

# مدل سازی اثر ساخت سد خاکی بر روی مقاومت پی آبرفتی در برابر روانگرایی

رضا مهین روستا\* (استادیار)  
دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس  
رضا تقی نو (کارشناس ارشد)  
دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه زنجان

سازه‌های ژئوتکنیکی چنانچه بر روی مصالح آبرفتی مستعد روانگرایی احداث شوند، مقاومت در برابر روانگرایی پی بعد از ساخت سازه تغییر می‌کند؛ این مسئله به علت تغییرکردن بارهای لرزه‌یی وارد بر پی آبرفتی، میزان سربار وارده و تراکم مصالح در آبرفت پس از ساخت سد است. در این نوشتار، روشی جدید برای محاسبه‌ی تغییر تراکم مصالح پی آبرفتی پس از ساخت سد ارائه شده است که با استفاده از آن می‌توان با محاسبه‌ی مقاومت در برابر روانگرایی در پی و مقایسه‌ی آن با تنش‌های برشی حاصل از زلزله، ضریب اطمینان در برابر روانگرایی را محاسبه کرد. برای مقایسه، سه نوع بافت تراکمی ضعیف، متوسط و قوی در آبرفت ارائه شده و ضریب اطمینان در برابر روانگرایی، قبل و پس از ساخت سد مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: روانگرایی، اثر سربار، سد خاکی، چگالی نسبی، عدد نفوذ استاندارد.

## ۱. مقدمه

روانگرایی پدیده‌ی است که طی آن، مقاومت خاک ماسه‌یی در طول زلزله به دلیل افزایش فشار آب حفره‌یی به‌طور قابل توجهی کاهش یافته است و یا از بین می‌رود. این پدیده بیشتر در خاک‌ها و رسوبات سست اشماعی که در معرض بارهای دینامیکی قرار می‌گیرند، روی می‌دهد. در صورت وقوع روانگرایی خسارات متعددی به‌وقوع می‌پیوندد که به‌طور خلاصه می‌توان به فرونشست‌های زیاد، نشست‌های نامتقارن، و ناپایداری شیروانی‌ها اشاره کرد.

سدهای خاکی که به‌صورت هیدرولیکی ساخته شده‌اند و یا آن‌ها که بر روی پی‌های ضعیف ماسه‌یی قرار دارند، ممکن است در هنگام زلزله گسیخته شوند و فجایع جبران‌ناپذیری را به‌وجود آورند. سدهای خاکی مختلفی در دنیا وجود دارند که به‌دلیل وقوع روانگرایی در بدنه و یا پی، گسیختگی‌های عمده‌یی در آن‌ها به‌وجود آمده است. از جمله‌ی این سدها می‌توان به این موارد اشاره کرد:

-- وقوع روانگرایی در پی و بدنه‌ی سد شفیلد<sup>۱</sup> به ارتفاع ۷٫۶ متر در زلزله‌ی کالیفرنیا (۱۹۲۵)؛<sup>[۱]</sup>

-- روانگرایی و گسیختگی کلی سد باطله Barahona به ارتفاع ۶۵ متر در زلزله‌ی شیلی (۱۹۲۸) که موجب مرگ ۵۴ نفر شد؛<sup>[۲]</sup>

-- سد سن‌فرناندو<sup>۲</sup> پایینی به ارتفاع ۴۳ متر که در زلزله‌ی ۱۹۷۱ دچار آسیب‌های

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۵/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۰/۳/۲۹، پذیرش ۱۳۹۰/۴/۱۸.

عمده‌یی شد.<sup>[۳]</sup> به‌طوری که پس از وقوع زلزله مصالح روان تا حدود ۶۱ متر پایین‌تر از پنجه‌ی سد حرکت کردند و شیب بالادست تا ۱۵ متر نشست کرد؛

-- روانگرایی در بستر بالادست سد کارسینگتون<sup>۳</sup> به ارتفاع حدود ۳۰ متر در انگلیس (۱۹۸۴) که منجر به ناپایداری در پوسته‌ی بالادست شد؛<sup>[۴]</sup>

-- روانگرایی در مصالح سُست پی آبرفتی سدهای خاکی مختلف از جمله سد شیولاکا<sup>۴</sup> در هندوستان با ارتفاع ۱۸ متر که در زلزله‌ی سال ۲۰۰۱ منجر به نشست تاج سد تا ۲ متر شد.<sup>[۵]</sup>

با توجه به این خرابی‌ها، قطعاً لازم است روانگرایی پی‌های آبرفتی در سدهای خاکی قبل از ساخت سد ارزیابی شود. این ارزیابی‌ها به دو صورت می‌تواند انجام شود: روش اول، روش مرسوم در پروژه‌های سدسازی است که در آن پی آبرفتی بدون اثر سربار سد بررسی شده است و تمهیدات لازم برای بهبود وضعیت پی انجام می‌شود. در حالت دوم که هدف مطالعات تحقیق حاضر است، ارزیابی روانگرایی در پی آبرفتی بعد از ساخت سد صورت می‌گیرد؛ در این صورت می‌توان از تراکم پی آبرفتی حاصل از احداث سد استفاده کرد و با توجه به بهبود نسبی وضعیت پی در جهت اقتصادی بودن طرح عمل کرد.

از عوامل اصلی مؤثر بر روانگرایی خاک‌ها، میزان تراکم و شرایط تنش در آن‌هاست، لذا لازم است تا اثر تغییر تراکم مصالح و شرایط تنش حاصل از سربارهایی مانند یک سد خاکی بررسی شود. محققان مختلفی اثر ساخت سازه بر روی روانگرایی پی آبرفتی را بررسی کرده‌اند. مثلاً با انجام آزمایش‌های سانتی‌یفوژ بر روی مدل یک

سد خاکی دارای هسته‌ی رسی بر روی آبرفت مستعد روانگرایی، بهبود مقاومت در برابر روانگرایی در پی آبرفتی مشاهده شد.<sup>[۷۶]</sup> همچنین با بررسی اثر ساخت سد ستارخان در پتانسیل روانگرایی پی آبرفتی مشاهده شد که احتمال روانگرایی در پی آبرفتی پس از احداث سد و در دوران بهره‌برداری آن نسبت به شرایط طبیعی آبرفت کاهش می‌یابد، البته تحلیل‌ها براساس روابط معمولی بر روی آبرفت طبیعی بوده و همچنین تراکم خاک محل به علت احداث سد خاکی نیز در نظر گرفته نشده است.<sup>[۸]</sup> و نیز اثر احداث سازه بر استعداد روانگرایی ناشی از موج در نهشته‌های ماسه‌یی بستر دریا بررسی و در نهایت با ارزیابی روانگرایی به روشی ساده مشاهده شد که وجود سازه بر نهشته‌های ماسه‌یی شل، سبب افزایش استعداد روانگرایی و یا بروز این پدیده خواهد شد.<sup>[۹]</sup>

همچنین با استفاده از یک مدل غیرخطی سخت‌شونده‌ی سینماتیکی روانگرایی در پی آبرفتی کاملاً آشباع به ضخامت ۵ متر زیر خاکریز با ارتفاع ۵ متر مطالعه و مشاهده شد که نسبت فشار آب حفره‌یی در زیر خاکریز که تحت تأثیر تنش‌های خاکریز قرار دارد، در مقایسه با نقاط هم‌تراز در آبرفت طبیعی، بسیار کمتر است و این مسئله فقط به دلیل وجود خاکریز بر روی پی به وجود آمده است.<sup>[۱۰]</sup>

بررسی‌هایی نیز بر روی احداث سازه‌ی ساختمان صنعتی بر شروع روانگرایی در آبرفت زیرین انجام شد و این تذکر داده شد که فشار سربار، مشخصات زلزله و نسبت طول به عرض پی از جمله مهم‌ترین پارامترها برای بررسی پتانسیل روانگرایی هستند و در نهایت روشی تقریبی برای بررسی اثر تنش سربار بر پتانسیل روانگرایی ارائه شد.<sup>[۱۱]</sup>

در نهایت نیز به بررسی روانگرایی در سد خاکی با ارتفاع ۳۴ متر بر روی آبرفت با پتانسیل روانگرایی به عمق ۲۰ متر پرداخته شد، و از مدل غیرخطی Fin برای برآورد افزایش فشار آب حفره‌یی در پی آبرفتی استفاده شد. با انجام تحلیل‌های دینامیکی و مقایسه‌ی نقاط مختلف پی آبرفتی در زیر سد و در خارج محدوده‌ی سد، این نتیجه به دست آمد که با ساخت سد به دلیل افزایش مدول برشی آبرفت زیر محور سد، تغییر شکل‌پذیری آبرفت در طول زلزله کاهش می‌یابد و عملاً افزایش فشار آب حفره‌یی در آن محدوده کمتر خواهد بود. بدین ترتیب، ساخت سد به کاهش وقوع روانگرایی در آبرفت زیر سد کمک خواهد کرد، البته این اثر هر چه از محور سد به سمت پنجه‌های بالادست و پایین دست برود، کاهش می‌یابد.<sup>[۱۲]</sup> همان‌طور که مشاهده می‌شود، معمولاً ساخت سد منجر به افزایش مقاومت در برابر روانگرایی آبرفت می‌شود، اما به دلیل پیچیده بودن چگونگی بهبود روانگرایی بعد از ساخت سد از یک طرف و از طرفی به دلیل محافظه‌کارانه بودن بررسی آبرفت طبیعی، این امر در پروژه‌های سدسازی چندان مورد توجه قرار نگرفته است؛ درحالی‌که با انجام آن می‌توان از برداشت کامل پی و یا هزینه‌های هنگفتی که برای افزایش ضریب اطمینان در برابر روانگرایی صرف می‌شود تا حد زیادی جلوگیری کرد.

با توجه به اینکه شرایط آبرفت قبل از ساخت (بدون سربار اضافی) و بعد از ساخت (با سربارهای اضافی) کاملاً تغییر می‌کنند، لازم است تا موارد و پارامترهایی که در این میان تغییر می‌کنند مورد بررسی قرار گیرند؛ از این قبیل می‌توان به تغییرات: سربار موجود، تراکم خاک (نسبت تخلخل و کرنش حجمی خاک)، مشخصات خاک از جمله چگالی خاک و به تناسب آن تغییر در مدول برشی و میرایی خاک، تغییر در تنش‌های برشی، و نهایتاً تغییرات پاسخ‌های دینامیکی اشاره کرد.

در این تحقیق، در ابتدا روش محاسبه‌ی ضریب اطمینان در برابر روانگرایی با توجه به آخرین یافته‌های کاربردی محققان ارائه می‌شود که در آن می‌توان اثر اضافی تنش حاصل از سربار و تنش‌های برشی ایجاد شده در پی را در ارزیابی مقاومت برشی در برابر روانگرایی در نظر گرفت. سپس روشی نوین برای اصلاح چگالی نسبی

در پی آبرفتی به دلیل تراکم حاصل از ساخت سازه ارائه می‌شود که با استفاده از آن می‌توان بافت تراکمی پس از ساخت سد را تعیین کرد. با استفاده از روش معرفی شده، پتانسیل روانگرایی در آبرفت قبل از ساخت سد، پس از ساخت سد، و همچنین پس از ساخت سد با اصلاح تراکم با روش ارائه شده در این تحقیق، در سه بافت تراکمی مختلف در آبرفت، محاسبه و نتایج با هم مقایسه می‌شوند. با توجه به آنکه با احداث سد، وضعیت تنش‌های قائم و برشی در پی آبرفتی تغییر می‌کنند، لازم است تحلیل دینامیکی در این وضعیت انجام شود. تحلیل‌های دینامیکی با روش معادل خطی و به صورت یک برنامه‌ی جانبی (Fish) به نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC معرفی شده است.<sup>[۱۳]</sup> در همین برنامه با توجه به روش ارائه شده در این نوشتار، میزان مقاومت برشی در برابر روانگرایی در پی سد محاسبه و در نهایت ضریب اطمینان در برابر روانگرایی در نقاط مختلف پی سد بررسی می‌شود.

## ۲. ارزیابی پتانسیل روانگرایی

پس از ارزیابی‌های کیفی براساس نتایج آزمایش‌های شاخص خاک مانند دانه‌بندی، حدود اتربرگ و... لازم است در نقاطی از پی آبرفتی که مشکوک به روانگرایی هستند به صورت کمی نیز ارزیابی روانگرایی صورت گیرد. در روش‌های معمول بررسی پتانسیل روانگرایی، دو پارامتر نسبت تنش برشی حاصل از زلزله (CSR)<sup>۵</sup>، و نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی (CRR)<sup>۶</sup> با هم مقایسه می‌شوند؛ در صورتی که نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی کمتر از نسبت تنش برشی حاصل از زلزله باشد، روانگرایی رخ خواهد داد. در ادامه، نحوه‌ی محاسبه‌ی هر یک از این دو پارامتر به‌طور خلاصه ارائه شده است.

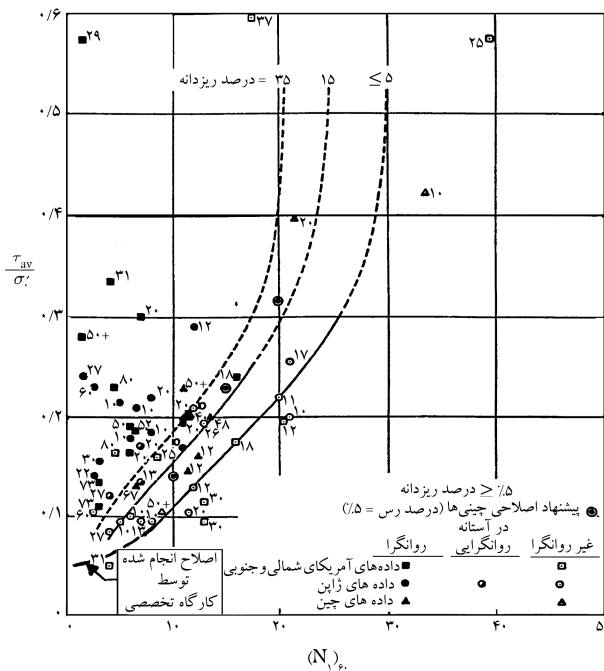
### ۲.۱. محاسبه‌ی نسبت تنش برشی حاصل از زلزله

برای محاسبه‌ی مقدار نسبت تنش برشی حاصل از زلزله در آبرفت‌های نسبتاً مسطح، رابطه‌ی ۱ ارائه شده است:<sup>[۱۴]</sup>

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{v.}) = 0.65 (a_{max} / g) (\sigma_{v.} / \sigma'_{v.}) r_d \quad (1)$$

که در آن،  $a_{max}$  شتاب بیشینه‌ی افقی زلزله در سطح زمین،  $g$  شتاب گرانشی،  $\sigma_{v.}$  و  $\sigma'_{v.}$  به ترتیب تنش‌های کل و مؤثر در نقطه‌یی است که ارزیابی روانگرایی در آن انجام می‌شود.  $r_d$  نیز ضریب کاهش تنش است که به منظور در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری خاک استفاده می‌شود که خود به بزرگی زلزله و سرعت موج برشی در خاک وابسته است.

در بررسی پتانسیل روانگرایی در سدهای خاکی موجود و پی‌ها لازم است روش دیگری برای محاسبه‌ی نسبت تنش برشی استفاده شود، چرا که در این شرایط به دلیل ساخت سد، تنش برشی اولیه در پی آبرفتی وجود دارد و علاوه بر آن وجود سد، موجب تغییر در پاسخ سیستم سد و پی در برابر بارهای لرزه‌یی می‌شود. درحقیقت، در این وضعیت دیگر نمی‌توان از ضریب تقریبی  $r_d$  برای بیان تغییرات شتاب در عمق استفاده کرد. بنابراین لازم است تحلیل‌های دینامیکی با در نظر گرفتن مقطع هندسی سد و آبرفت زیر آن انجام شود. در این تحقیق برای محاسبه‌ی نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) از تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی بر روی سیستم سد و پی استفاده می‌شود. پس از انجام تحلیل دینامیکی، تاریخچه‌ی تنش برشی ایجاد شده در هر نقطه از شبکه‌ی المان‌های محدود ترسیم می‌شود و در نهایت بیشینه‌ی تغییرات تنش برشی دینامیکی نسبت به تنش‌های برشی در شرایط اولیه



شکل ۲. رابطه‌ی بین نسبت مقاومت برشی تناوبی و  $(N_1)_{60}$  برای زلزله‌ی با بزرگای ۷/۵ ریشتر.<sup>[۱۵]</sup>

مستقیماً از رابطه‌ی سطر دوم جدول ۱ محاسبه می‌شود، در حالی‌که در روش‌های دوم و سوم، این ضریب به صورت سعی و خطا از خود عدد  $(N_1)_{60}$  محاسبه می‌شود. در قسمت دوم، تنش‌های سربار مستقیماً در محاسبه‌ی نسبت مقاومت برشی ظاهر می‌شود؛ در روش اول و دوم از جدول ۱، این تصحیح مستقیماً توسط ضریب  $K_\sigma$  در رابطه‌ی CRR اعمال می‌شود، در حالی‌که در روش سوم، اثر تنش قائم مستقیماً در ضریب  $C_\xi$  و در نهایت در اصلاح‌شده‌ی عدد  $(N_1)_{60}$  یعنی  $(N_{1\xi})_{60}$  ظاهر می‌شود؛ در واقع در روش سوم، اثر دوگانه‌ی تنش سربار فقط با یک رابطه به صورت رابطه‌ی ۳ بیان شده است:

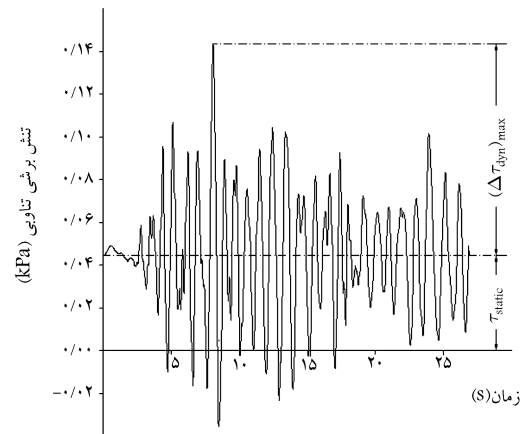
$$(N_{1\xi})_{60} = C_\xi \cdot (N_1)_{60} = C_\xi \cdot C_N \cdot N_{60} \quad (3)$$

با استفاده از رابطه‌ی ۳ در شکل ۲ می‌توان مستقیماً تصحیح دوگانه‌ی تنش سربار را انجام داد. در تحقیق حاضر نیز از این روش برای اصلاح تنش سربار استفاده شده است.

### ۲.۲.۲. تصحیح نسبت مقاومت برشی به دلیل تنش برشی اولیه

وجود تنش‌های برشی استاتیکی اولیه در سطوح شیب‌دار و یا ناشی از بارگذاری تکیلی سازه مانند احداث سد خاکی بر روی آبرفت نیز بر روی پتانسیل روانگرایی آبرفت تأثیر دارد. میزان اهمیت نسبی این تنش‌های برشی معمولاً با پارامتر  $\alpha$  که بیان‌گر نسبت تنش برشی محرک بر روی یک صفحه‌ی افقی  $(\tau_{hv})$  به تنش قائم مؤثر اعمالی بر همان صفحه است  $(\alpha = \tau_{hv} / \sigma'_v)$ ، بیان می‌شود. محققان مختلف روابط گوناگون و پراکنده‌ی برای تعیین فاکتور تأثیر تنش برشی استاتیکی اولیه  $K_\alpha$  در کمیته‌ی تخصصی NCEER پیشنهاد داده و در مقاله‌ی بود و همکاران<sup>[۱۵]</sup> مورد بحث قرار گرفت، اما در همان‌جا ذکر شد که لازم است مطالعات آزمایشگاهی و صحرایی بیشتری برای تعیین آن به عمل آید. در آخرین مطالعاتی که انجام شده است مقدار  $K_\alpha$  برای ماسه‌ی تمیز به صورت رابطه‌ی ۴ ارائه شده است:<sup>[۱۷]</sup>

$$K_\alpha = a + b \exp\left(\frac{-\xi R}{c}\right) \quad (4)$$



شکل ۱. تاریخچه‌ی تنش برشی تناوبی و بیشینه‌ی تنش برشی در تحلیل دینامیکی.

(تنش‌های برشی استاتیکی) به دست می‌آیند. در شکل ۱، بیشینه‌ی تنش برشی دینامیکی نسبت به تنش برشی اولیه در یک نقطه از پی آبرفتی مشاهده می‌شود. سپس با اعمال ضریب تبدیل تنش‌های یکپوخت (در این تحقیق معادل ۰/۶۵) در مقدار به دست آمده، نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) در هر نقطه به صورت رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$CSR = \alpha \left( (\Delta \tau_{dyn})_{max} / \sigma'_v \right) \quad (2)$$

که در آن،  $(\Delta \tau_{dyn})_{max}$  مقدار بیشینه‌ی تغییر تنش برشی در طول زلزله نسبت به شرایط تنش اولیه‌ی استاتیکی و  $\sigma'_v$  تنش مؤثر قائم اولیه در شرایط استاتیکی است.

### ۲.۲.۲. محاسبه‌ی نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی

ساده‌ترین و کار بردی‌ترین روش‌های تعیین مقاومت برشی در برابر روانگرایی خاک‌ها، روش‌های مبتنی بر آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)<sup>۱۷</sup>، آزمایش نفوذ مخروط (CPT)<sup>۱۸</sup>، و آزمایش‌های سرعت امواج برشی است. تلاش‌های زیادی جهت اصلاح و بهبود این روش‌ها انجام شده است و نتیجه‌ی آن از طریق یک گردهمایی علمی توسط کمیته‌ی NCEER جمع‌بندی و در نهایت توسط بود و همکاران ارائه شده است که در شکل ۲ مشاهده می‌شود؛ در این شکل  $(N_1)_{60}$  مقدار عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده به میزان ۶۰٪ انرژی و سطح تنش یک اتمسفر است و نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی در زلزله با بزرگی ۷/۵ ریشتر ( $CRR_{7.5}$ ) برای درصدهای مختلفی از ریزدانه در آبرفت محاسبه می‌شود. این نمودار به صورت رابطه‌ی ریاضی هم قابل بیان است که در سطر چهارم از جدول ۱ مشاهده می‌شود.

نمودار شکل ۲، برای زلزله‌های با بزرگی ۷/۵ ریشتر و در آبرفت‌های سطحی و با شیب ملایم ارائه شده است. در صورتی‌که نقطه‌ی مورد بررسی دارای تنش‌هایی بالاتر از یک اتمسفر باشد، یا تنش برشی در آن وجود داشته باشد، یا زلزله‌ی متصور دارای بزرگایی متفاوت با ۷/۵ ریشتر باشد، لازم است تصحیحاتی بر روی نسبت مقاومت در برابر روانگرایی انجام شود.

### ۱.۲.۲. تصحیح نسبت مقاومت برشی به دلیل تنش سربار

در مورد تصحیح CRR به دلیل تنش سربار سه روش مختلف وجود دارد که به اختصار در جدول ۱ آمده است. اثر سربار در دو قسمت مختلف در برآورد پتانسیل روانگرایی نقش دارد: قسمت اول، محاسبه‌ی  $(N_1)_{60}$  است که در آن مقدار  $N_{60}$  با توجه به ضریب  $C_N$  به سطح تنش یک اتمسفر اصلاح می‌شود که در روش اول

جدول ۱. نحوه در نظر گرفتن اثر تنش سربار بر مقاومت در برابر روانگرایی.

روش اول [۱۵]	روش دوم [۱۶]	روش سوم [۱۶]
$C_N = 2,72 / (\sqrt{1,72 + \sigma'_v / P_a})$ $(N_1)_{\phi_0} = C_N \cdot N_{\phi_0}$	$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0,784 - 0,0768 \sqrt{(N_1)_{\phi_0}}}$ $(N_1)_{\phi_0} = C_N \cdot N_{\phi_0}$	$C_N = (P_a / \sigma'_v)^{0,784 - 0,0768 \sqrt{(N_1)_{\phi_0}}}$ $(N_1)_{\phi_0} = C_N \cdot N_{\phi_0}$
$K_{\sigma} = (\sigma'_v / P_a)^{(f-1)}$ $f = 1 - D_R / 2$	$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln(\sigma'_v / P_a)$ $C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55 \sqrt{(N_1)_{\phi_0}}} \leq 0,3$ $(N_1)_{\phi_0} < 37$ and $\sigma'_v / P_a \leq 1^{\circ}$	$C_{\xi} = \left( \frac{\sqrt{(N_1)_{\phi_0}} - \frac{6,78}{0,85 - \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)}}{(N_1)_{\phi_0}} \right)^2$
$CRR_{V,\delta} = \exp \left\{ \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{13,1} \right) + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{12,6} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{23,6} \right)^2 + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{25,2} \right)^2 - 2,18 \right\}$ $CRR_{M,\sigma,\alpha} = CRR_{V,\delta} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$	$CRR_{V,\delta} = \exp \left\{ \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{13,1} \right) + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{12,6} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{23,6} \right)^2 + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{25,2} \right)^2 - 2,18 \right\}$ $CRR_{M,\sigma,\alpha} = CRR_{V,\delta} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$	$CRR_{V,\delta,\sigma} = \exp \left\{ \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{13,1} \right) + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{12,6} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{23,6} \right)^2 + \left( \frac{(N_1)_{\phi_0}}{25,2} \right)^2 - 2,18 \right\}$ $CRR_{M,\sigma,\alpha} = CRR_{V,\delta,\sigma} \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$
$Factor\ of\ safety = CRR_{M,\sigma,\alpha} / CSR$		

### ۳. ارائه‌ی راهکار مناسب برای بررسی روانگرایی در

#### آبرفت پس از ساخت سد

در صورت احداث سد بر روی پی آبرفتی، پارامترهای مؤثر در مقاومت روانگرایی و همچنین نیروی زلزله تغییر می‌کند که در پتانسیل روانگرایی آبرفت تأثیر می‌گذارد. این تغییرات شامل این موارد هستند:

۱. تغییر خواص دینامیکی مصالح به علت افزایش تراز تنش (تغییر مدول برشی اولیه  $(G_{max})$ ؛

۲. تغییر شرایط مرزی به دلیل احداث سازه بر روی پی؛

۳. تغییر پاسخ دینامیکی در نواحی مختلف پی؛

۴. تغییر ضریب اصلاح تنش به دلیل افزایش تراز تنش؛

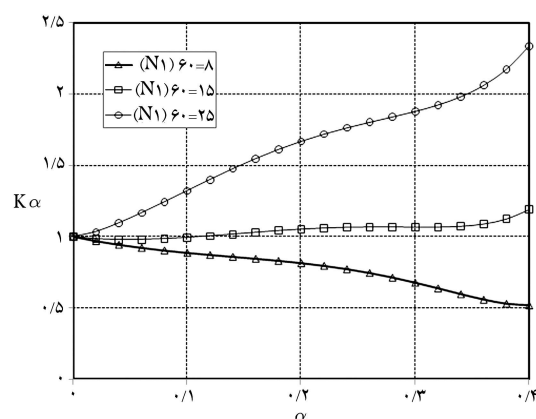
۵. تغییر ضریب اصلاح تنش برشی  $K_{\alpha}$  به دلیل تنش‌های برشی ایجاد شده در پی در اثر ساخت سازه‌ی سد؛

۶. تغییر چگالی نسبی آبرفت و تراکم آن و در نتیجه افزایش مقاومت برشی نواحی مختلف پی آبرفتی.

با توجه به آنکه شرایط تنش و توپوگرافی پس از ساخت سد تغییر می‌کند، برای ارزیابی روانگرایی لازم است تحلیل‌های دینامیکی انجام شود و به روش‌های ساده مانند روش Seed و رابطه‌ی ۱ نمی‌توان اکتفا کرد. در صورتی که در تحلیل‌های دینامیکی، پارامترهای تغییر شکل‌پذیری و مقاومتی وابسته به تنش معرفی شوند، مورد ۱ در بالا به راحتی مدل‌سازی خواهد شد. در صورت مدل‌سازی دقیق هندسه‌ی مقطع سد نیز موارد ۲ و ۳ نیز لحاظ می‌شوند. اعمال موارد ۴ و ۵ نیز توسط تعریف روابط قسمت ۱.۲.۲ و ۲.۲.۲. به صورت جانبی در برنامه‌ی تحلیل دینامیکی امکان‌پذیر است. تمرکز مطالعات حاضر بر مورد ششم است که در ادامه، نحوه‌ی مدل‌سازی آن به صورت یک روش پیشنهادی ارائه می‌شود.

#### ۱.۳. اصلاح $(N_1)_{\phi_0}$ در پی آبرفتی به دلیل ساخت سد

با احداث یک سازه مانند سد بر روی آبرفت، سطح تنش و چگالی مصالح به علت کاهش حجم حاصل از بارگذاری تغییر می‌کند. در مورد اثر سطح تنش در قسمت‌های



شکل ۳. تغییرات  $K_{\alpha}$  با نسبت تنش برشی اولیه  $(\alpha)$  برای ضرایب  $(N_1)_{\phi_0}$  مختلف در تنش مؤثر ۳ اتمسفر.

که در آن،  $a$ ،  $b$  و  $c$  توابعی از نسبت تنش برشی اولیه استاتیکی  $\sigma'_{xy} / \sigma'_v$  هستند و  $\xi_R$  شاخص وضعیت نسبی<sup>۹</sup> است که به صورت رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln \left[ \frac{1 + (1 + 2K_{\sigma}) \sigma'_v}{2 P_a} \right]} - D_R \quad (5)$$

که در آن،  $Q$  وابسته به نوع دانه‌هاست و برای ماسه‌های از نوع کوارتز و فلدسپار ۱۰، آهک ۸، آنتراستیت ۷ و گچ ۵٫۵ است.  $K_{\sigma}$  نیز ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون و  $P_a$  فشار اتمسفر است.

مقدار چگالی نسبی در مصالح در رابطه‌ی ۵ را نیز می‌توان با استفاده از روابط تجربی از عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده  $(N_1)_{\phi_0}$ ، محاسبه کرد. بنابراین ضریب  $K_{\alpha}$  می‌تواند وابسته به عدد نفوذ استاندارد و تنش مؤثر قائم معرفی شود (شکل ۳).

#### ۳.۲.۲. تصحیح نسبت مقاومت برشی به دلیل بزرگای زلزله

در صورتی که بزرگای زلزله غیر از ۷٫۵ ریشتر باشد، باید اثر آن توسط ضریب مقیاس زلزله لحاظ شود. روابط مختلفی برای این مقیاس وجود دارد، اما درکاربردهای مهندسی بهترین روش استفاده از روش ادريس است (رابطه‌ی ۶):<sup>[۱۸]</sup>

$$MSF = 6,9 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 0,058 \quad MSF \leq 1,8 \quad (6)$$

که در آن،  $M$  بزرگای زلزله است.

۳. محاسبه‌ی کرنش حجمی ( $\varepsilon_v$ ) در توده‌ی خاک با استفاده از مدل‌سازی کامپیوتری ساخت سازه بر روی آبرفت:

۴. محاسبه‌ی کاهش نسبت منافذ در نقاط مختلف آبرفت (طبق رابطه‌ی ۱۴):

$$\Delta e = \varepsilon_v (1 + e_0) \quad (14)$$

۵. محاسبه‌ی چگالی نسبی اصلاح‌شده در پی سد به‌دلیل ساخت سد از رابطه‌ی ۱۲:

۶. محاسبه‌ی  $(N_1)_{e_0}$  اصلاح‌شده در پی آبرفتی به‌دلیل ساخت سد (طبق رابطه‌ی ۱۵):

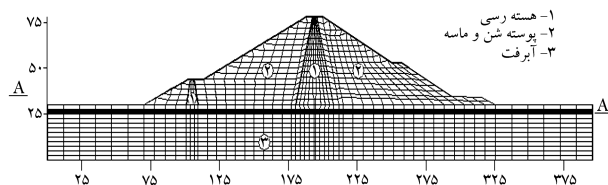
$$\frac{(N_1)_{e_0 - new}}{D_r^*} = C \quad (15)$$

پس از محاسبه‌ی چگالی نسبی و یا عدد نفوذ استاندارد جدید، می‌توان پارامترهای دینامیکی مصالح و همین‌طور مقاومت برشی در برابر روانگرایی را اصلاح کرد. البته لازم به ذکر است که رابطه‌های ۷ و ۱۵ روابط تجربی هستند و برای قضاوت مناسب بهتر است با مقادیر مختلفی از  $C$  تحلیل حساسیت صورت گیرد.

#### ۴. ارزیابی اثر ساخت سد بر تراکم پی آبرفتی

در این قسمت، با توجه به روش ارائه‌شده در قسمت قبل، اثر ساخت سد خاکی بر روی افزایش تراکم پی آبرفتی بررسی می‌شود. سد خاکی مورد مطالعه، مقطع عرضی سد سیمینه‌رود است که هسته‌ی رسی قائم با ارتفاع ۴۸ متر از سطح آبرفت و ضخامت آبرفت زیر آن، ۳۰ متر است.<sup>[۲۱]</sup> در شکل ۴، شبکه‌ی المان‌های تفاضل محدود سد خاکی و آبرفت زیرین نشان داده شده است. شبکه‌ی المان‌های ایجادشده در مقطع عرضی پی در جهت طولی و عمق به‌ترتیب دارای ۵۷ و ۱۲ المان است. همان‌طور که در شکل ۴ نیز مشاهده می‌شود، به‌دلیل حساسیت نقاط واقع در زیر سد، تعداد شبکه‌های بیشتری در این قسمت استفاده شده است.

سه تراکم مختلف برای آبرفت در نظر گرفته شده است؛ بدین صورت اعداد نفوذ استاندارد  $(N_1)_{e_0}$  برابر ۸، ۱۵ و ۲۵ در سه حالت مختلف به کل پی آبرفتی اختصاص داده شده است. براساس این اعداد و با استفاده از رابطه‌ی ۷ و با فرض ضریب  $C$  معادل ۴۶، مقدار چگالی نسبی اولیه برای پی آبرفتی قبل از ساخت سد به‌ترتیب ۰/۴۲، ۰/۵۷ و ۰/۷۴ به‌دست می‌آید. سپس با استفاده از رابطه‌ی ۱۳ و با تعیین مقادیر آزمایشگاهی  $e_{min}$  و  $e_{max}$  به‌ترتیب معادل ۱ و ۰/۶ برای کل پی آبرفتی، مقدار  $e_0$  قبل از ساخت سد محاسبه می‌شود که در تحلیل‌های حاضر به‌ترتیب ۰/۸۳، ۰/۷۷ و ۰/۷ به‌دست می‌آیند. حال با این فرضیات و با احداث سد بر روی آبرفت، لازم است مقدار چگالی نسبی در نقاط مختلف آبرفت اصلاح



شکل ۴. شبکه‌ی المان‌های تفاضل محدود و برش A-A برای بررسی پتانسیل روانگرایی.

قبل توضیح داده شد، اما در مورد تغییر تراکم مصالح پی آبرفتی در این قسمت روشی نوین جهت اصلاح عدد  $(N_1)_{e_0}$  ارائه می‌شود.

محققان مختلفی به بررسی رابطه‌ی بین عدد نفوذ استاندارد و چگالی نسبی  $(D_r)$  پرداخته‌اند. رابطه‌ی ارائه‌شده‌ی اسکمیتون<sup>[۱۹]</sup> به‌صورت رابطه‌ی ۷ بیان شده است:

$$\frac{(N_1)_{e_0}}{D_r^*} = C \quad (7)$$

که در آن، مقدار  $C$  با توجه به نوع مصالح بین ۳۳ تا ۸۴ فرق می‌کند. مقدار  $C$  در ماسه‌ی سیلنتی، ماسه‌ی ریز، و ماسه‌ی درشت به‌ترتیب ۵۰، ۵۵ و ۶۵ ارائه شده است.<sup>[۱۹]</sup> اما برخی مقدار  $C$  را با در نظر گرفتن کلیه‌ی شرایط به‌طور میانگین برابر با ۴۶ پیشنهاد کرده‌اند.<sup>[۲۰]</sup> با توجه به آنکه پس از ساخت سد مقدار چگالی نسبی در پی آبرفتی تغییر خواهد کرد، می‌توان از رابطه‌ی ۷ به‌صورت معکوس، مقدار عدد  $(N_1)_{e_0}$  جدید را محاسبه کرد. رابطه‌ی چگالی نسبی به‌صورت رابطه‌ی ۸ بیان می‌شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (8)$$

که در آن،  $e_{min}$  و  $e_{max}$  به‌ترتیب نسبت منافذ در نمونه‌ی خاک، نسبت منافذ کمینه و نسبت منافذ بیشینه هستند. در صورتی که فرض شود با احداث سازه، مصالح پی آبرفتی خرد نشوند (یعنی  $e_{min}$  و  $e_{max}$  ثابت باقی بمانند)، برای محاسبه‌ی تغییر چگالی نسبی در مصالح، فقط کافی است مقدار کاهش تخلخل محاسبه شود. مقدار کرنش حجمی در یک نمونه‌ی خاک به‌صورت رابطه‌ی ۹ تعریف می‌شود:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (9)$$

از آنجا که مدول تغییر شکل‌پذیری خود دانه‌های آبرفت بسیار زیاد است، تغییر حجم  $\Delta V$  عملاً به‌دلیل کاهش حجم حفره‌ها هستند؛ مقدار کرنش حجمی مصالح به‌صورت رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V_v}{V_v + V_s} = \frac{\frac{\Delta V_v}{V_s}}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (10)$$

در این رابطه،  $V_v$ ،  $V_s$  و  $e_0$  به‌ترتیب حجم دانه‌ها، حجم حفره‌ها و نسبت منافذ اولیه (بدون احداث سد) در المان خاک است،  $\Delta e$  نیز مقدار کاهش نسبت منافذ است. بنابراین می‌توان مقدار نسبت منافذ در هر نقطه از آبرفت را پس از ساخت سد از رابطه‌ی ۱۱ تخمین زد:

$$e = e_0 + \Delta e \quad (11)$$

با جای‌گذاری در رابطه‌ی چگالی نسبی می‌توان رابطه‌ی ۱۲ را نوشت:

$$\frac{D_r}{D_{r0}} = 1 - \frac{\Delta e}{e_{max} - e_0} \quad (12)$$

که در آن،  $D_r$  و  $D_{r0}$  چگالی نسبی اولیه و نهایی در آبرفت پس از ساخت سازه است. در نهایت برای اصلاح  $(N_1)_{e_0}$  در آبرفت به‌دلیل احداث سازه بر روی آن، این مراحل توصیه می‌شود:

۱. تخمین چگالی نسبی اولیه‌ی  $D_{r0}$  براساس  $(N_1)_{e_0}$  از رابطه‌ی ۷؛
۲. محاسبه‌ی تخلخل اولیه با تعیین نسبت منافذ بیشینه و کمینه و با معلوم بودن  $D_{r0}$  از تعریف چگالی نسبی (طبق رابطه‌ی ۱۳):

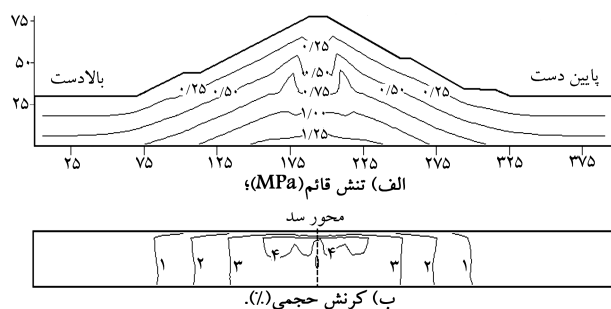
$$D_{r0} = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \quad (13)$$

جدول ۲. پارامترهای مدل موهر-کولمب در پی آبرفتی در تحلیل‌های استاتیکی ساخت سد.

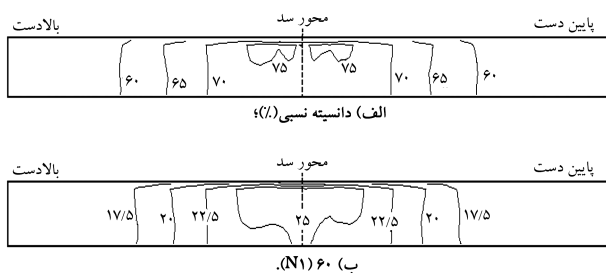
مصالح	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$
پی آبرفتی	۲٫۱	$2N_1$ [۱۲]	۰٫۳	۰	$20^\circ + \sqrt{15/4(N_1)}_{60}$ [۲۳]

جدول ۳. پارامترهای مدل هذلولی در بدنه‌ی سد در تحلیل‌های استاتیکی ساخت سد [۲۱].

نوع مصالح	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$K_z$	$K_b$	$K_{un}$	n	m	$R_f$	C (Pa)	$\phi$	$\Delta\phi$
هسته‌ی رسی	۱٫۹	۱۰۰	۱۰۶	۱۵۰	۰٫۸	۰٫۷	۰٫۸۶	۰	۱۹	۰
فیلتر و زهکش	۲	۲۰۰	۱۵۰	۴۰۰	۰٫۴	۰٫۵	۰٫۷	۰	۳۵	۳
پوسته‌ی شن و ماسه‌یی	۲٫۱	۲۷۶	۴۰۶	۴۱۴	۰٫۵	۰٫۱	۰٫۵۵	۰	۴۲	۳٫۵



شکل ۵. توزیع تنش‌های قائم در بدنه و پی سد و کرنش حجمی در پی آبرفتی با  $15_{60} = (N_1)$ .



شکل ۶. توزیع چگالی نسبی و ضریب نفوذ استاندارد در پی آبرفتی بعد از ساخت سد.

که مقدار عدد نفوذ استاندارد در نواحی که دارای سربار بیشتری هستند افزایش بیشتری به همراه داشته و مقدار آن در پی آبرفتی بین ۱۷٫۵ تا ۲۵ از زیر پنجه تا زیر مرکز سد تغییر کرده است.

تمامی مراحل فوق برای آبرفت با مشخصات تراکمی دیگر نیز انجام شده است که به دلیل یکنواختی محاسبات و بیان خلاصه‌ی کار از ذکر آن‌ها خودداری می‌شود، ولی در قسمت ارزیابی روانگرایی نتایج آن‌ها در کنار هم مقایسه خواهند شد.

## ۵. ارزیابی روانگرایی در پی آبرفتی با استفاده از

### تحلیل‌های دینامیکی

در این قسمت به مطالعه‌ی اثر ساخت سد بر روی پتانسیل روانگرایی آبرفت پی با در نظر گرفتن موارد شش‌گانه‌ی بند ۳ پرداخته شده است. برای این منظور برای

شود. برای این منظور لازم است مقدار کرنش حجمی که مورد نیاز رابطه‌ی ۱۴ است، از تحلیل‌های استاتیکی ساخت سد بر روی پی آبرفتی با نرم افزار FLAC انجام شده

تحلیل استاتیکی ساخت سد بر روی پی آبرفتی با نرم افزار FLAC انجام شده است. برای انجام این تحلیل در پی آبرفتی از مدل ساده‌ی موهر-کولمب و در بدنه‌ی سد از مدل غیرخطی هذلولی [۲۲] استفاده شده است که پارامترهای آن‌ها در جدول‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شود. برای برآورد پارامترهای تغییر شکل‌پذیری و مقاومتی پی آبرفتی از روابط معتبری استفاده شده است که در آن‌ها این پارامترها از ضرایب نفوذ استاندارد به دست می‌آیند. این کار از آن جهت انجام شده است تا درجه‌ی تراکم مصالح پی در پارامترهای استاتیکی آن نقش داشته باشد.

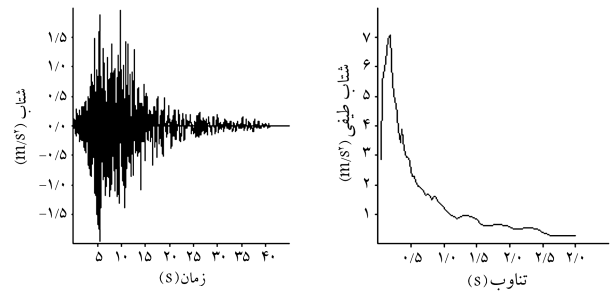
در جداول ۲ و ۳،  $\gamma_d$  چگالی خشک مصالح،  $E$  مدول کشسانی،  $\nu$  ضریب پواسون،  $C$  چسبندگی،  $\phi$  زاویه‌ی اصطکاک و  $\Delta\phi$  مقدار کاهش زاویه‌ی اصطکاک با افزایش  $10$  برابر در تنش همه‌جانبه است؛ سایر پارامترها مربوط به تغییرات مدول کشسانی و مدول حجمی مصالح در مدل هذلولی هستند [۲۲].

مراحل تحلیل استاتیکی به این صورت است که ابتدا در آبرفت به ارتفاع  $30$  متر، تنش‌های اولیه ایجاد می‌شود، سپس ساخت سد به صورت لایه‌لایه انجام می‌شود تا به تراز نهایی تاج سد برسد. در شکل ۵ الف، تنش‌های قائم پس از ساخت سد برای آبرفت با ضریب نفوذ استاندارد ۱۵ مشاهده می‌شود. تنش‌های اعمالی به آبرفت منجر به تغییر شکل در آن می‌شود و بدین ترتیب مقدار کرنش حجمی به دلیل ساخت سد در پی آبرفتی محاسبه می‌شود که در شکل ۵ ب مشاهده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۵ آمده است، کرنش‌های حجمی در آبرفت بین  $1$  تا  $4$  درصد از پنجه‌ی سد در بالادست و پایین‌دست تا زیر هسته‌ی سد تغییر کرده است. لازم به ذکر است که با توجه به اصلاح چگالی در پی آبرفتی، فقط کانتورهای موجود در پی آبرفتی ترسیم شده‌اند.

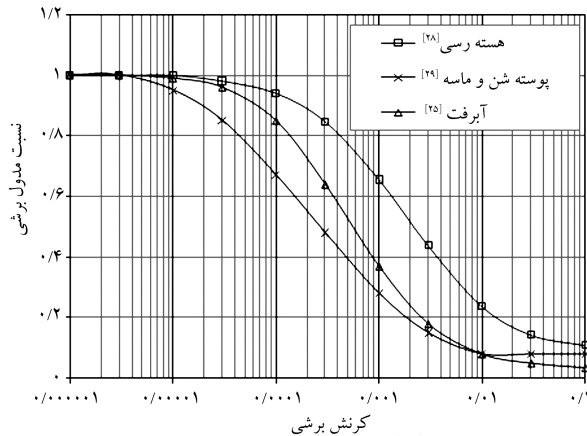
با توجه به کرنش‌های حجمی به دست آمده، مقدار تغییر تخلخل در آبرفت از رابطه‌ی ۱۴ و چگالی نسبی جدید از رابطه‌ی ۱۲ محاسبه شده‌اند. مثلاً در شکل ۶، توزیع چگالی نسبی در آبرفت با ضریب نفوذ استاندارد ۱۵ رسم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود چگالی نسبی در آبرفت زیر سد، متأثر از سربار وارده تغییر کرده است؛ در سربارهای کم که در نزدیکی پنجه‌ی سد است، چگالی نسبی حدود  $60\%$  و مقدار بیشینه‌ی آن نیز در زیر مرکز سد به  $75\%$  رسیده است و این در حالی است که مقدار اولیه‌ی چگالی نسبی قبل از ساخت سد برابر با  $57\%$  بوده است. در نهایت، با توجه به رابطه‌ی ۱۵ مقدار ضریب نفوذ استاندارد جدید محاسبه می‌شود که توزیع آن برای آبرفت مورد بحث در شکل ۶ مشاهده می‌شود؛ به طوری

جدول ۴. رابطه‌ی مدول برشی بیشینه در مصالح مختلف.

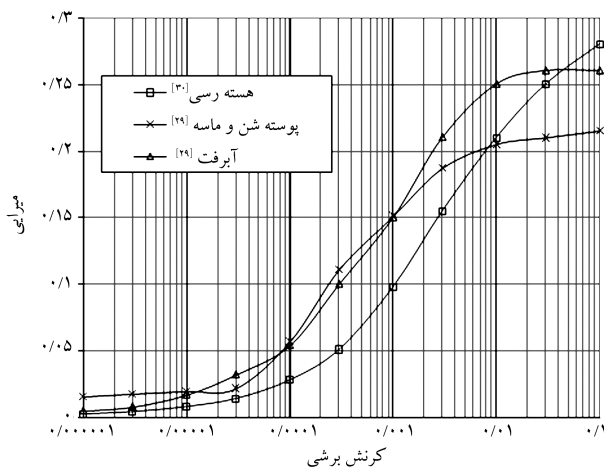
مصالح	$G_{max}$
آبرفت پی [۲۵]	$22 \cdot K_{Tmax} (\sigma'_v)^{0.5}$ $K_{Tmax} = 133/23 D_r + 48/88$
هسته‌ی رسی [۲۶]	$327 \cdot \frac{(r_1 - e)^2}{1+e} (\sigma'_v)^{0.5}$
پوسته‌ی شن و ماسه [۲۷]	$840 \cdot \frac{(r_1 - e)^2}{1+e} (\sigma'_v)^{0.6}$



شکل ۷. تاریخچه‌ی زلزله، طیف پاسخ و طیف فوری‌ی زلزله‌ی طرح [۲۴].



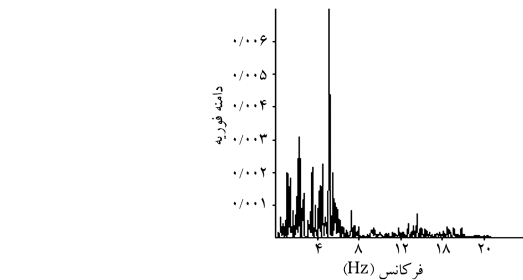
الف) تغییرات نسبت مدول برشی؛



ب) میرایی با کرنش برشی در نواحی مختلف مدل.

شکل ۸. تغییرات نسبت مدول برشی و کرنش برشی در مصالح.

در جدول ۴،  $G_{max}$  به ترتیب تنش همه جانبه‌ی مؤثر و مدول برشی برحسب KPa و  $e$ ، نسبت منافذ مصالح هستند. مقدار  $K_{Tmax}$  در مصالح آبرفتی وابسته به چگالی نسبی مصالح تعریف شده است؛ بنابراین پس از ساخت سد با تغییر چگالی نسبی، مقدار  $K_{Tmax}$  هم افزایش می‌یابد که در تحلیل‌های دینامیکی انجام شده در این نوشتار اثر آن در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی وابسته به کرنش برشی (نسبت مدول برشی و مقدار میرایی) مصالح مختلف پی آبرفتی و بدنه‌ی سد در شکل ۸ نشان داده شده است؛ لازم به ذکر است که در مورد  $G/G_{max}$ ، حد بالای دامنه معرفی شده و در مورد میرایی حد پایین روابط محققان مورد توجه بوده است.



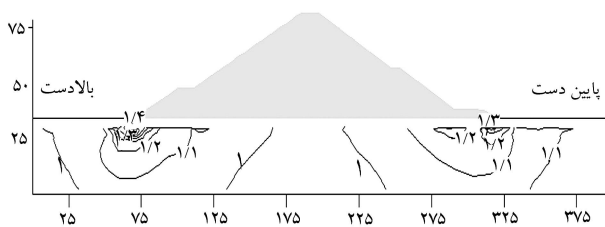
محاسبه‌ی نسبت تنش برشی اعمال شده در طول زلزله (CSR) از تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی و با استفاده از روند محاسباتی مربوط به شکل ۱ استفاده شده است. تحلیل‌های دینامیکی در ادامه‌ی تحلیل‌های استاتیکی، به صورت دوبعدی و با استفاده از برنامه‌ی FLAC انجام شده است. برای لحاظ تغییر پارامترهای دینامیکی پس از ساخت سد، اثر اصلاحات تنش سربار و تنش برشی اولیه بعد از ساخت سد که در قسمت ۱.۲.۲ و ۲.۲.۲ مطرح شد، و همین‌طور اثر اصلاح تراکم مصالح پی آبرفتی با توجه به بحث مطرح شده در قسمت ۴ این تحقیق، توابع مختلفی با استفاده از برنامه‌های جانبی در محیط برنامه‌نویسی کامپیوتری FLAC با نام Fish تهیه و در طول تحلیل دینامیکی استفاده شدند. در ادامه، تاریخچه‌ی زلزله‌ی مورد استفاده، خواص دینامیکی منتخب، و همچنین تحلیل‌های انجام شده و نتایج آن‌ها به طور خلاصه مرور می‌شوند.

### ۱.۵. تاریخچه‌ی زلزله‌ی ورودی

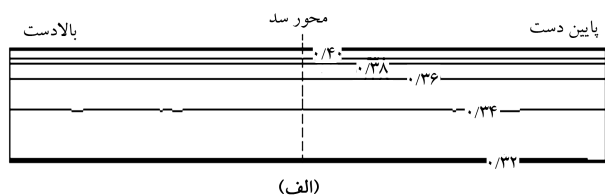
تاریخچه‌ی زلزله‌ی مورد استفاده، زلزله‌ی سطح طراحی (DBL) است که از مطالعات لرزه‌خیزی انجام شده در محدوده‌ی طرح سد سیمینه‌رود [۲۲] اقتباس شده است. در شکل ۷، تاریخچه‌ی شتاب طرح، طیف پاسخ در میرایی ۵٪ و همین‌طور طیف فوری‌ی آن مشاهده می‌شود. بیشینه‌ی شتاب ورودی  $g/2$  متناسب با بزرگی  $4/3$  ریشتر و مدت زلزله ۴۰ ثانیه است. بیشینه‌ی پاسخ سیستم یک درجه‌ی آزادی نسبت به رکورد مورد استفاده حدود  $g/71$  در دوره‌ی تناوب طبیعی  $0.25$  s حاصل می‌شود.

### ۲.۵. خواص مصالح در تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی

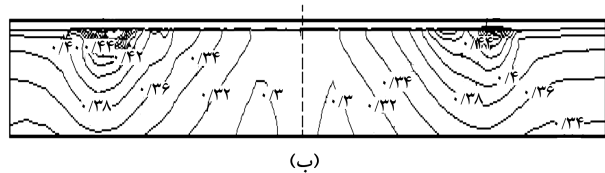
در تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی سه پارامتر مدول برشی بیشینه، نمودار کاهش نسبت مدول برشی با کرنش برشی و افزایش میرایی با کرنش برشی استفاده می‌شود. مشخصات مکانیکی مصالح با استفاده از روابط و گراف‌های تأیید شده توسط محققان برجسته‌ی جهانی به دست آمده است. مقدار مدول برشی بیشینه برای مصالح مختلف در جدول ۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۰. کانتور ضریب تأثیر تنش برشی اولیه ( $K\alpha$ ) در مقاومت برشی در برابر زلزله برای آبرفت ۱۵ =  $(N_1)_{E0}$  پس از ساخت سد.



(الف)



(ب)

شکل ۱۱. کانتور نسبت مقاومت برشی در آبرفت قبل و بعد از ساخت سد.

سکون برابر ۰/۵ و چگالی متناظر با هریک از اعداد نفوذ استاندارد از رابطه ۵ محاسبه شده است؛ در ضمن در این مطالعات با توجه به جنس دانه‌های آبرفت در ساختگاه سد سیمینه‌رود که عمدتاً منشأ رسوبی (آهکی و ماسه سنگی) و آتشفشانی (کوارتز و آمورف) هستند، مقدار  $Q$  در رابطه ۵، عدد ۹ در نظر گرفته شده است. با توجه به این تفسیرها، مقدار ضریب اصلاحی تنش برشی اولیه محاسبه شد که برای آبرفت با ضریب نفوذ استاندارد  $(N_1)_{E0} = 15$ ، پس از ساخت سد در شکل ۱۰ ترسیم شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که در قسمت‌های زیر بدنه‌ی سد به‌ویژه در زیر محور سد که به دلیل تقارن در بارگذاری، تنش‌های برشی عمدتاً نزدیک به صفر هستند، مقدار ضریب  $K\alpha$  واحد است و در پی آبرفتی در محدوده‌ی پنجه‌ی سد که بیشترین تنش‌های برشی وجود دارد، مقدار آن تا ۱/۳ نیز می‌رسد. در واقع در آبرفت مورد بررسی، ضریب  $K\alpha$  منجر به افزایش نسبت مقاومت برشی در آبرفت به‌ویژه در نواحی پنجه‌های بالادست و پایین دست می‌شود.

با توجه به بزرگای زلزله معادل ۴/۱ ریشتر، مقدار ضریب اصلاح بزرگای زلزله از رابطه ۶، ۱/۸ به دست آمده است و در نهایت با استفاده از رابطه  $CRR_{M,\sigma,\alpha}$  در روش سوم از جدول ۱، مقدار نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی در آبرفت محاسبه می‌شود. در شکل ۱۱، مقدار این نسبت برای آبرفت قبل و بعد از ساخت سد مشاهده می‌شود. هر چند که در شرایط قبل از ساخت سد، مقدار عدد نفوذ استاندارد ثابت است، ولی با توجه به اثر کاهشی تنش‌های موجود، با افزایش عمق آبرفت، مقدار  $CRR$  با عمق کاهش یافته است؛ در حالی که پس از ساخت سد، تنش‌های موجود در آبرفت افزایش یافته است و اثر آن به صورت دوگانه در آبرفت زیر محور سد تا پنجه‌ی سد دیده می‌شود؛ در آبرفت زیر محور سد به دلیل افزایش زیاد تنش‌های همه‌جانبه، عملاً کمی کاهش در نسبت مقاومت برشی نسبت به قبل از ساخت سد، وجود دارد؛ در حالی که در نواحی زیر پنجه‌ی بالادست و پایین دست،

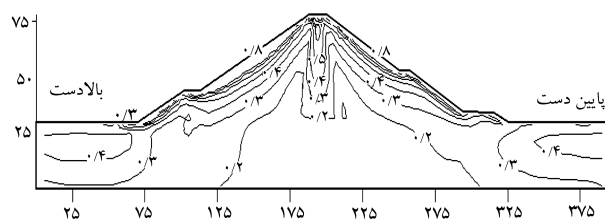
### ۳.۵. بررسی تحلیل‌های دینامیکی بر روی آبرفت با $(N_1)_{E0} = 15$

برای بررسی پتانسیل روانگرایی در پی آبرفتی از دو نوع تحلیل دینامیکی استفاده شده است؛ در سری اول تحلیل‌های دینامیکی، بعد از ساخت سد، مقدار  $(N_1)_{E0}$  تغییر نیافته است و معادل مقادیر اولیه فرض شده بر روی آبرفت، مقادیر ۸، ۱۵ و ۲۵ هستند؛ در حالی که در تحلیل‌های سری دوم، مقدار  $(N_1)_{E0}$  با توجه به وجود سازه‌ی سد و تراکم پی اصلاح شده است. نحوه‌ی این اصلاحات برای یکی از شرایط پی در قسمت ۴ این نوشتار مورد بحث قرار گرفت؛ با توجه به روند یکسان در هریک از پی‌های آبرفتی و برای خلاصه‌کردن نتایج، در این قسمت فقط نتایج بررسی‌های آبرفت با ضریب نفوذ استاندارد ۱۵ ارائه می‌شود و در قسمت بعدی ضرایب اطمینان در آبرفت‌ها با تراکم‌های مختلف با هم مقایسه می‌شوند.

مطابق قسمت ۲، برای تعیین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی باید نسبت تنش برشی تناوبی حاصل از زلزله بر نسبت مقاومت برشی تناوبی حاصل از زلزله تقسیم شود. در اینجا روند محاسبه‌ی هریک از این پارامترها برای آبرفت با ضریب نفوذ استاندارد ۱۵ ارائه می‌شود.

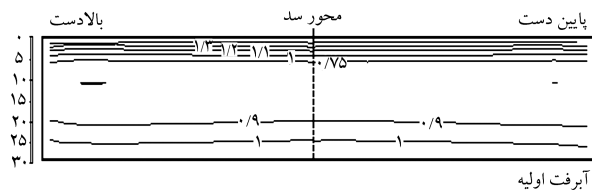
در صورتی که تاریخچه‌ی نسبت تنش برشی اضافی بیشینه‌ی حاصل از زلزله با توجه به روش ارائه شده در شکل ۱، در هریک از المان‌های پی در طول اجرای تحلیل دینامیکی ثبت شود، در انتهای تحلیل، کانتور نسبت تنش برشی تناوبی حاصل از زلزله به صورت شکل ۹ خواهد شد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در صورتی که نسبت تنش برشی در محل تماس سد خاکی و پی آن مورد توجه قرار گیرد؛ مقدار CSR بین ۰/۲ تا ۰/۳ تغییر خواهد کرد. در حالی که در خارج از محدوده‌ی سد و در سطح بالایی آبرفت، این مقدار به ۰/۴ می‌رسد؛ این امر نشان می‌دهد که وجود سد خاکی منجر به کاهش تنش برشی وارد بر آبرفت پی گشته است. مطابق این شکل، میزان تنش برشی در بدنه‌ی سد به‌ویژه نزدیک تاج سد به دلیل اثر هندسه‌ی بدنه‌ی سد افزایش یافته است و به بیش از ۰/۸ هم می‌رسد.

در مورد نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی، اثر بزرگای زلزله، ضریب تنش سربار و تنش‌های برشی اولیه باید مورد توجه قرار گیرد. روند مورد استفاده در این نوشتار براساس مطالعات بولانژر<sup>[۱۷]</sup> است که به صورت کاملاً خلاصه در جدول ۱ با عنوان روش سوم ارائه شده است. در سطر آخر این روش، رابطه‌ی نهایی مقدار نسبت مقاومت برشی تناوبی مشاهده می‌شود. در این رابطه، اثر تنش برشی اولیه با ضریب  $K\alpha$ ، اثر بزرگای زلزله با ضریب MSF و اثر تنش سربار در مقدار عددی  $CRR_{V,0.5}$  لحاظ شده است. مقدار ضریب  $K\alpha$  در پی آبرفتی با استفاده از رابطه ۴ به دست آمده است. با توجه به آنکه پس از ساخت سد، در پی آبرفتی تنش برشی ایجاد می‌شود، لازم است این پارامتر نیز محاسبه شود. مقدار ضرایب  $a$ ،  $b$  و  $c$  که توابعی از نسبت تنش برشی اولیه استاتیکی هستند، براساس تحلیل استاتیکی انجام شده برای تمام نقاط پی آبرفتی محاسبه شده است. مقدار شاخص وضعیت نسبی  $\xi_R$  نیز با فرض ضریب فشار جانبی در شرایط

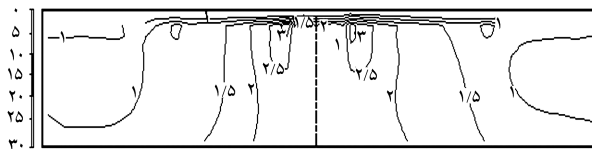


شکل ۹. کانتور نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) حاصل از زلزله در بدنه‌ی سد.





آبرفت اولیه

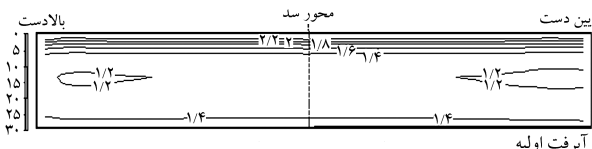


آبرفت پس از ساخت سد

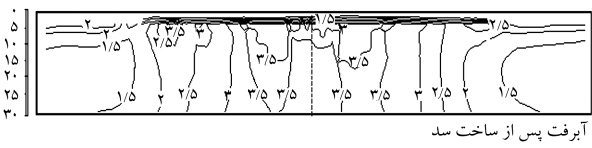


آبرفت پس از ساخت سد و اصلاح دانسته

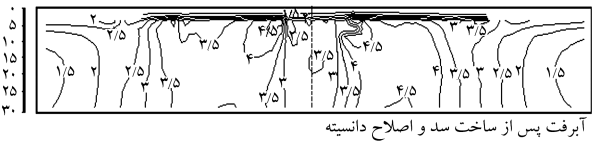
شکل ۱۳. کانتورهای ضرایب اطمینان برای حالت  $(N_1)_{e=15}$ .



آبرفت اولیه



آبرفت پس از ساخت سد



آبرفت پس از ساخت سد و اصلاح دانسته

شکل ۱۴. کانتورهای ضرایب اطمینان برای حالت  $(N_1)_{e=25}$ .

در کانتورهای ضرایب اطمینان، به دلیل عدم تقارن در هندسه بدنه سد است که منجر به تغییراتی نامتقارن در پی سد نسبت به محور آن شده است.

همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، دو عامل اصلی در تغییر ضرایب اطمینان در برابر روانگرایی، یعنی اضافه‌ی تنش سربار و همچنین درجه‌ی تراکم مصالح بررسی شده است. به‌طور کلی می‌توان گفت با اعمال تنش‌های حاصل از سربار سد، چه اصلاح چگالی در پی آبرفتی صورت گیرد و چه این اصلاح انجام نشود، ضرایب اطمینان در برابر روانگرایی افزایش می‌یابند که این افزایش به‌ویژه در زیر سد بیشتر است.

اثر تراکم آبرفت و سربار حاصل از سد خاکی مذکور بر روی مقطع B-B به عمق ۵ متر از سطح زمین، در شکل ۴ بررسی شده و نتایج آن در شکل ۱۵ آمده است. مشاهده می‌شود که در تمامی حالات، ضرایب اطمینان پس از ساخت سد افزایش یافته است. در قسمت‌های میانی آبرفت زیر هسته‌ی سد پس از ساخت سد، در تمام شکل‌ها، کاهش محسوسی در میزان ضرایب اطمینان دیده می‌شود. این کاهش به دلیل اثر قوس‌زدگی هسته است که منجر به کاهش سربار حاصل از بار

به دلیل تنش‌های برشی زیاد و اثر ضریب  $K_\alpha$ ، مقدار نسبت مقاومت برشی در برابر زلزله نسبت به قبل از ساخت سد بیشتر شده است.

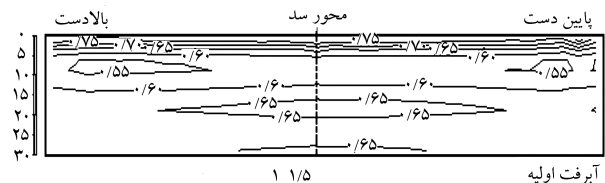
حال در صورتی که نسبت مقاومت برشی در شکل ۱۱ بر نسبت تنش برشی در شکل ۹ تقسیم شود، ضریب اطمینان در برابر روانگرایی حاصل خواهد شد که بحث جامع آن برای حالات مختلف از تراکم آبرفت، در قسمت ۶ ارائه می‌شود.

## ۶. تأثیر احداث سد بر پتانسیل روانگرایی آبرفت با

### تراکم‌های مختلف

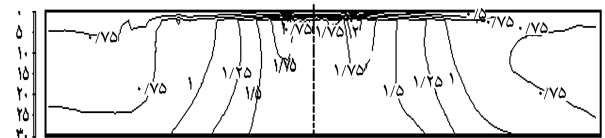
در این بخش از تحقیق به مطالعه‌ی پارامتریک اثر ساخت سد و اصلاح چگالی بر روی پتانسیل روانگرایی پی آبرفتی پرداخته شده است؛ تراکم خاکریزی با توجه به عدد نفوذ استاندارد  $(N_1)_e$  اختصاص داده شده به آبرفت برابر با ۸، ۱۵ و ۲۵ مورد توجه بوده است. تحلیل‌های دینامیکی برای محاسبه‌ی ضریب CSR و محاسبات لازم برای تعیین CRR در پی آبرفتی در سه حالت مختلف انجام شده است: در حالت اول فقط پی آبرفتی و در حالت دوم اثر ساخت سد در پتانسیل روانگرایی پی آبرفتی مدل شده است و در حالت سوم علاوه بر ساخت سد، مقدار چگالی نسبی نیز به دلیل تراکم حاصل از ساخت با توجه به روش پیشنهادی در قسمت ۳ و ۴ اصلاح شده است.

در شکل ۱۲، کانتورهای ضرایب اطمینان در برابر روانگرایی برای آبرفت در وضعیت تراکمی  $(N_1)_e = ۸$  نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضرایب اطمینان در شرایط بعد از ساخت و بعد از اصلاح چگالی نسبی نسبت به قبل از ساخت (آبرفت طبیعی)، افزایش قابل ملاحظه‌ی بی‌از خود نشان داده است. از شکل‌های ارائه شده مشاهده می‌شود که ضریب اطمینان در برابر روانگرایی با لحاظ کردن اثر سربار سد افزایش چشمگیری دارد؛ به‌طوری‌که ضریب اطمینان دست‌کم از ۱ تا بیش از ۲ برابر بین پنجه‌ی بالادست و پایین دست تا محور سد افزایش می‌یابد. برای حالت‌های  $(N_1)_e = ۱۵$  و  $(N_1)_e = ۲۵$  نیز شرایط مشابهی از نظر ضرایب اطمینان مشاهده می‌شود؛ کانتورهای ضرایب اطمینان در این حالات در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ نشان داده شده‌اند. لازم به ذکر است که عدم تقارن

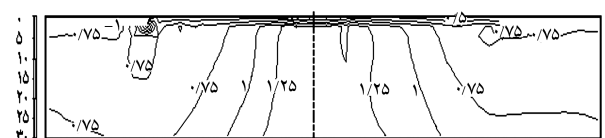


۱/۱۵

آبرفت اولیه



آبرفت پس از ساخت سد



آبرفت پس از ساخت سد و اصلاح دانسته

شکل ۱۲. کانتورهای ضرایب اطمینان برای حالت  $(N_1)_e = ۸$ .

چگالی پی آبرفتی که در قسمت ۳ ذکر شد، مقادیر چگالی نسبی و به تناسب آن اعداد نفوذ استاندارد با این عمل افزایش می‌یابد. در واقع، مقدار مقاومت برشی در برابر روانگرایی افزایش می‌یابد. همچنین با توجه به جدول ۴ مشاهده می‌شود که مقادیر  $K_{\alpha}$  در نواحی مختلف آبرفت با افزایش مقدار چگالی نسبی افزایش می‌یابند که خود منجر به افزایش مقادیر  $G_{max}$  در پی آبرفتی می‌شود. همان‌طور که واضح است هر قدر سختی پی آبرفتی تحت یک زلزله‌ی معین بیشتر شود، تنش برشی اعمال‌شده به پی افزایش می‌یابد؛ بنابراین تنش برشی اعمالی از زلزله نیز افزایش می‌یابد. با مقایسه‌ی نتایج برای اعداد نفوذ استاندارد ۸ و ۱۵ مشاهده می‌شود که در این دو وضعیت، میزان افزایش تنش برشی نسبت به افزایش مقاومت برشی بیشتر است. این در حالی است که در عدد نفوذ استاندارد ۲۵ نتیجه کاملاً متفاوت با حالت قبل است.

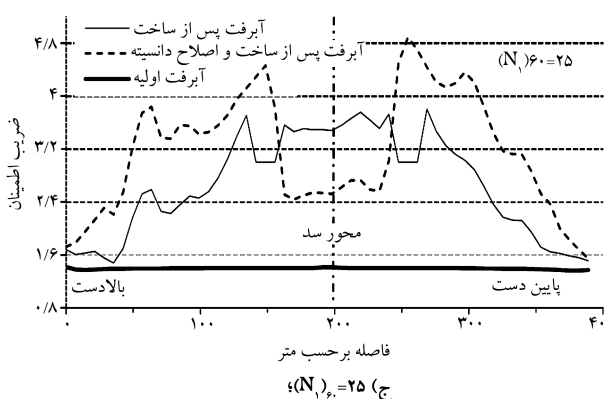
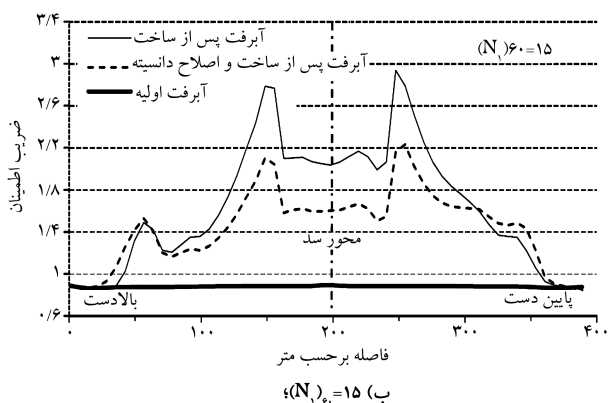
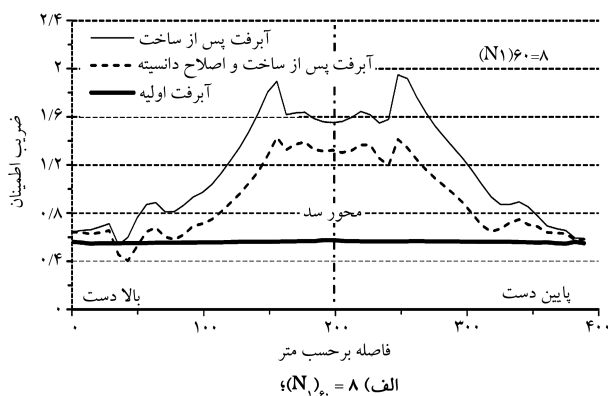
از جمله عوامل مؤثر دیگر، اثر تنش‌های برشی استاتیکی اولیه ( $K_{\alpha}$ ) است. در شرایط آبرفت طبیعی با توجه به نبود تنش‌های برشی استاتیکی اولیه، مقدار  $\alpha$  برابر صفر و مقادیر  $K_{\alpha}$  برابر یک است. لذا در این حالت این فاکتور تأثیری در مقادیر ضرایب اطمینان ندارد. اما بعد از ساخت سد با توجه به تغییر شرایط تنش در پی آبرفتی و ایجاد تنش‌های برشی در آن، با توجه به چگالی نسبی موجود در هر عمق، مقادیر  $K_{\alpha}$  نیز تغییر می‌کند. مطابق شکل ۳، در چگالی‌های نسبی پایین (و یا اعداد نفوذ استاندارد کم)، فاکتور  $K_{\alpha}$  مقادیر کمتری از یک دارد و یک روند نزولی را با افزایش  $\alpha$  طی می‌کند؛ لذا در حالت  $(N_1)_{60} = 8$ ، این فاکتور در جهت کاهش ضرایب اطمینان رفتار می‌کند. همچنین برای حالت چگالی‌های نسبی متوسط مقادیر این فاکتور کمی بیشتر از یک است و اثر افزایش بر ضرایب اطمینان کمتر خواهد بود. ولی در چگالی‌های نسبی بالا، این فاکتور یک روند کاملاً صعودی دارد و به‌طور قابل ملاحظه‌ی سبب افزایش ضرایب اطمینان در برابر روانگرایی می‌شود. نتایج به‌دست آمده از تجزیه و تحلیل نیز صحت موارد فوق را به‌خوبی نشان می‌دهند.

در نهایت می‌توان گفت اثر اصلاح چگالی در آبرفت‌های ضعیف و متوسط منجر به کاهش ضریب اطمینان در برابر روانگرایی می‌شود، در حالی‌که در آبرفت‌های مستحکم‌تر منجر به افزایش ضریب اطمینان می‌شود. لازم به ذکر است که در هر دو حالت (با اصلاح چگالی و بدون آن) ضریب اطمینان پایداری نسبت به آبرفت بدون سربار سد افزایش می‌یابد.

## ۷. نتیجه‌گیری

با توجه به اثرات منفی روانگرایی بر روی سازه‌های واقع بر روی آبرفت‌های مستعد روانگرایی، لزوم مطالعه‌ی دقیق این پدیده در این نوع آبرفت‌ها ضروری به‌نظر می‌رسد. از جمله‌ی این سازه‌ها که در معرض این پدیده قرار دارد، پی‌های آبرفتی در محل احداث سد‌های خاکی هستند.

در این مطالعه، روشی جدید برای اصلاح تراکم آبرفت پس از ساخت سد ارائه شد که در آن با استفاده از یک تحلیل استاتیکی اولیه و محاسبه‌ی کرنش‌های حجمی در پی می‌توان میزان بهبود وضعیت تراکمی پی را ارزیابی کرد. این روش برای پی در سه وضعیت تراکمی مختلف بررسی شد و با انجام تحلیل‌های دینامیکی به روش معادل خطی، پتانسیل روانگرایی در پی قبل از ساخت سد، پس از آن و پس از اصلاح چگالی در پی، مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج ارزیابی‌های روانگرایی، حاکی از افزایش ضرایب اطمینان در شرایط بعد از ساخت سد و بعد از اصلاح چگالی است. در این میان افزایش چگالی مصالح و همچنین اثر بالارفتن تنش‌های



شکل ۱۵. افزایش ضریب اطمینان پس از ساخت سد در وضعیت‌های تراکمی مختلف از آبرفت.

هسته‌ی رسی در آبرفت می‌شود. با کاهش سربار نیز، مقدار نسبت مقاومت برشی در برابر روانگرایی مطابق هم‌ی روش‌های ارائه‌شده در جدول ۱، افزایش می‌یابد (این امر در روش‌های اول و دوم در جدول ۱ در رابطه‌ی ضریب اصلاحی تنش سربار ( $K_{\alpha}$ ) مشاهده می‌شود).

کانتورهای ضرایب اطمینان در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ و منحنی‌های آن‌ها در عمق ۵ متری در شکل ۱۵، نشان‌دهنده‌ی آن است که در اعداد نفوذ استاندارد ۸ و ۱۵ مقادیر ضرایب اطمینان در حالت پایان ساخت سد بدون اصلاح چگالی نسبی نسبت به حالت پایان ساخت سد با اصلاح چگالی بیشتر است. این در حالی است که در عدد نفوذ استاندارد ۲۵ حالتی عکس وضعیت قبل رخ می‌دهد. دلایل این نتایج را می‌توان بدین صورت بیان کرد که: اولاً با توجه به روند ذکرشده برای اصلاح

با توجه به نتایج به دست آمده‌ی فوق در صورتی که محور انتخابی برای احداث سد خاکی، مستعد روانگرایی باشد، می‌توان با روش ارائه شده در این نوشتار، ارزیابی بهتری از روانگرایی در پی آبرفتی داشت و از بیشینه‌ی بهبود وضعیت پی پس از ساخت سازه بر روی آن استفاده کرد؛ در این صورت، در هزینه‌های بسیار بالای عملیات خاکبرداری در پی‌های آبرفتی مستعد روانگرایی صرفه‌جویی می‌شود و با آنکه دست‌کم می‌توان عملیات بهبود پی مقرون به صرفه‌ی داشت.

سربار ناشی از احداث سد بیشترین تأثیر را در افزایش ضرایب اطمینان به دست آمده داشته‌اند. در صورتی که علاوه بر اثر ساخت سد، در پی آبرفتی اصلاح چگالی نیز انجام شود، مشاهده می‌شود که وقتی آبرفت دارای وضعیت تراکمی پایین تا متوسط است، اصلاح چگالی منجر به کاهش ضریب اطمینان نسبت به حالت بدون اصلاح می‌شود، در حالی که در آبرفت‌های با تراکم بالا اصلاح چگالی منجر به افزایش ضریب اطمینان نیز می‌شود.

## پانویس‌ها

1. Sheffield
2. Sanfernando
3. Carsington
4. Shivilakha
5. cyclic stress ratio
6. cyclic resistance ratio
7. standard penetration test
8. cone penetration test
9. relative state parameter index
10. design basis level

## منابع (References)

1. Seed, H.B.; Makdisi, F.I. and De Alba, P.A. "Performance of earth dams during earthquakes", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **104**(GT7), pp. 967-994 (1978).
2. Troncoso, J.H. "Failure mechanisms and shear failures of tailing dams under earthquake loadings", *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng2000)*, Melbourne, **1**, pp. 1254-1262 (2000).
3. Seed, H.B.; Lee, K.L.; Idriss, I.M. and Makdisi, F.I. "The slides in the San Fernando dams during the earthquake of february 9, 1971", *A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **101**(GT7), pp. 651-688 (1975).
4. Skempton, A.W. and Vaughan, P.R. "The failure of carsington dam", *Géotechnique*, **43**(1), pp. 151-173 (1993).
5. Singh, R.; Roy, D. and Jain, S.K. "Analysis of earth dams affected by the 2001 Bhuj earthquake", *Engineering Geology*, **80**(3-4), pp. 282-291 (2005).
6. Adalier, K. and Sharpa, M.K. "Embankment dam on liquefiable foundation-dynamic behavior and densification remediation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130**(11), pp. 1214-1224 (2004).
7. Sharpa, M.K. and Adalier, K. "Seismic response of earth dam with varying depth of liquefiable foundation layer", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**(11), pp. 1028-1037 (2006).
8. Sadre Karimi, J.; Haeri, S.M. and Saberi, A. "Effect of overburden pressure on the liquefaction potential of alluvium beneath embankment dam, case study: Sattar Khan dam", *Third National Congress on Civil Engineering, Tabriz* (1386).
9. Safari, S. and Noorzad, R. "Effect of structure on the liquefaction potential of sand deposits due to water waves", *Third National Congress on Civil Engineering, Tabriz* (1386).
10. Huang, Y.; Yashima, A.; Sawada K. and Zhang, F. "Numerical assessment of the seismic response of an earth embankment on liquefiable soils", *Bull Engineering Geol Environ*, **67**(1), pp. 31-39 (2008).
11. Unutmaz, B. and Onder Cetin, K. "Assessment of structure-induced liquefaction triggering", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, IV GSP*, **181**, pp.1-10 (2008).
12. Paseh, H.R.; Yazdani, M. and Mahin Roosta, R. "Seismic improvement of liquefiable alluvial foundation of earth dams by vibro-replacement", in *2nd International Conference in Long Term Behavior of Dams*, Graz, Austria, pp. 660-665, (12-13th October 2009).
13. Itasca Consulting Group. FLAC, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis, MN, USA (1998).
14. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **97**(9), pp. 1249-1273 (1971).
15. Youd, T.L.; Idriss, I.M.; Andrus, R.D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J.T.; Dobry, R.; Liam Finn, W.D.; Harder Jr., R.F.; Hynes, M.E.; Ishihara, K.; Koester, J.P.; Liao, S.S.C.; Marcuson III, W.F.; Martin, G.R.; Mitchell, J.K.; Moriwaki, Y.; Power, M.S.; Robertson, P.K.; Seed, R.B. and Stokoe II, K.H. "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **127**(10), pp. 817-833 (2001).
16. Boulanger, R.W. "High overburden stress effects in liquefaction evaluations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **129**(12), pp. 1071-1082 (2003).
17. Boulanger, R.W. "Relating  $K_{\alpha}$  to relative state parameter index", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **129**(8), pp. 770-773 (2003).
18. Idriss, I.M. "An Update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Transportation Research Board, 99 Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, Washington D.C., pp. 10-21 (1999).

19. Clayton, C.R.I. "The standard penetration test (SPT): Methods and use", *CIRIA*, pp. 50-71 (1995).
20. Boulanger, R.W.I.M. and Idriss, C.A. "State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance", *Proceeding 11th SDEE and 3rd ICEGE*, Berkeley, pp.484-491 (2004).
21. Mahab Ghodss Consulting Engineering Corporation, Simine Rood Embankment Dam: Phase II Design of dam body (2009).
22. Duncan, J.M. and Chang, C.Y. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **96**(5), pp.1629-1653 (1970).
23. Mayne, P.W.; Christopher, B.R. and DeJong, J., FHWA NHI-01-031, *Manual on Subsurface Investigations*, National Highway Institute (NHI), Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, Geotechnical Site Characterization (July 2001).
24. Mahab-Ghods Consulting Engineering Corporation, Report of Seismic Hazard Evaluation of Simine Rood Embankment Dam (Sep. 2007).
25. Seed, H.B. and Idriss, I.M., *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*, Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley, California (1970).
26. Hardin, B.O. and Black, W.L. "Vibration modulus of normally consolidated clay", *Journal of Soil Mechanics & Foundation Engineering, ASCE*, **84**(2), pp. 1531-1537 (1968).
27. Kokusho, T. and Esashi, Y. "Cyclic tri-axial test on sands and coarse material", *Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (1981), (Quoted by Ishihara 1986).
28. Sun, J.I.; Golesorkhi, R. and Seed, H.B., *Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils*, Report No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp. 42 (1988).
29. Seed, H.B.; Wong, R.T.; Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **112**(GTI 1), pp. 1016-1032 (1986).
30. Idriss, I.M. "Response of soft soil sites during earthquakes", *Proceedings, Memorial Symposium to honor Professor Harry Bolton Seed*, Berkeley, California, **II** pp.273-289 (1990).

# ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی طرح‌شده براساس آیین‌نامه‌ی ایران

فرشاد مهرایی\* (استادیار)

علی خیرالدین (دانشیار)

محسن گرامی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران: شریف  
دوره‌ی ۲-۱۳۸، شماره‌ی ۴، ص. ۶۵-۷۳

خرابی پیش‌رونده، عبارت از گسترش خرابی در سازه در اثر یک خرابی موضعی اولیه است، و اولین بار پس از واقعه‌ی ساختمان رونان پوینت<sup>۱</sup> در انگلیس مطرح شد، و از آن زمان تاکنون تحقیقات وسیعی در این خصوص انجام شده است و کشورهای مختلفی چون انگلیس، کانادا، کشورهای اروپایی، و آمریکا به آن پرداخته‌اند. بارهای غیرعادی، تغییرشکل‌های بزرگ ناشی از حرارت و... از عوامل خرابی موضعی‌اند. با توجه به مسکوت‌ماندن این بحث در ایران، در این مطالعه ۴۶ مدل سازه‌ی فولادی منطبق بر آیین‌نامه‌های ایران طرح، و پتانسیل خرابی پیش‌رونده در آن‌ها بررسی شد و نتایج نشان از وجود پتانسیل خرابی در این سازه‌ها و لزوم واردشدن این بحث در آیین‌نامه‌های ایران را دارد.

واژگان کلیدی: خرابی پیش‌رونده، سازه‌ی فولادی، مهاربند، تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی، حذف ستون، بادبندی، ممان خمشی.

## ۱. مقدمه

تخریب پیش‌رونده معمولاً به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق می‌شود. فقدان یک یا چند عضو حمال بار باعث خرابی موضعی می‌شود، و در ادامه به مانند یک واکنش شیمیایی زنجیره‌یی منجر به خرابی جزئی یا کلی سازه می‌شود. در پی حادثه‌ی آغازین، سازه برای انتقال بار (که در اصل به وسیله‌ی قسمت‌های صدمه‌دیده حمل می‌شده است) به قسمت‌های جانبی سالم به جستجوی مسیرهای جایگزین برای انتقال بار می‌پردازد. از آنجایی‌که احتمالاً قسمت‌های جانبی مقاومت کافی برای تحمل بار اضافه ندارند، خرابی در این اجزا که بار اضافه را تحمل می‌کنند، محتمل است و این رویداد به نوبه‌ی خود باعث انتشار مجدد و بیشتر بار می‌شود و تا زمانی‌که حالت تعادل حاصل شود، ادامه خواهد یافت. حال آنکه، به‌علت میزان بار و خاصیت دینامیکی فرآیند، حالت توازن ممکن است زمانی حاصل شود که بخش قابل توجهی از سازه تخریب شده باشد. به همین علت ویژگی اصلی تخریب پیش‌رونده آن است که آسیب نهایی بیش از آسیب اولیه‌ی ناشی از حادثه‌ی آغازین است. یک تخریب پیش‌رونده می‌تواند به علل عدیده‌یی از جمله اشتباهات در طراحی و ساخت و همچنین حوادث مربوط به بار (که فراتر از مراحل تجزیه و تحلیل و طراحی است و کمتر مورد توجه مهندسان سازه قرار می‌گیرد) به‌وجود آید. از علل دیگری که ممکن است در طول احداث ساختمان به‌وجود آیند، می‌توان به قدرت کم مواد، بار اضافه، و روش‌های نامناسب احداث بنا اشاره کرد. در هر حال این نکته که تخریب پیش‌رونده در سراسر دنیا (بدون در نظر گرفتن علت آن) دلیل عمده‌ی جراحات‌ها و

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۶/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱/۳۱، پذیرش ۱۳۹۰/۶/۱۲.

fm74ir@gmail.com  
akheirodin@semnan.ac.ir  
mgerami@semnan.ac.ir

مرگ‌ها در فروپاشی ساختمان‌هاست، مورد تأیید همگان است. با در نظر گرفتن این مسائل نیاز به یک فرآیند قابل اطمینان در طراحی برای جلوگیری از تخریب پیش‌رونده دیده می‌شود.

بحث خرابی پیش‌رونده از دهه‌ی ۱۹۷۰ میلادی به دنبال حادثه‌ی رخ داده در ساختمان رونان پوینت در انگلستان (شکل ۱) شروع شد، این ساختمان یک ساختمان ۲۲ طبقه متشکل از قطعات پیش‌ساخته‌ی کف و دیوارهای غیرمسلح باربر بود که در اثر انفجار گاز در یک گوشه‌ی طبقه‌ی هجدهم آن (۱۹۶۸/۵/۱۶) دیوار باربر جلویی ساختمان در این طبقه منهدم شد و در نتیجه تکیه‌گاه طبقات بالایی حذف و به‌علت عدم وجود پیوستگی در بین اعضای باربر، این طبقات به روی طبقات زیرین افتادند و موجب خرابی مطابق شکل ۱ شدند.

بعد از خرابی ساختمان رونان، پژوهشگری به بررسی امکان ایجاد تغییرات در استانداردهای بریتانیا و کانادا در جهت ممانعت از بروز خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌ها پرداخت (۱۹۷۲).<sup>[۱]</sup> معتقد بود که یک سازه‌ی مقاوم در مقابل زلزله می‌تواند در برابر توسعه‌ی خرابی نیز بعد از اینکه یکی از اعضای باربر خود را از دست دهد، مقاومت نشان دهد و تأمین شکل‌پذیری و پیوستگی کافی بین اعضا و گره‌ها را برای افزایش توانایی‌های سازه در این زمینه توصیه کرد. در سال ۱۹۷۷ فلسفه‌ی طراحی در مقابل خرابی پیش‌رونده با سه روش پیشنهاد شد:<sup>[۲]</sup>

۱. روش کنترل واقعه: بارهای غیرمعمول در سازه از طریق پیشگیری‌های غیرمستقیم کنترل می‌شود.