۴	-۱۵،۸	۶،۳۴	-۸،۲۲	۲،۴۷	F20h		
۱،۴۷	-۵،۸۹	۲،۲۵	-۱۴	۶،۵۴	-۸،۵۳	۳،۳۳	NF20h		
۱،۵	-۶،۵۶	۲،۵۱	-۱۵،۷	۷،۷۱	-۹،۶۸	۳،۸۱	NF20h		
۱،۱۸	-۴،۶۳	۱،۶۷	-۱۲،۷	۶،۷۹	-۶،۴۲	۲،۴	F25h		
۱،۲۹	-۵،۷۲	۱،۷۵	-۱۶،۳	۶،۶۶	-۸،۰۶	۲،۴۸	F25h		
۱،۴۸	-۵،۸۷	۲،۲۲	-۱۴،۵	۶،۷۱	-۸،۴۵	۳،۲۸	NF25h		
۱،۵۱	-۶،۵۲	۲،۴۷	-۱۶،۲	۷،۸۷	-۹،۵۸	۳،۷۳	NF25h		
۱،۱۳	-۴،۵	۱،۶۵	-۱۲،۹	۶،۸۹	-۶،۲	۲،۴	F30h		
۱،۲۸	-۵،۶۴	۱،۷۵	-۱۶،۸	۶،۹۳	-۷،۹۱	۲،۴۸	F30h		
۱،۴۸	-۵،۸۳	۲،۱۷	-۱۴،۸	۶،۸۱	-۸،۳۴	۳،۲۴	NF30h		
۱،۵۱	-۶،۴۸	۲،۴۳	-۱۶،۶	۷،۹۹	-۹،۴۸	۳،۶۶	NF30h		


جدول ۸: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله Kobe

بتن غلتکی			بتن تحتانی		بتن رویه		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
SY	S3	S1	S1	S1	S3	S1			
۱,۲	-۳,۸۷	۱,۴	-۹,۱۱	۶,۱۷	-۵,۴۶	۱,۹۸	F10h	Kobe	DBE
۱,۳۸	-۴,۶۴	۱,۸۲	-۱۱,۴	۶,۰۴	-۶,۲۶	۲,۶۲	F10h		
۱,۹۶	-۵,۳۳	۲,۶۲	-۱۲,۲	۷,۷۵	-۷,۸۱	۳,۸۷	NF10h		
۲,۰۴	-۶	۲,۹۹	-۱۳,۶	۸,۹۸	-۸,۹	۴,۴۶	NF10h		
۱,۲۱	-۳,۷۹	۱,۳۸	-۱۰,۲	۶,۴۸	-۵,۲۸	۱,۹۲	F20h		
۱,۲۶	-۴,۳۳	۱,۶۱	-۱۲,۲	۵,۹۴	-۶,۱۳	۲,۳۹	F20h		
۱,۹۷	-۵,۱۱	۲,۴۹	-۱۲,۸	۷,۹۵	-۷,۳۹	۳,۶۴	NF20h		
۲,۰۶	-۵,۷۸	۲,۸۶	-۱۴,۵	۹,۲۸	-۸,۴۹	۴,۲۴	NF20h		
۱,۲۴	-۳,۷۶	۱,۴	-۱۰,۶	۶,۶۵	-۵,۲۱	۱,۹۴	F25h		
۱,۲۲	-۴,۲۸	۱,۵۵	-۱۳	۵,۹۳	-۶,۰۲	۲,۲	F25h		
۱,۹۷	-۵,۰۲	۲,۴۴	-۱۳,۱	۸,۲۴	-۷,۲۲	۳,۵۴	NF25h		
۲,۰۶	-۵,۶۸	۲,۸	-۱۴,۸	۹,۵۶	-۸,۳۱	۴,۱۴	NF25h		
۱,۲۷	-۳,۷۴	۱,۴۴	-۱۱	۶,۷۹	-۵,۱۶	۱,۹۵	F30h		
۱,۲	-۴,۱۶	۱,۵	-۱۳,۴	۵,۹۳	-۵,۸۲	۲,۱۳	F30h		
۱,۹۶	-۴,۹۳	۲,۳۸	-۱۳,۲	۸,۳۲	-۷,۰۴	۳,۴۴	NF30h		
۲,۰۵	-۵,۵۹	۲,۷۵	-۱۵,۱	۹,۶۷	-۸,۱۴	۴,۰۴	NF30h		

جدول ۹: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله El-centro

بتن غلتکی			بتن تحتانی		بتن رویه		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
SY	S3	S1	S1	S1	S3	S1			
۰,۸۲	-۴,۱۹	۱	-۹,۹۱	۵,۵۵	-۵,۹۲	۱,۵۵	F10h	El-centro	DBE
۰,۹۲	-۴,۹۶	۱,۱۳	-۱۲,۲	۴,۸۳	-۷,۰۹	۱,۶۷	F10h		
۱,۱۸	-۵,۲۱	۱,۴	-۱۱,۷	۵,۷۱	-۷,۶۳	۲,۱۱	NF10h		
۱,۲۱	-۵,۸۲	۱,۴۱	-۱۳	۶,۶۹	-۸,۶۲	۲,۲۱	NF10h		
۰,۸۳	-۴,۰۴	۱,۰۱	-۱۱	۵,۷۹	-۵,۶۳	۱,۵۵	F20h		
۰,۹	-۴,۷۹	۱,۱۱	-۱۳,۵	۵,۰۴	-۶,۷۸	۱,۶۵	F20h		
۱,۱۵	-۵,۰۷	۱,۳۶	-۱۲,۵	۵,۸۴	-۷,۳۳	۲,۰۶	NF20h		
۱,۱۸	-۵,۶۸	۱,۳۹	-۱۴	۶,۹	-۸,۳۴	۲,۰۷	NF20h		
۰,۸۳	-۳,۹۸	۰,۹۹	-۱۱,۴	۵,۸۷	-۵,۵۲	۱,۵۳	F25h		
۰,۸۹	-۴,۷۳	۱,۱۱	-۱۳,۷	۵,۱۳	-۶,۶۵	۱,۶۵	F25h		
۱,۱۴	-۵,۰۲	۱,۳۵	-۱۲,۸	۵,۹	-۷,۲۱	۲,۰۴	NF25h		
۱,۱۸	-۵,۶۱	۱,۳۸	-۱۴	۶,۹۸	-۸,۲۱	۲,۰۶	NF25h		
۰,۸۲	-۳,۹۳	۰,۹۸	-۱۱,۷	۵,۹۴	-۵,۴۲	۱,۵۱	F30h		
۰,۸۹	-۴,۶۷	۱,۱۱	-۱۴,۱	۵,۲۱	-۶,۵۴	۱,۶۵	F30h		



۱,۱۳	-۴,۹۶	۱,۳۴	-۱۳	۵,۹۴	-۷,۰۹	۲,۰۲	NF30h		
۱,۱۷	-۵,۵۵	۱,۳۷	-۱۴,۸	۷,۰۵	-۸,۰۹	۲,۰۵	NF30h		

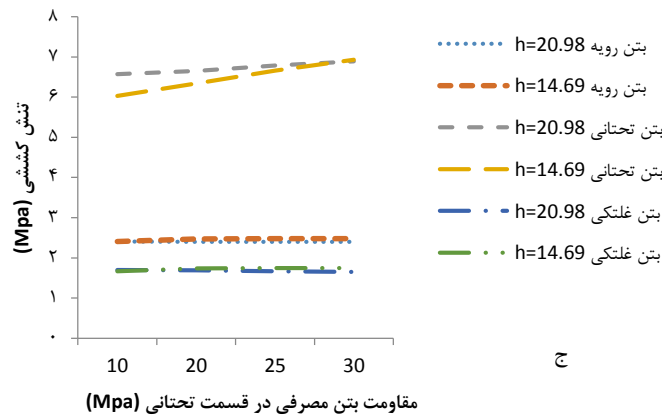
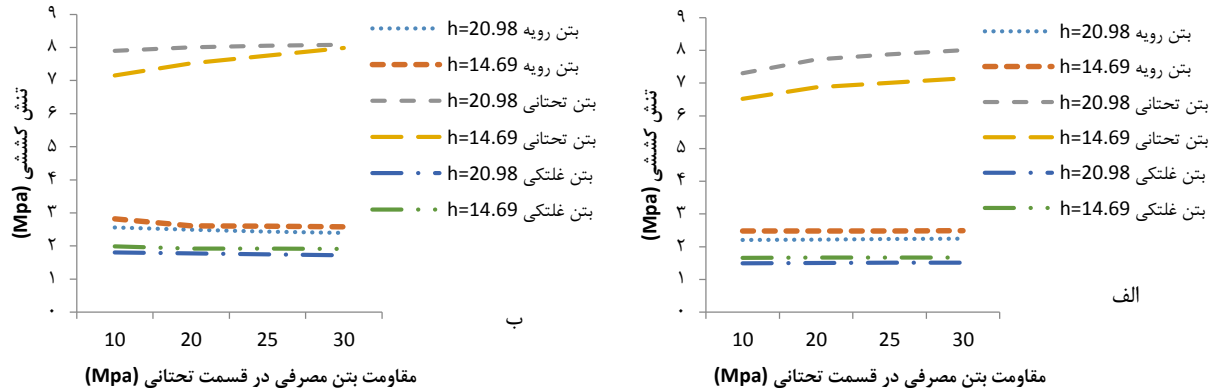
جدول ۱۰: ماکزیم تنشهای اصلی کششی و فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله Northbridge

بتن غلتکی			بتن تحتانی		بتن رویه		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
SY	S3	S1	S1	S1	S3	S1			
۰,۸۳	-۴,۰۱	۰,۹۴	-۹,۲	۴,۳۴	-۵,۶۶	۱,۵۳	F10h	Northbridge	DBE
۰,۸۶	-۴,۹۵	۰,۹۸	-۱۱,۸	۳,۸۵	-۷,۰۸	۱,۵۹	F10h		
۰,۷	-۴,۵۱	۱,۳۴	-۱۰,۱	۴,۳۸	-۶,۶	۲,۰۶	NF10h		
۰,۶۹	-۵,۰۷	۱,۳۷	-۱۱,۳	۵,۲۶	-۷,۵	۲,۰۸	NF10h		
۰,۸	-۳,۶۴	۰,۹۱	-۹,۶۴	۴,۴۴	-۵,۰۷	۱,۴۹	F20h		
۰,۸۳	-۴,۷۷	۰,۹۵	-۱۳	۴,۰۵	-۶,۷۴	۱,۵۵	F20h		
۰,۷۲	-۴,۵۳	۱,۳۲	-۱۱,۲	۴,۷	-۶,۶۵	۲,۰۳	NF20h		
۰,۷۱	-۵,۱۲	۱,۳۵	-۱۲,۶	۵,۶۳	-۷,۵۳	۲,۰۷	NF20h		
۰,۷۸	-۳,۵۷	۰,۹	-۹,۷۶	۴,۴۳	-۴,۹۸	۱,۴۶	F25h		
۰,۸۳	-۴,۶۷	۰,۹۶	-۱۳,۴	۴,۱۳	-۶,۵۷	۱,۵۱	F25h		
۰,۷۳	-۴,۶۲	۱,۳۱	-۱۱,۶	۴,۸۱	-۶,۶۴	۲,۰۱	NF25h		
۰,۷۲	-۵,۱۲	۱,۳۴	-۱۳	۵,۷۵	-۷,۵	۲,۰۶	NF25h		
۰,۷۷	-۳,۵۶	۰,۸۸	-۱۰	۴,۴۱	-۴,۹	۱,۴۴	F30h		
۰,۸۱	-۴,۵۷	۰,۹۳	-۱۳,۸	۴,۲۲	-۶,۴۱	۱,۵۱	F30h		
۰,۷۳	-۴,۶۲	۱,۲۹	-۱۲	۴,۸۷	-۶,۵۹	۱,۹۹	NF30h		
۰,۷۲	-۵,۱۲	۱,۳۳	-۱۳,۴	۵,۸۳	-۷,۴۵	۲,۰۴	NF30h		

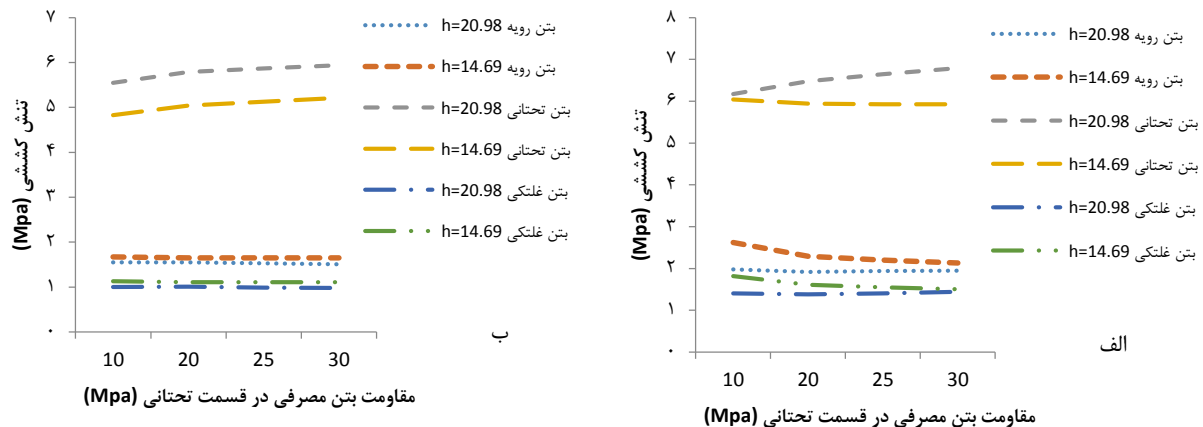
برای مدل‌های آنالیز شده سطح زلزله DBE، از مقایسه جداول فوق و تنشهای مجاز که برای مقاومتهای پیشنهادی در جدول (۴) آورده شده است، اینطور استنباط می‌شود که از لحاظ تنش‌های فشاری، مقادیر تنش کمتر از حدود مجاز می‌باشند. در مورد تنشهای کششی همچنان که از جداول فوق مشخص است در قسمت کوچکی از بدنه سد در قسمت بالادست و در بخش بتن معمولی قسمت تحتانی به علت تمرکز تنش، مقادیر تنش کششی از حد مجاز فراتر رفته است. در عمل، این تنشها با باز شدن درز بین سد و پی آزاد می‌شود. تنشهای قائم بر لیفتها که مقادیر حداکثر آنها در جداول (۵) تا (۱۰) خلاصه شده، نشان می‌دهد که در مواردی مقاومت مورد نظر بخش بتن غلتکی کافی نمی‌باشد و مقدار تنش کششی ایجاد شده از مقاومت کششی لیفت بیشتر است. در این حالت نظر به اینکه وضعیت تنش کششی در بخش رویه بتن معمولی نزدیک به این منطقه مناسب بوده و انتظار ترک خوردگی رویه نمی‌رود لذا ایجاد ضعفی در بخش بتن غلتکی ناشی از این افزایش تنش از حد مجاز مشکل ساز نخواهد شد. در حالت بارگذاری استثنائی سطح زلزله MCE، بدیهی است که ترک خوردن بدنه سد اجتناب ناپذیر است. لیکن در این حالت بارگذاری، ترک قابل قبول است و فقط انهدام کلی به صورتی که باعث رها شدن قسمت عمده آب دریاچه باشد نباید اتفاق بیافتد. به هر حال بخش عمده ای از این تنشها با باز شدن درزها و یا بدلیل ایجاد ترک آزاد خواهند شد. البته این امر باعث افزایش تنشهای فشاری در بدنه سد می‌شود که با توجه به فاصله زیاد حداکثر تنش فشاری تا حد مجاز، تصور نمی‌شود که سد دچار مشکل جدی بشود. ضمن اینکه باید

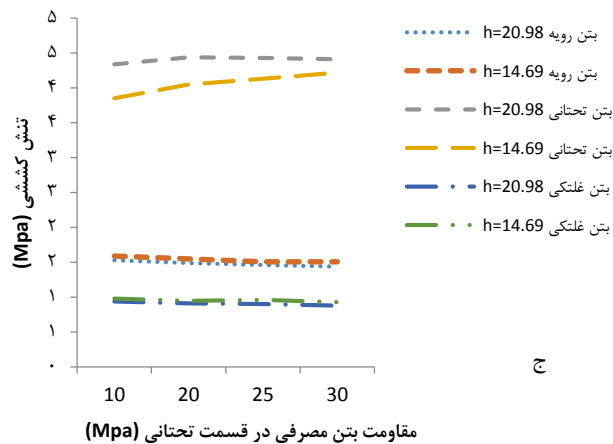


توجه داشت که تنشهای دینامیکی بصورت لحظه ای می باشند. در ادامه نمودارهایی برای مقایسه تنشهای کششی و فشاری و تنش قائم بر لیفت در قسمت‌های مختلف بدنه سد بر اساس سطح زلزله و رکوردهای مختلف در مدل‌هایی که قسمت تحتانی سد از بتن معمولی استفاده شده است ارائه می شود.

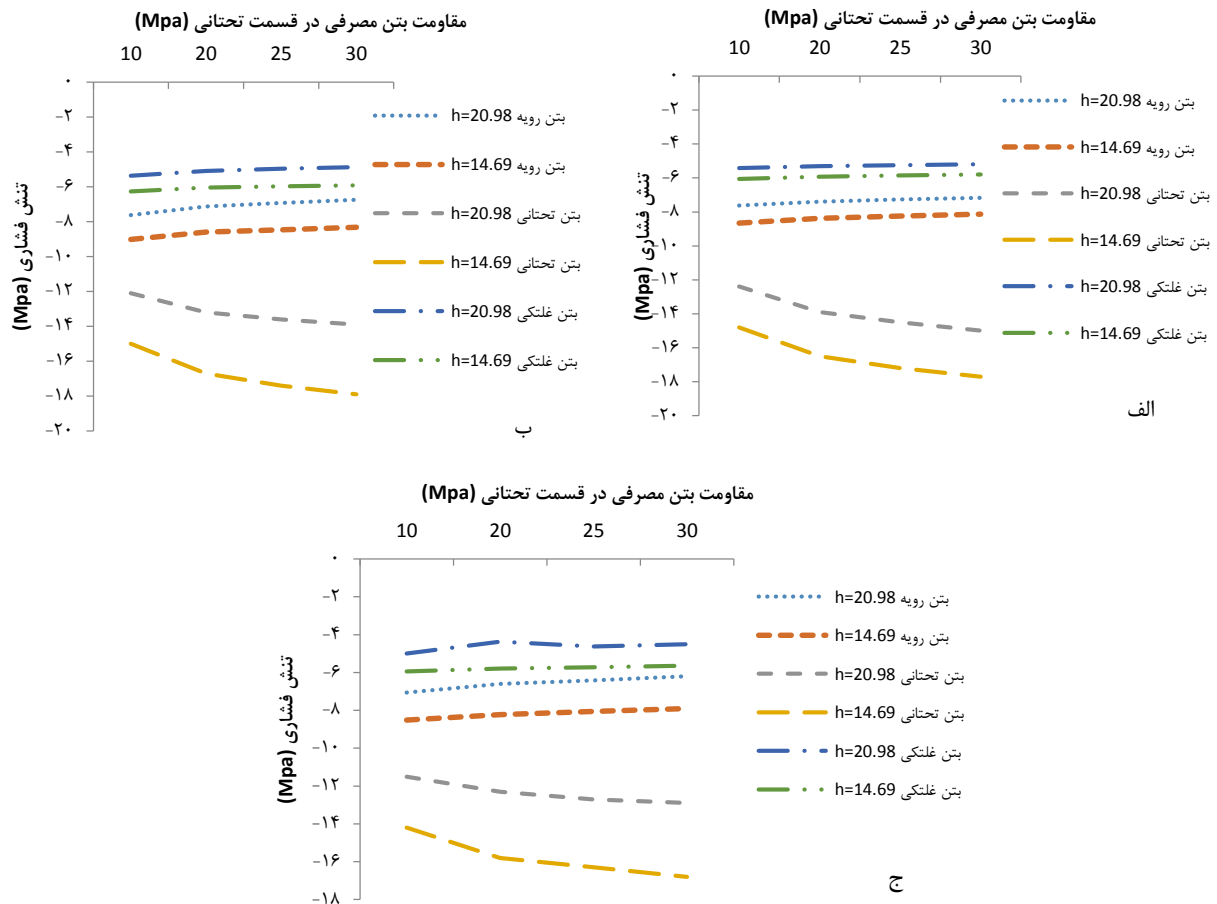


شکل ۱۱: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در قسمت‌های مختلف بدنه سد مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE، الف - رکورد زلزله Manjil، ب - رکورد زلزله Tabas، ج - رکورد زلزله Northridge.

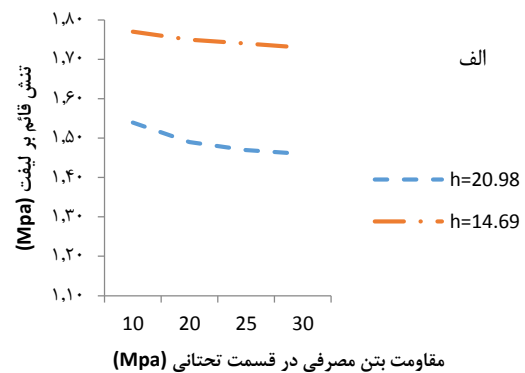
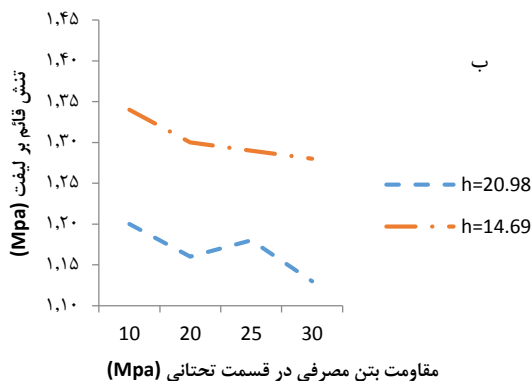
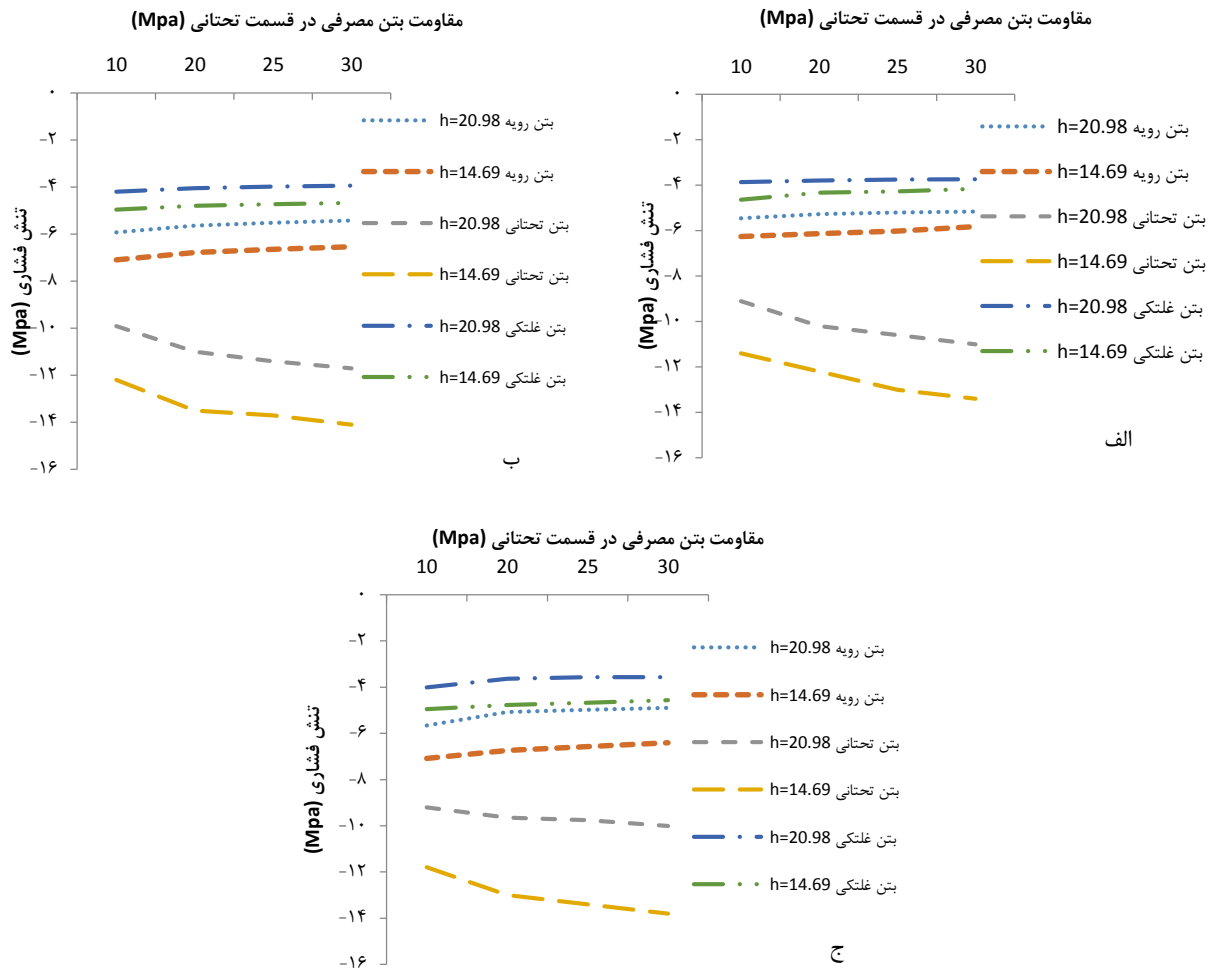


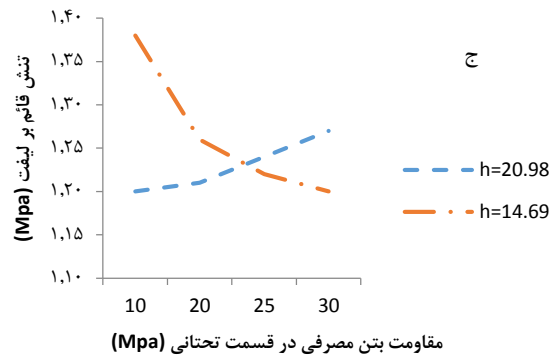


شکل ۱۲: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در قسمت‌های مختلف بدنه سد مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله DBE، الف- رکورد زلزله Kobe، ب- رکورد زلزله El-centro، ج- رکورد زلزله Northridge.

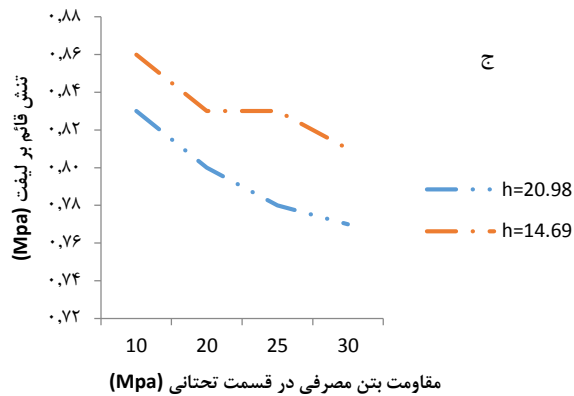
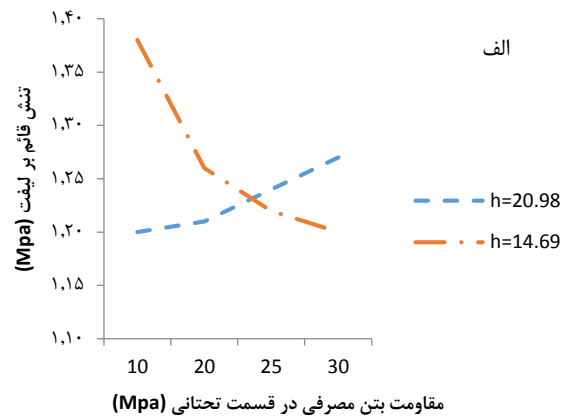
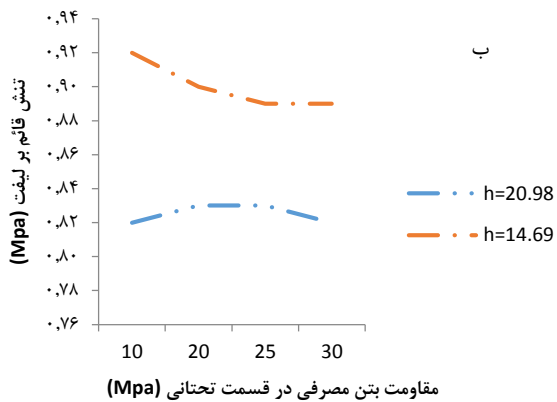


شکل ۱۳: ماکزیمم تنشهای اصلی فشاری (MPa) در قسمت‌های مختلف بدنه سد مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE، الف- رکورد زلزله Manjil، ب- رکورد زلزله Tabas، ج- رکورد زلزله Northridge.





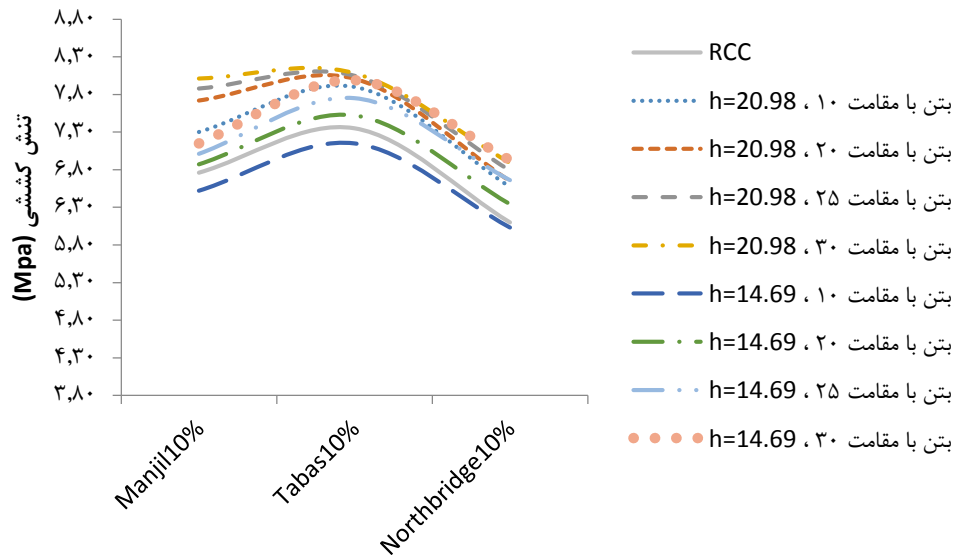
شکل ۱۵: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در قسمت بتن غلتکی مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE، الف- رکورد زلزله Manjil، ب- رکورد زلزله Tabas، ج- رکورد زلزله Northridge.



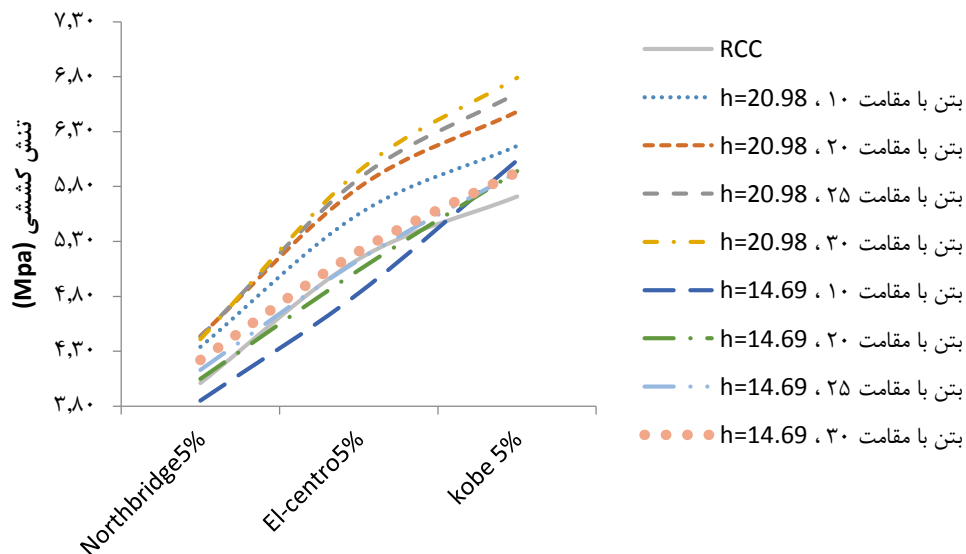
شکل ۱۶: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در قسمت بتن غلتکی مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله DBE، الف- رکورد زلزله Kobe، ب- رکورد زلزله El-Centro، ج- رکورد زلزله Northridge.



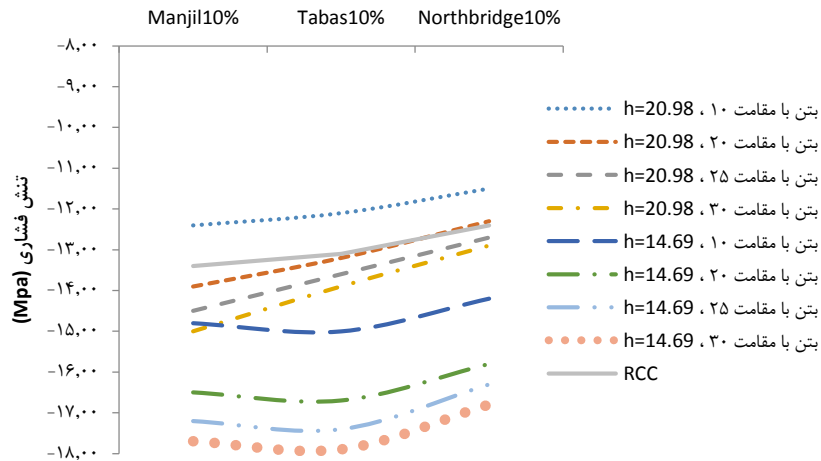
طبق گرافهای ترسیم شده مشاهده می شود که در مقطع سرریز، با کاهش ارتفاع قسمت بتن معمولی در قسمت تحتانی سد، تنش کششی در قسمت بتن رویه و بتن غلتکی افزایش می یابد، در حالیکه در قسمت بتن تحتانی با کاهش تنش کششی روبرو خواهیم بود. همینطور مشاهده می شود با کاهش ارتفاع قسمت بتن تحتانی، تنش فشاری در تمامی قسمتهای بدنه اعم از بتن رویه، بتن غلتکی و بتن تحتانی افزایش می یابد. تنش قائم بر لیفت نیز با کاهش ارتفاع در قسمت تحتانی، در بتن غلتکی با افزایش روبرو می باشد. در مقطع غیرسرریز، با کاهش ارتفاع قسمت بتن معمولی در قسمت تحتانی سد، تنش کششی و فشاری در تمام قسمتهای بدنه سد افزایش می یابند. تنش قائم بر لیفت نیز در قسمت بتن غلتکی با افزایش روبرو خواهد شد. در ادامه گرافهایی برای مقایسه تنش ها در مدل‌های مطرح شده با در نظر گرفتن بتن معمولی در قسمت تحتانی و مدل سد بتن غلتکی یکپارچه ارائه شده است.



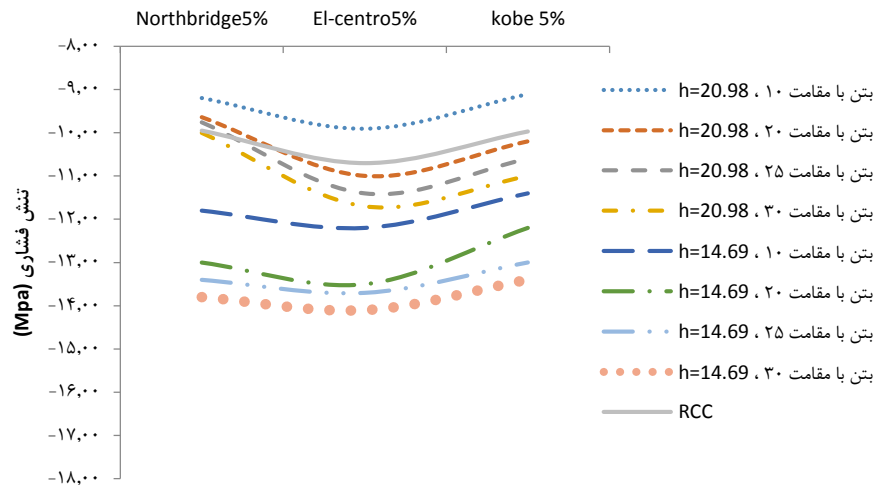
شکل ۱۷: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE.



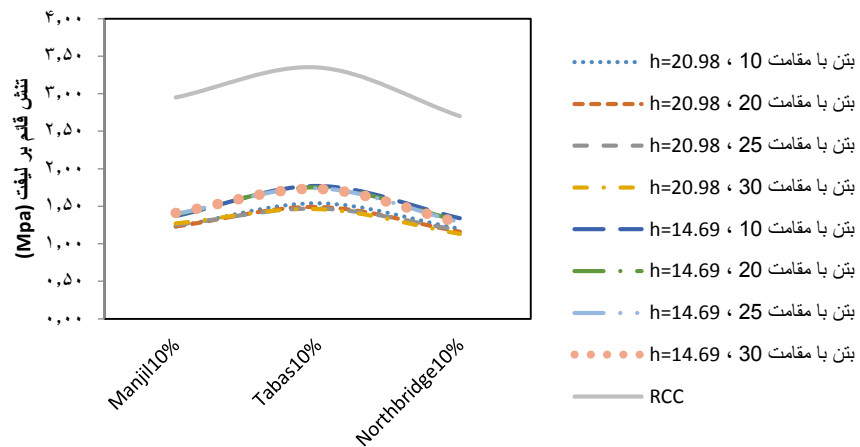
شکل ۱۸: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله DBE.



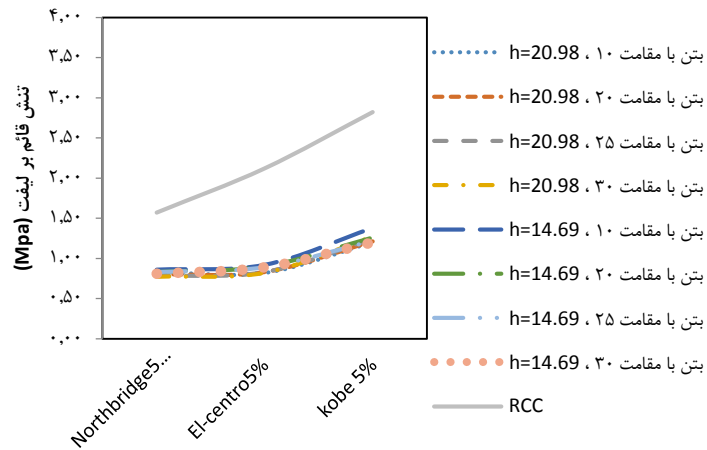
شکل ۱۹: ماکزیمم تنشهای اصلی فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE.



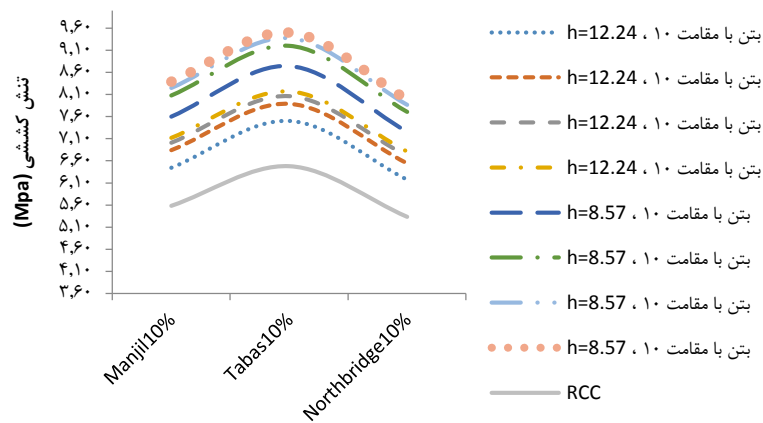
شکل ۲۰: ماکزیمم تنشهای اصلی فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله DBE.



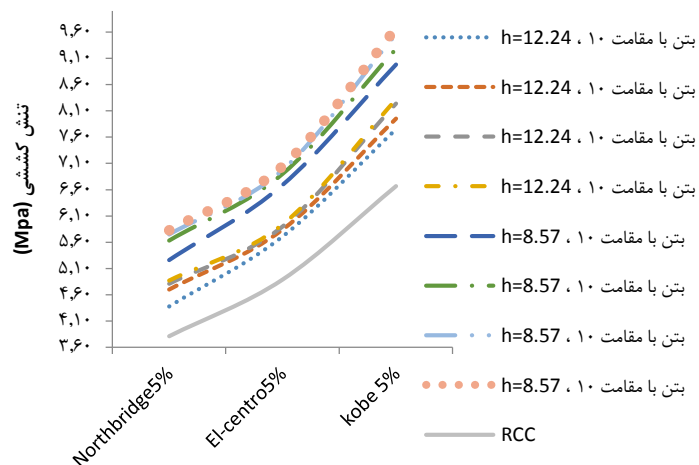
شکل ۲۱: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله MCE.



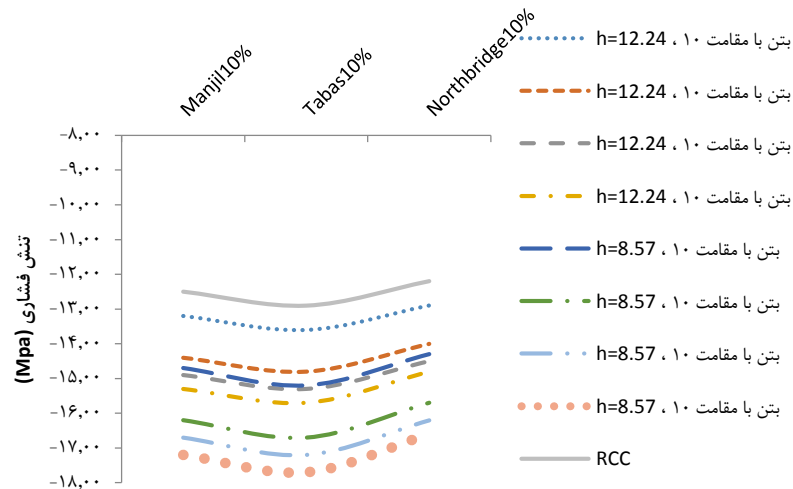
شکل ۲۲: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع سرریز متناظر سطح زلزله DBE.



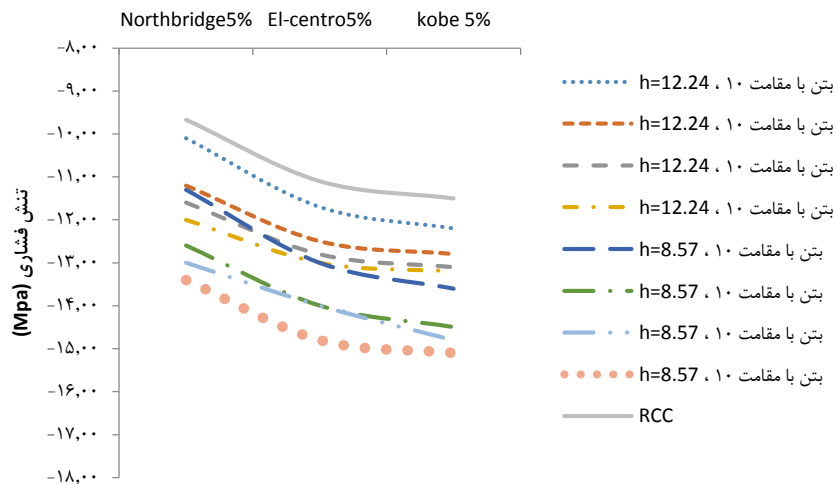
شکل ۲۳: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله MCE.



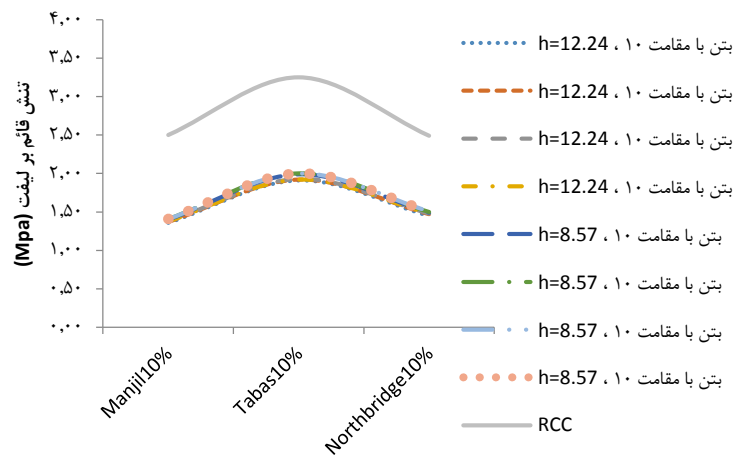
شکل ۲۴: ماکزیمم تنشهای اصلی کششی (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله DBE.



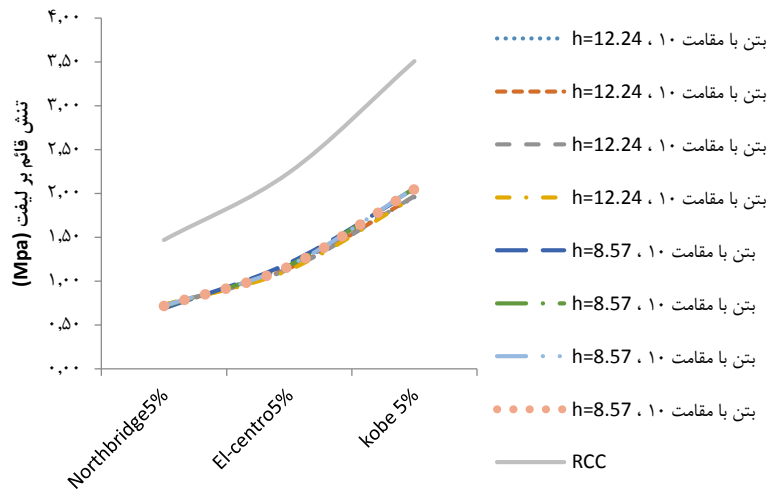
شکل ۲۵: ماکزیمم تنشهای اصلی فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله MCE.



شکل ۲۶: ماکزیمم تنشهای اصلی فشاری (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله DBE.



شکل ۲۷: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله MCE.



شکل ۲۸: ماکزیمم تنشهای قائم بر لیفت (MPa) در مدل‌های مطرح شده در مقطع غیرسرریز متناظر سطح زلزله DBE. ماکزیمم مولفه های تغییر مکان افقی و قائم تاج سد برای مدل‌های مختلف در جداول زیر ارائه می شود. با توجه به آنها می توان دریافت، حداکثر قدرمطلق جابجائی افقی تاج سد برای سطوح زلزله DBE و MCE به ترتیب ۸/۵۸ و ۹/۳۹ سانتیمتر می باشد که این مقادیر برای سدهای بتنی با چنین ارتفاعی قابل قبول است.

جدول ۱۱: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Manjil

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۳۹۸۶	۷,۷۳۸۵	F10h	Manjil	MCE
-۵,۷۹۲۵	۸,۱۳۴۱	F10h		
-۶,۴۵۳۹	۷,۹۰۸	NF10h		
-۶,۴۳۴۱	۸,۴۸۶۴	NF10h		
-۵,۳۳۸۶	۷,۵۰۴۵	F20h		
-۵,۷۴۰۸	۷,۸۵۲۷	F20h		
-۶,۴۱۷۴	۸,۳۳۴۳	NF20h		
-۶,۴۰۸۶	۸,۴۰۴۷	NF20h		
-۵,۳۱۸۷	۷,۴۳۲	F25h		
-۵,۶۶۶۶	۷,۷۵۶۵	F25h		
-۶,۳۹۴۸	۸,۳۲۹	NF25h		
-۶,۴	۸,۳۷۳	NF25h		
-۵,۳۰۳۳	۷,۳۷۶۷	F30h		
-۵,۷۱۰۴	۷,۶۸۹۴	F30h		
-۶,۳۸۵۴	۸,۲۹۰۹	NF30h		
-۶,۳۹۳۴	۸,۳۴۶۸	NF30h		



جدول ۱۲: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Tabas

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۴۱	۷,۸۱۰۲	F10h	Tabas	MCE
-۵,۷۷۶۱	۸,۵۷۴۲	F10h		
-۶,۴۳۹۴	۹,۳۵۰۱	NF10h		
-۶,۴۱۹۲	۹,۳۸۳۶	NF10h		
-۵,۳۴۸۸	۷,۲۵۶۹	F20h		
-۵,۷۲۳۸	۸,۲۳۸۴	F20h		
-۶,۴۰۲۳	۹,۱۴۸۵	NF20h		
-۶,۳۹۳۳	۹,۲۳۱۳	NF20h		
-۵,۳۲۸۵	۷,۰۷۰۹	F25h		
-۵,۶۸۵۵	۷,۸۴۹۵	F25h		
-۶,۳۷۹۳	۹,۱۱۷۷	NF25h		
-۶,۳۸۴۶	۹,۱۷۶۶	NF25h		
-۵,۳۱۲۸	۶,۹۲۷۸	F30h		
-۵,۶۹۳	۸,۰۱۲۱	F30h		
-۶,۳۶۹۸	۹,۰۵۷۵	NF30h		
-۶,۳۷۷۹	۹,۱۳۲۶	NF30h		

جدول ۱۳: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله MCE، رکورد زلزله Northbridge

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۳۷۵۷	۷,۰۵۳۳	F10h	Northbridge	MCE
-۵,۷۲۰۵	۷,۸۱۳۱	F10h		
-۶,۳۸۱۶	۸,۳۱۱۷	NF10h		
-۶,۳۶۱۵	۸,۳۵۱۳	NF10h		
-۵,۳۱۴۷	۶,۴۹۶	F20h		
-۵,۶۶۸۴	۷,۴۷۴۶	F20h		
-۶,۳۴۴۷	۸,۱۹۴۷	NF20h		
-۶,۳۳۵۷	۸,۲۶۸۹	NF20h		
-۵,۲۹۴۶	۶,۴۲۴۶	F25h		
-۵,۶۵۰۸	۷,۳۴۱۶	F25h		
-۶,۲۶۹۸	۸,۱۸۵	NF25h		
-۶,۳۲۷۱	۸,۲۳۳۷	NF25h		
-۵,۲۷۸۹	۶,۳۵۶	F30h		
-۵,۶۳۷۹	۷,۲۳۱۹	F30h		
-۶,۳۱۲۳	۸,۱۳۹۹	NF30h		
-۶,۳۲۰۴	۸,۲۰۳۴	NF30h		


جدول ۱۴: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله Kobe

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۷۷۱۹	۵,۷۶۲۵	F10h	Kobe	DBE
-۶,۱۲۱۳	۶,۶۳۸۶	F10h		
-۶,۸۵۸۸	۸,۵۴۹۱	NF10h		
-۶,۸۴۲۴	۸,۵۷۲۸	NF10h		
-۵,۷۰۴۳	۵,۵۵۳۴	F20h		
-۶,۰۷۲۶	۵,۹۷۹۹	F20h		
-۶,۸۱۶۲	۸,۱۶۴	NF20h		
-۶,۸۱۲۵	۸,۲۷۸۸	NF20h		
-۵,۶۸۱۹	۵,۵۲۸۸	F25h		
-۶,۰۵۸۳	۵,۷۸۵۷	F25h		
-۶,۷۹۵۸	۸,۰۳۴۵	NF25h		
-۶,۸۰۲۴	۸,۱۵۸۹	NF25h		
-۵,۶۶۴۵	۵,۵۱۴۵	F30h		
-۶,۰۴۷۲	۵,۶۴۷۵	F30h		
-۶,۷۸۴۸	۷,۹۰۲۹	NF30h		
-۶,۷۹۴۶	۸,۰۵۸۶	NF30h		

جدول ۱۵: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله El-centro

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۷۸۵۶	۵,۷۲۷۷	F10h	El-centro	DBE
-۶,۱۳۲	۶,۱۸۸۱	F10h		
-۶,۸۶۴۷	۷,۳۲۴۲	NF10h		
-۶,۸۴۸۳	۷,۳۱۳۲	NF10h		
-۵,۷۱۷۳	۵,۴۳۸۴	F20h		
-۶,۰۸۷۹	۵,۸۸۱۸	F20h		
-۶,۸۲۱۷	۶,۹۸۹۹	NF20h		
-۶,۸۱۸۱	۷,۰۵۷۹	NF20h		
-۵,۶۹۴۷	۵,۳۵۳۶	F25h		
-۶,۰۷۳۴	۵,۷۸۹۹	F25h		
-۶,۸۰۱۲	۶,۹۰۶۴	NF25h		
-۶,۸۰۷۹	۶,۹۸۱۷	NF25h		
-۵,۶۷۷۱	۵,۲۸۴۷	F30h		
-۶,۰۶۲۳	۵,۷۲۱۵	F30h		
-۶,۷۹	۶,۸۲۶۸	NF30h		
-۶,۸	۶,۹۲۱۵	NF30h		



جدول ۱۶: ماکزیمم مولفه های جابجائی در طول زمان (Cm)، در مدل‌های مطرح متناظر سطح زلزله DBE، رکورد زلزله Northbridge

ماکزیمم جابجائی تاج سد		نام مدل	رکورد زلزله	سطح زلزله
مولفه قائم	مولفه افقی			
-۵,۷۵۸۶	۴,۷۰۴	F10h	Northbridge	DBE
-۶,۱۰۲۶	۵,۴۹۲۱	F10h		
-۶,۸۳۰۵	۵,۱۴۰۲	NF10h		
-۶,۸۱۴۲	۵,۱۸۹۳	NF10h		
-۵,۶۹۱۱	۴,۴۲۱۲	F20h		
-۶,۰۵۹۱	۵,۱۵۳۵	F20h		
-۶,۷۸۸	۵,۲۰۵۷	NF20h		
-۶,۷۸۴۳	۵,۲۵۰۷	NF20h		
-۵,۶۶۸۸	۴,۲۹۹۶	F25h		
-۶,۰۴۴۸	۵,۰۵۲۹	F25h		
-۶,۷۶۷۷	۵,۲۸۹۵	NF25h		
-۶,۷۷۴۳	۵,۲۶۸۳	NF25h		
-۵,۶۵۱۴	۴,۱۹۷۵	F30h		
-۶,۰۳۳۸	۴,۹۵۶۹	F30h		
-۶,۷۵۶۶	۵,۳۱۸۷	NF30h		
-۶,۷۶۶۵	۵,۲۹۹۹	NF30h		

۶- جمع بندی و نتیجه گیری

به طور کلی بتن غلتکی بتنی است که با غلتک کوبیده شده و پیش از گیرش باید وزن غلتک‌ها را تحمل کند و پس از سخت شدن بتواند در برابر نیروهای وارده به آن تاب آورد. در ساختن بتن غلتکی میزان عملیات دستی (غیر ماشینی) مورد نیاز در مقایسه با عملیات ساخت بتن‌های معمولی کمتر است. ساختمان سدهای بتن غلتکی طوری است که نه تنها معایب سدهای خاکی در آن‌ها بر طرف شده (مثل نشت آب از بدنه، جدا بودن سازه‌های هیدرو لیکی از سد و عدم مقاومت در مقابل جریانات بیش از سیل طراحی در هنگام سرریز از تاج سد) بلکه نسبت به سدهای بتنی وزنی از مزایای زیادی برخوردار هستند. در نظر است با انجام این تحقیق میزان تاثیرگذاری جایگزینی بتن معمولی بجای بتن غلتکی در قاعده سد به لحاظ چگونگی توزیع تنش‌ها و تغییرشکل‌ها تحت بارگذاریهای مختلف اعمال شده به سد، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته و تحقیق گردد بتن معمولی در صورت استفاده می‌بایست دارای چه مشخصه‌های مقاومتی و هندسی باشد تا بهترین توزیع به لحاظ تنش و تغییرشکل در سد ایجاد گردد. نتایج بدست آمده را می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

۱- طبق گرافهای ترسیم شده مشاهده می‌شود که در مقطع سرریز، با کاهش ارتفاع قسمت بتن معمولی در قسمت تحتانی سد، تنش کششی در قسمت بتن رویه و بتن غلتکی افزایش می‌یابد، در حالیکه در قسمت بتن تحتانی با کاهش تنش کششی روبرو خواهیم بود. همینطور مشاهده می‌شود با کاهش ارتفاع قسمت بتن تحتانی، تنش فشاری در تمامی قسمت‌های بدنه اعم از بتن رویه، بتن غلتکی و بتن تحتانی افزایش می‌یابد. تنش قائم بر لیفت نیز با کاهش ارتفاع در قسمت تحتانی، در بتن غلتکی با افزایش روبرو می‌باشد.

۲- بهمین ترتیب در مقطع غیرسرریز، با کاهش ارتفاع قسمت بتن معمولی در قسمت تحتانی سد، تنش کششی و فشاری در تمام قسمت‌های بدنه سد افزایش می‌یابند. تنش قائم بر لیفت نیز در قسمت بتن غلتکی با افزایش روبرو خواهد شد.



۳- همانطور که در گرافها مشاهده می شود با کاهش ارتفاع قسمت بتن تحتانی، در مقطع سرریز جابجائی افقی و قائم افزایش می یابند. درمقطع غیر سرریز نیز افزایش جابجائی افقی مشاهده گردید، اما جابجائی قائم در دو مدل NF10 و NF20 کاهش یافته و در دو مدل NF25 و NF30 افزایش می یابد.

در انتها می توان بیان نمود برای مدل‌های آنالیز شده سطح زلزله DBE، از مقایسه این جداول و تنشهای مجاز که برای مقاومت‌های پیشنهادی آورده شده است، اینطور استنباط می شود که از لحاظ تنش های فشاری، مقادیر تنش کمتر از حدود مجاز می باشند. در مورد تنشهای کششی همچنان که از جداول فوق مشخص است در قسمت کوچکی از بدنه سد در قسمت بالادست و در بخش بتن معمولی قسمت تحتانی به علت تمرکز تنش، مقادیر تنش کششی از حد مجاز فراتر رفته است. در عمل، این تنشها با باز شدن درز بین سد و پی آزاد می شود. تنشهای قائم بر لیفتها نشان می دهد که در مواردی مقاومت مورد نظر بخش بتن غلتکی کافی نمی باشد و مقدار تنش کششی ایجاد شده از مقاومت کششی لیفت بیشتر است. در این حالت نظر به اینکه وضعیت تنش کششی در بخش رویه بتن معمولی نزدیک به این منطقه مناسب بوده و انتظار ترک خوردگی رویه نمی رود لذا ایجاد ضعیفی در بخش بتن غلتکی ناشی از این افزایش تنش از حد مجاز مشکل ساز نخواهد شد. در حالت بارگذاری استثنائی سطح زلزله MCE، بدیهی است که ترک خوردن بدنه سد اجتناب ناپذیر است. لکن در این حالت بارگذاری، ترک قابل قبول است و فقط انهدام کلی به صورتی که باعث رها شدن قسمت عمده آب دریاچه باشد نباید اتفاق بیافتد. به هر حال بخش عمده ای از این تنشها با باز شدن درزها و یا بدلیل ایجاد ترک آزاد خواهند شد. البته این امر باعث افزایش تنشهای فشاری در بدنه سد می شود که با توجه به فاصله زیاد حداکثر تنش فشاری تا حد مجاز، تصور نمی شود که سد دچار مشکل جدی بشود. ضمن اینکه باید توجه داشت که تنشهای دینامیکی بصورت لحظه ای می باشند. همچنین تنشهای کششی که در نواحی بالادست برای بتن معمولی بدست آمد، واقعی نبوده و این بدلیل عدم مدلسازی درز بین بتن و پی می باشد که به هر حال در عمل در هنگام به کشش افتادن، باز شده و تنشهای کششی مورد نظر در این نواحی رها خواهد شد.

۷- مراجع

- 1--Chakrabarti, P., and Chopra, A. K., 1973, **Hydrodynamic Pressures and Response of Gravity Dams to Vertical Earthquake Component**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1, 325-335.
- 2- Fok, K. and Chopra, A. K., 1986, **Earthquake Analysis of Arch Dams including Dam-Water-Interaction reservoir Boundary Absorption and Foundation Flexibility**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14, 155-184.
- 3- Nazari, A. and Riahi, S., 2011, **The effects of SiO₂ nanoparticles on physical and mechanical properties of high strength compacting concrete**, Composites Part B: Engineering. 42(3), 570-578.
- ۴- شکرچی زاده، م.، قاسمی، ه.، ۱۳۹۰، بتن غلتکی در سد سازی، دانشگاه تهران.
- 5- Fares, Y. A., 2008, **Roller-Compacted concrete Dams: Design and Construction Trends**, Hydro Review. HCI Publications.
- 6- Karlsson, T. and Tallberg, j., 2011, **Concrete Face Rockfill dam compared to Roller Compacted concrete Dam**, Master of Science Thesis in the master's Programme Geo and Water Engineering.



- ۷- باقری، ع.، ۱۳۷۸، بررسی تأثیر استفاده از میکرو سیلیس روی خواص مکانیکی بتن غلتکی، طرح پژوهشی. دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی.
- ۸- اکبر نژاد، ص. حسنی، ا.، ۱۳۸۵، مطالعه رفتار مکانیکی بتن غلتکی با مصالح ریزدانه غیر خمیری برای کاربرد در روسازیهای بتنی، پایان نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.
- ۹- باقری، ع. محمودیان، م. و فخری، م.، ۱۳۸۵، تأثیر عملآوری بر خواص بتنهای غلتکی روسازی راه، با و بدون دوده سیلیس، پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره سوم، ص ۲۰-۳۵.
- ۱۰- مونسان، ع.، ۱۳۸۶، بررسی تأثیر دانسیته و نسبتهای اختلاط بر دوام رویههای بتن غلتکی در دوره های یخبندان، پایان نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشگاه امیرکبیر.
- 11- Senff, L., Labrincha, J. A., Ferreira, V. M., Hotza, D. and Repette, W. L., 2009, **Effect of nano-silica on rheology and fresh properties of cement pastes and mortars**, Construction and Building Materials. 23(7), 2487-2491.
- 12- Shih, J. Y., Chang, T. P. and Hsiao, T. C., 2006, **Effect of Nanosilica on characterization of Portland cement composite**, Materials Science and Engineering. 424(1-2), 266-274.
- 13- Ji, T., 2005, **Preliminary Study on the water Permeability and microstructure of concrete incorporating nano-SiO₂**, cement and concrete Research. 35(10), 1943-1947.
- 14- Li, H., Zhang, M. H. and Ou, J. P., 2006, **Abrasion resistance of concrete containing nano-particles for pavement**, Wear, 260(11-12), 1262-1266.
- 15- Nirmala, j. and Dhanalakshmi, G., 2015, **Influence of nano materials in the distressed retaining structure for crack filling**, Construction and Building Materials. 88(30 July 2015), 225-231.
- ۱۶- محمدی، ی.، سیف الهی، ف.، ۱۳۹۴، بررسی تاثیر نانو سیلیس بر خواص مکانیکی (مقاومت فشاری و نفوذپذیری) بتن غلتکی در سدها، نشریه علمی-پژوهشی سد و نیروگاه برق آبی، سال دوم، شماره هفتم، زمستان ۱۳۹۴، ص ۱۳-۲۴.
- 17- Calayir, Y. and Karaton, M., 2005, **Seismic Fracture Analysis of Concrete Gravity Dams Including Dam-Reservoir Interaction**, Journal of Computers and Structures, 83, 1595-1606.
- 18- Chuhan, Z. and Guanglun, W., Shaomin, W. and Yuexing, D., 2002, **Experimental Tests of Rolled Compacted Concrete and Nonlinear Fracture Analysis of Rolled Compacted Concrete Dams**, Journal of Materials in Civil Engineering, 14(2), 108-115.
- 19- Zuohui, P., 2004, **Material Model of High Roller Compacted Concrete Dam**, Journal of Dam Engineering, 12, 143-166.
- ۲۰- غروی، م.، نورزاد، ع.، ۱۳۸۹، تحلیل لرزه ای خطی و غیر خطی سد بتن غلتکی جگین، مجله مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، سال سوم، شماره ۴، پاییز ۱۳۸۹، ص ۱۰-۱۷.
- ۲۱- مهندسین مشاور لار، ۱۳۸۶، گزارش تحلیل دینامیکی بدنه سد بداولی.