

ارزیابی عملکرد روش‌های فرم و مونت کارلو در محاسبه احتمال خرابی لغزشی سد بتنی وزنی تحت بارهای استاتیکی

فرید میارنعمی^{۱*}، غلامرضا عزیزیان^۲، غلامحسین اکبری^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه سیستان و بلوچستان

۲- استادیار دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان

۳- دانشیار دانشکده مهندسی، دانشگاه بجنورد

Farid.Naeimi@pgs.usb.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۸/۱۳]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۳/۱۲/۱۴]

چکیده - بدون شک خرابی یک سد بتنی خسارات مالی و جانی جبران ناپذیری را به یک جامعه وارد خواهد کرد. در این پژوهش با انتخاب سد بتنی وزنی Sariyar واقع در ترکیه، به عنوان مطالعه موردی، احتمال خرابی لغزشی آن محاسبه شده است. مهم‌ترین عامل در خرابی لغزشی یک سد، افزایش سطح آب مخزن بوده که با افزایش نیروی جانبی و آپلیفت، احتمال خرابی نیز افزایش خواهد یافت. پس برای در نظر گرفتن حالات مختلف که ممکن است برای یک سد پیش بیاید، تمامی ارتفاع‌های محتمل برای دریاچه این سد شبیه‌سازی شده و احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان در این حالات با استفاده از دو روش مونت کارلو و فرم به دست آمد و با یکدیگر مقایسه شده است. همچنین تاثیر تعداد نمونه‌های تولید شده بر پاسخ‌های به دست آمده در روش مونت کارلو نیز مورد بحث قرار گرفته است. نتایج نشان دادند روش مونت کارلو در برخی حالات که مقاومت سیستم بسیار بیشتر از بار موجود است و تابع شرایط حدی فاصله زیادی با اجتماع نمونه‌ها دارد، ممکن است با هر تعداد نمونه قادر به ارائه احتمال خرابی نباشد. در این حالات می‌توان با استفاده از روش فرم، مقادیری برای شاخص قابلیت اطمینان محاسبه نمود، اما مشخص شد که این مقادیر فاصله زیادی با واقعیت خواهند داشت. با افزایش نیروهای وارد شده، پاسخ‌های به دست آمده از روش مونت کارلو از دقت بالایی برخوردار خواهند بود ولی روش فرم، میزان احتمال خرابی را کمتر از آنچه که هست نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: سد بتنی، خرابی لغزشی، مونت کارلو، فرم.

۱- مقدمه

کشاورزی، صنعت و زندگی اجتماعی امروز بشر وابسته به آب می‌باشد. بنابراین تامین آب و طراحی مناسب سدها برای دستیابی به این هدف، یکی از مهم‌ترین چالش‌های دنیای مهندسی است. برآورد احتمال خرابی سدها، بیانگر چگونگی عملکرد طرح و سطح خدمت‌پذیری آن است [۲۱ و ۱۰]. در برآورد میزان احتمال خرابی، تکنیک مونت کارلو بعنوان یکی از پرکاربردترین روش‌های شبیه‌سازی در ارزیابی احتمال خرابی سازه‌ها در بسیاری از مسائل مهندسی استفاده می‌شود

[۳۳، ۱۲ و ۱۱]. این روش در سال ۱۹۴۹ به وسیله‌ی متروپولیس و یولام ارائه شد [۱۸]. در حالیکه روش‌هایی مانند روش‌های مرتبه اول و دوم قابلیت اطمینان برای مسائل با شرایط حدی غیرخطی، متغیرهای تصادفی غیرنرمال و مسائل با چندین نقطه طراحی، جواب‌هایی تقریبی ارائه می‌دهند. روش مونت کارلو به سادگی قادر به برآورد مقدار صحیح احتمال خرابی است [۱۷]. در این روش، نمونه‌های تصادفی برای هر متغیر با توجه به تابع چگالی احتمال آن متغیر تولید می‌شوند و با قرار گرفتن نمونه‌ها در تابع شرایط

در سال ۲۰۱۲ ایگناسیو اسکودر بونو^۲ و همکاران روشی جدید برای ارزیابی احتمالی خرابی لغزشی سد بتنی وزنی در آنالیز سطح خطر ارائه کردند. روش ارائه شده در پژوهش ایشان براساس بهبود بخشیدن به مقدار تخمین احتمال شرطی پاسخ سیستم سد- فونداسیون بوده که با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو در بحث قابلیت اطمینان انجام شد. در پژوهش ایشان، از یک نمونه کاربردی یک سد در اسپانیا بحث شد که در آن لغزش بدنه سد در مرز صفحه اندرکنش سد و فونداسیون صورت پذیرفت [۵].

خرابی بدنه یک سد بتنی وزنی تحت سه حالت مختلف صورت می‌پذیرد: الف) خرابی لغزشی؛ ب) خرابی چرخشی و یا واژگونی؛ ج) خرابی افزایش تنش [۲۴ و ۸]. مود خرابی لغزشی دارای بیشترین احتمال رخداد در ایجاد خرابی در سدهای بتنی وزنی است [۲۴ و ۸]. همچنین برای این حالت صفحه مرز اتصال بین پی سنگی و بخش تحتانی بدنه سد، به عنوان ضعیف‌ترین محل در برابر شکست لغزشی شناخته شده است [۳۰ و ۲۶ و ۷]. عوامل موثر زیادی در افزایش احتمال خرابی وجود دارند، ولی دو پارامتر اساسی دارای پراکندگی و عدم قطیت بسیار زیادتری نسبت به پارامترهای دیگر است. این دو مورد عبارتند از زاویه اصطکاک داخلی و ضریب چسبندگی در صفحه اندرکنش بدنه سد و سنگ فونداسیون [۳۳ و ۲۲ و ۱۳]. در این پژوهش از دو عامل گفته شده به عنوان متغیرهای تصادفی استفاده می‌شود و توابع توزیع آنها طبق داده‌های آماری به دست می‌آیند. هدف این پژوهش استفاده از روش‌های قابلیت اطمینان در ارزیابی عملکرد این روش‌ها و مقایسه آنها با یکدیگر است. برای دستیابی به این هدف مود اول خرابی یعنی خرابی تحت لغزش در صفحه اندرکنش سازه و فونداسیون ارزیابی شده است. پارامترهای ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به عنوان متغیرهای تصادفی انتخاب شده و در برآورد احتمال خرابی لغزشی سد استفاده شده‌اند. تاثیر ارتفاع‌های مختلف آب دریاچه و فشار آپلیفت نیز بر میزان خرابی تحلیل شده است.

حدی، احتمال خرابی سازه مورد نظر محاسبه می‌شود [۳۱ و ۲۳ و ۲۰]. این احتمال با نسبت تعداد نقاط موجود در ناحیه خرابی به تعداد کل نقاط تولید شده بر اساس تابع چگالی متغیرها تعریف شده است. این روش جزو روش‌های کلاس سه قابلیت اطمینان طبقه بندی شده است [۳۱ و ۲۳]. همچنین، روش فرم نیز بر مبنای محاسبه شاخص قابلیت اطمینان استوار است که احتمال خرابی، با استفاده از این شاخص و از روی معکوس نمودار تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال به دست خواهد آمد. این روش جزو سطح کلاس دو قابلیت اطمینان است [۲۳ و ۲۰]. در بخش‌های آینده به مبانی نظری در مورد روش‌های فرم و شبیه‌سازی مونت کارلو اشاره خواهد شد.

از جمله پژوهش‌های انجام شده در این مورد می‌توان به پژوهش پیر لگر^۱ و همکارانش در سال ۲۰۰۳ اشاره نمود. ایشان نرم‌افزار CADAM را برای آنالیز پایداری سدهای بتنی ارائه کردند [۱۶]. این نرم‌افزار برای ارزیابی پایداری استاتیکی و دینامیکی سدهای بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۶]. روش حل این نرم‌افزار بر اساس حل معادلات تعادل بدنه سد و استفاده از تئوری تیرها برای مشخص نمودن تنش‌های وارد شده است [۱۶]. همچنین از روش‌های شبه استاتیکی و طیفی برای به دست آوردن پاسخ‌ها استفاده می‌کند. این نرم‌افزار قابلیت ارزیابی و تحلیل طیف وسیعی از مسائل مرتبط با سدهای بتنی وزنی را داراست که از جمله آنها می‌توان به محاسبه طول ترک و چگونگی پخش ترک و همچنین به تاثیر زلزله بر میزان نشست و ترک بدنه سد اشاره نمود [۱۶].

همچنین ایشان در سال ۲۰۱۲ پایداری سدهای بتنی وزنی را که روی فونداسیون شیبدار اجرا شده بود بررسی کردند. تحلیل آنها براساس معادلات تعادل و در حالت سه بعدی بود. آنها پایداری لغزشی در مرز اندرکنش سد و فونداسیون را مطابق با واقعیت قرار دادند. همچنین برای بیان درستی مدل ایجاد شده، دو نمونه در مورد اعتبارسنجی پاسخ‌های به دست آمده از این روش را ارائه نمودند [۱۵].

گسترده باشد و α زاویه سطح لغزش با افق است [۲۷ و ۱۴].

شکل ۱ مقاومت در برابر لغزش

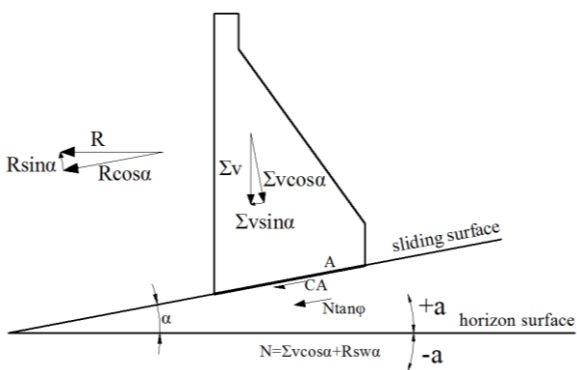


Fig. 1. Sliding resistance

در صورتی که سطح لغزش افقی باشد، معادله اخیر به معادله ۳ تبدیل می‌شود [۲۷ و ۱۹]:

$$R = \sum V \tan \phi + CA \quad (3)$$

در این حالت مجموع نیروهای عمودی را می‌توان به وسیله‌ی تفاضل نیروی وزن سد و فشار آپلیفت محاسبه نمود که در پایان ضریب اطمینان در روش مقاومت-برش با تقسیم مقدار مقاومت کل به بار موجود به وسیله‌ی رابطه (۴) محاسبه خواهد شد [۲۷ و ۶].

$$S_{s-f} = \frac{(W - U) \tan \alpha + CA}{H} \quad (4)$$

در رابطه بالا W برابر وزن بدنه سد و U مقدار فشار آپلیفت وارد بر کف آن است. همچنین H بیانگر نیروی هیدرواستاتیکی وارد به بدنه سد از طرف آب دریاچه است. از طرفی مقدار این ضریب اطمینان در برابر شرایط عادی بارگذاری طبق آیین نامه کمیسیون تنظیم انرژی آمریکا^۱ باید حداقل برابر با ۲ باشد [۶].

۳- معرفی مطالعه موردی

به علت در دسترس بودن داده‌های عددی مربوط به هندسه و مشخصات مصالح بدنه سد بتنی وزنی Sariyar، از آن به عنوان مطالعه موردی استفاده شده است. این سد در روستای نالیهان در آنکارای ترکیه قرار دارد و در سال ۱۹۵۶ میلادی با هدف

همچنین عملکرد دو روش اساسی مونت کارلو و فرم در برآورد میزان احتمال خرابی لغزشی سد، با هم مقایسه شده است.

۲- تحلیل سد بتنی وزنی در برابر لغزش

نیروهای موثر در طراحی سدهای بتنی عبارتند از وزن سد، نیروی هیدرواستاتیکی حاصل از فشار آب بر سد، نیروی زیر فشار یا آپلیفت، فشار رسوب، زلزله، فشار هیدرودینامیک، فشار یخ در مناطق سردسیر، نیروی امواج آب، فشار باد، بارهای ناشی از تغییر دما، فشارهای زیر اتمسفر و نیروی عکس العمل تکیه‌گاهی پی [۲۵، ۳۲ و ۲].

دو روش اساسی در بررسی پایداری لغزشی بدنه سد وجود دارد که عبارتند از روش مقاومت-برش و روش تعادلات محدود [۲۷، ۲۱ و ۱۹]؛ در این مطالعه از روش مقاومت-برش برای محاسبه ضریب اطمینان بدنه سد استفاده می‌شود. همچنین سه مورد اول از نیروهای گفته شده یعنی نیروهای وزن، هیدرواستاتیک و آپلیفت، در تحلیل استاتیکی بدنه سد به روش مقاومت-برش کاربرد فراوان دارند [۲۸، ۲۷ و ۱۹]. رابطه‌ای که برای محاسبه ضریب اطمینان در روش مقاومت-برش برقرار است به صورت معادله (۱) است [۲۷ و ۱۴]:

$$S_{s-f} = \frac{R}{\sum H} \quad (1)$$

که در آن S_{s-f} ضریب اطمینان در روش مقاومت-برش، R بیشینه نیروی افقی که می‌تواند در برابر برش مقاومت نماید (مقاومت برشی) و $\sum H$ مجموع نیروهای اعمال شده افقی یا موازی با سطح لغزش احتمالی است. مقدار مقاومت برشی R را می‌توان از اصول استاتیک به دست آورد. مقاومت برشی R از طریق اندازه‌گیری نیروهای موازی و عمود بر سطح لغزش احتمالی قابل تخمین است [۲۹، ۲۷ و ۱۴].

$$R = \sum V \tan(\phi + \alpha) + \frac{CA}{\cos \alpha (1 + \tan \phi \cdot \tan \alpha)} \quad (2)$$

در این رابطه $\sum V$ برابر مجموع نیروهای عمودی، ϕ زاویه اصطکاک داخلی یا زاویه مقاومت برشی (در مواقعی که صفحه لغزش داخلی یا بالاتر از کف فونداسیون قرار دارد)، C چسبندگی (مقاومت برشی واحد در بارگذاری نرمال معادل صفر)، A سطح لغزش احتمالی که در آن چسبندگی C

1 U.S.Federal Energy Regulatory Commission (FERC)

فراوانی داده‌ها از آزمایش کاسکور^۱ استفاده شد. رابطه ۵ بیانگر چگونگی عملکرد این آزمایش است.

$$\chi^2 = \frac{\sum(n_i - e_i)^2}{e_i} \quad (5)$$

در این معادله χ^2 میزان خطای هر تابع توزیع است. رتبه یک به تابعی اختصاص خواهد داشت که کمترین اختلاف را با هیستوگرام داده‌ها داشته باشد [۲۳]. n_i و e_i به ترتیب نشان دهنده مقدار تابع و مقدار مشاهده شده است. این مقادیر در شکل (۳) نشان داده شده‌اند.

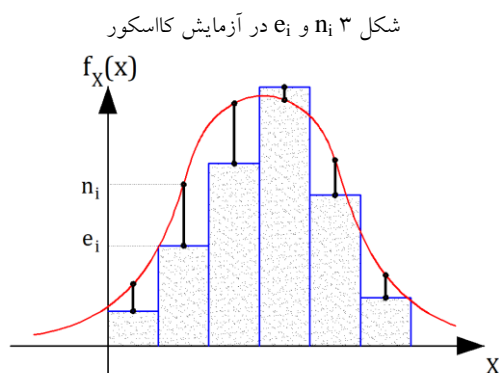


Fig. 3. n_i and e_i in Chi-Squared test

هشت تابع توزیع مختلف شامل توابع یکنواخت^۲، نرمال^۳، لوگ نرمال^۴، گاما^۵، ویبول^۶، بتا^۷، راپلی^۸ و نمایی^۹ برای تست کاسکور استفاده شدند و به هر کدام از توابع امتیاز ۱ تا ۸ اختصاص داده شد.

محور افقی در شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب بیانگر مقدار زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی بوده و محور عمودی نشان دهنده فراوانی داده‌ها است. مشاهده می‌شود برای هر دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک، تابع توزیع نرمال دارای بهترین همخوانی با داده‌ها بوده است. تابع توزیع نرمال از رابطه ۶ پیروی می‌کند [۲۰ و ۲۳].

تولید نیروی برقابی احداث شد [۱]. ارتفاع کل سد از روی فونداسیون برابر ۹۰ متر، طول تاج سد برابر ۲۷۵ متر، عرض تاج ۷ متر است و تاپی به صورت خطی به مقدار ۷۲ متر خواهد رسید. شکل کلی و ابعاد بلندترین بلوک سد در شکل (۲) ارائه شده است [۱].

شکل ۲ هندسه سد بتنی و پارامترهای مربوطه

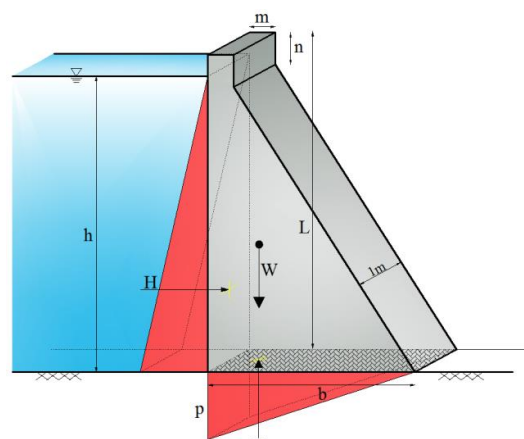


Fig. 2. Geometry of dam and parameters

جدول (۱) ابعاد و نیروهای وارد بر سد ساریار [۲۸]

Parameter	L(m)	b(m)	m(m)	n(m)	W(ton)	h(m)	H(ton)	U(ton)
Amount	90	72	7	2.5	8337	85	35438.625	30018.6

Table 1. Dimensions and forces in SARIYAR concrete dam [28]

وزن مخصوص مصالح بدنه سد بتنی Saryar برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است و همان‌گونه که گفته شد پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی به علت پراکندگی زیاد در مقادیر، به صورت متغیرهای تصادفی در نظر گرفته می‌شوند [۳ و ۱]. داده‌های مربوط به چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بستر ساختگاه سد مطالعه شده به وسیله نرم‌افزار EasyFit تحلیل شدند [۱]. نتایج به دست آمده از این نرم‌افزار برای ۸ تابع توزیع مختلف به ترتیب در جدول (۲) و شکل (۳) بیان شده‌اند.

همچنین برای مطابقت تابع توزیع احتمال با هیستوگرام

- 2 Uniform
- 3 Normal
- 4 LogNormal
- 5 Gamma
- 6 Weibull
- 7 Beta
- 8 Rayleigh
- 9 Exponential

جدول (۲) داده‌های آزمایشگاهی مربوط به چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی [۷]

Φ (degree)	45	60	46	45	49	62	54	45	49	37	63	62	60	49	53
C (ton/m ²)	4.49	3.67	3.11	4.01	4.22	3.51	3.62	3.42	2.58	4.83	3.13	3.49	4.35	3.89	3.73

Table 2. Experimental data on Cohesion and friction angle of the soil type II [7]

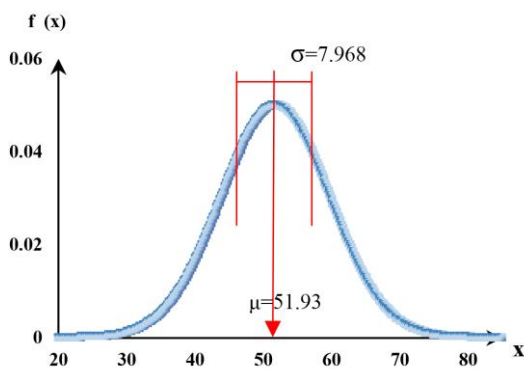
جدول (۳) پارامترهای تابع توزیع نرمال

	Mean Value μ	Standard Deviation σ	Coefficient of Variation %
Phi (Degree)	51.93	7.968	15.34
C (ton/m ²)	37.366	5.855	15.66

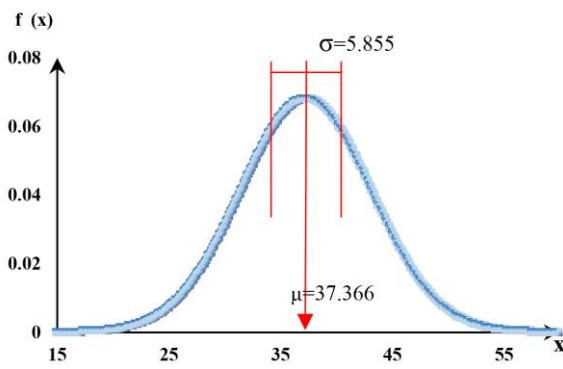
Table 3. Parameters of normal distribution function

در جدول (۳) ضریب تغییرات از تقسیم انحراف معیار بر میانگین به دست می‌آید. به عبارت ساده‌تر میزان پراکندگی به ازای یک واحد از میانگین را نشان می‌دهد. در نهایت با توجه به جدول (۳)، تابع توزیع نرمال برای داده‌ها به صورت شکل (۶) خواهد بود.

شکل ۶ توابع چگالی احتمال برای چسبندگی و ضریب اصطکاک



(a) ϕ Probability Density Function



(b) C

Fig. 6. Probability Density Function for a) Friction Angle (phi), b) Cohesion (c)

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (6)$$

در رابطه ۶، x بیانگر متغیر تصادفی بوده و μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار داده‌ها است. پارامترهای تابع توزیع شامل میانگین و انحراف معیار زاویه اصطکاک و چسبندگی مطابق با جدول ۳ است.

شکل ۴ توابع مختلف برای زاویه اصطکاک داخلی و امتیاز مربوط به آنها

Fig. 4. Functions for friction angle of the soil and their ranking

شکل (۵) توابع مختلف برای چسبندگی و امتیاز آنها

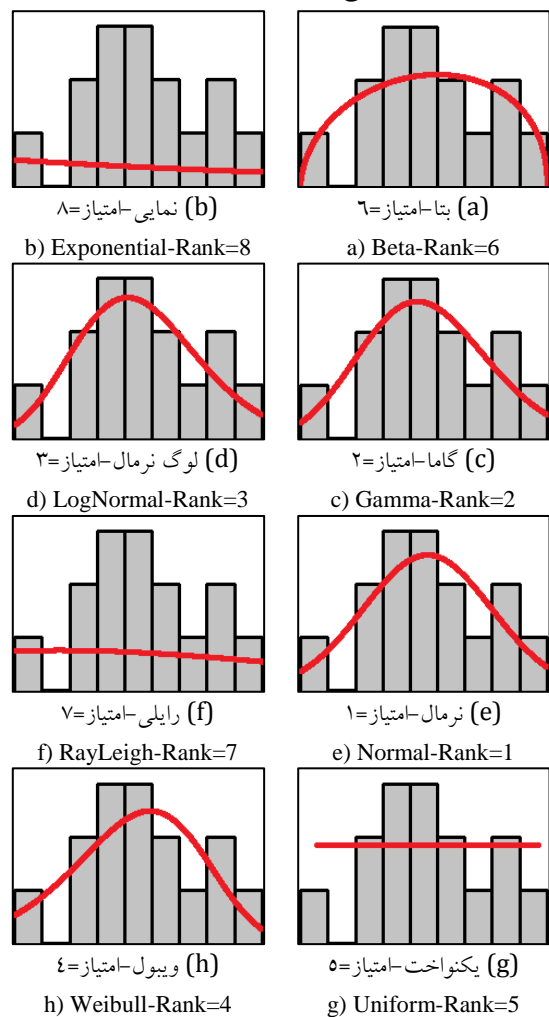


Figure 5. Functions for cohesion of the soil and their ranking

۴- محاسبه احتمال خرابی به روش مونت کارلو

روش مونت کارلو عبارت است از هنر تقریب زدن امید ریاضی با استفاده از توزیع نمونه‌ای تابعی از متغیرهای تصادفی شبیه سازی شده [۲۹ و ۴]. امروزه این روش به شکل گسترده تقریباً در تمامی رشته‌های مهندسی برای ارزیابی میزان احتمال خرابی قطعات مکانیکی، الکتریکی و انواع سازه‌ها کاربرد دارد [۴]. تکنیک شبیه‌سازی مونت کارلو بر پایه تولید یکسری نمونه‌های تصادفی برای هر متغیر بر اساس تابع چگالی احتمال آن و قرار دادن نمونه‌های هر متغیر در کنار هم استوار است. احتمال خرابی یک سیستم با استفاده از این روش، با تقسیم تعداد نقاطی که در ناحیه خرابی قرار می‌گیرند بر تعداد تمامی نمونه‌های شبیه‌سازی شده، به دست می‌آید [۴]. این نمونه‌ها با استفاده از معکوس تابع توزیع تجمعی احتمال به دست می‌آیند [۲۳، ۲۰ و ۴]. بطور کل سه مرحله برای تولید نمونه‌های تصادفی وجود دارد. این سه مرحله عبارتند از: الف) تولید اعداد تصادفی v_i در بازه صفر و یک؛ ب) انتقال این اعداد تصادفی به تابع توزیع تجمعی احتمال؛ ج) به دست آوردن مقدار x_i هر نمونه با استفاده از معکوس تابع تجمعی در نقطه تصادفی v_i [۲۳ و ۲۰]. این مراحل در شکل (۷) نشان داده شده است.

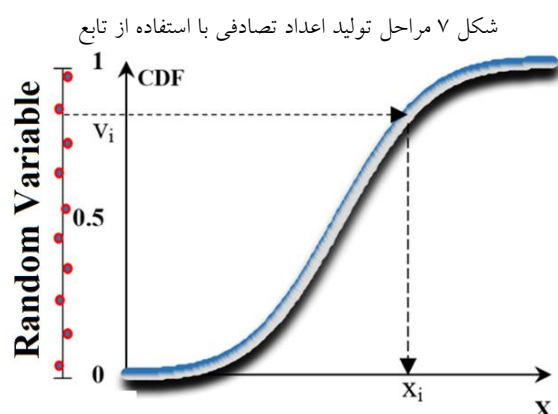


Fig. 7. Generate random numbers using the cumulative distribution function

تابع شرایط حدی با استفاده از رابطه (۷) در محاسبه ضریب ایمنی لغزشی و ضریب پیشنهاد شده آیین‌نامه FERC به

صورت زیر خواهد بود [۶].

$$S_{S-f} = \frac{(W - U)tana + CA}{H} - 2 > 0 \quad (۷)$$

$$g(X_1, X_2) = g(\varphi, C) = \frac{(W - U)tana + CA}{H} - 2 \quad (۸)$$

مشاهده می‌شود که تابع شرایط حدی غیرخطی است و در نتیجه با شبیه‌سازی مونت کارلو می‌توان به پاسخ‌های مناسبی دست یافت [۴]. در ادامه چهار مقدار نمونه برای شبیه‌سازی مونت کارلو انتخاب می‌شوند که عبارتند از ۲،۰۰۰، ۲۰،۰۰۰، ۲۰۰،۰۰۰ و ۲،۰۰۰،۰۰۰ نمونه. از طرفی سطح ارتفاع آب دریاچه به شکل مستقیم بر پارامترهای U و H تاثیر گذاشته تابع را دچار تغییر خواهد نمود. پس با تغییر سطح آب دریاچه از ۰ تا ۸۵ متر، تاثیر سطح آب مخزن بر میزان خرابی لغزشی سد نیز مورد تحلیل قرار می‌گیرد. علاوه بر این شاخص‌های قابلیت اطمینان بر مبنای احتمال خرابی مونت کارلو به وسیله‌ی تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال مطابق با رابطه (۹) محاسبه شده است.

$$\beta = -\Phi^{-1}(Probability\ of\ Failure) \quad (۹)$$

در رابطه بالا Φ برابر تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال است [۲۶]. پاسخ‌های به دست آمده از هر تعداد نمونه در محاسبه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان بر حسب تغییر ارتفاع آب مخزن در جدول (۴) ارائه شده است.

۵- محاسبه شاخص قابلیت اطمینان به وسیله روش فرم

هاسوفر و لیند در سال ۱۹۷۴ روشی جدید پیشنهاد کردند که شاخص قابلیت اطمینان در توابع شرایط حدی غیرخطی برای یک مسئله خاص، با تغییر تابع شرایط حدی، ثابت باقی خواهد ماند. این روش بر پایه ایده کرنل و استفاده از شاخص قابلیت اطمینان بنا شده است. به ویژه آنکه ایشان از فرم خطی تابع شرایط حدی و ممان‌های مرتبه اول و دوم برای حصول پاسخ استفاده کردند [۹]. هاسوفر و لیند، به جای نقطه میانگین در محاسبه شاخص، از نقطه جدیدی به نام نقطه

آمد. برای انتقال نقاط به دستگاه مختصات استاندارد نیز از رابطه (۱۲) استفاده می‌شود [۲۰ و ۲۳].

$$Z_i^* = \frac{x_i^* - \mu}{\sigma} \quad (12)$$

در این رابطه μ برابر میانگین و σ بیانگر انحراف معیار داده‌ها است. ماتریس $\{Z^*\}$ نیز برداری ستونی از مقادیر Z_i^* است. مشتقات جزئی با توجه به رابطه (۱۱) محاسبه شده و برای ایجاد همگرایی، یک ماتریس برداری $\{G\}$ بر مبنای رابطه (۱۳) به دست می‌آید [۲۰ و ۲۳].

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad (13)$$

$$G_i = -\frac{\partial g}{\partial z_i} |_{d.p} \quad \text{که در آن:}$$

مقدار تقریبی شاخص قابلیت اطمینان β در هر چرخه سعی و خطا به وسیله‌ی رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود [۲۰ و ۲۳].

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (14)$$

که در رابطه فوق ماتریس $\{Z^*\}$ برداری ستونی از مقادیر Z_i^* است. ضریب حساسیت و یا بردار هادی شاخص قابلیت اطمینان در هر سعی و خطا به وسیله‌ی رابطه (۱۵) محاسبه می‌شود [۲۰ و ۲۳].

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (15)$$

التبه مقادیر اولیه باید برای $\{\alpha\}$ بر مبنای رابطه $\sum (\alpha_i)^2 = 1$ حدس زده شود. توصیه می‌شود مقادیر α_i برای بار مثبت و برای مقاومت منفی در نظر گرفته شود. در ادامه نقاط طراحی جدید از رابطه (۱۴) به دست خواهند آمد [۲۰ و ۲۳].

$$z_i^* = \beta \alpha_i \quad (16)$$

طراحی^۱ در دستگاه مختصات استاندارد شده انتقال یافته استفاده نمودند [۲۰ و ۲۳].

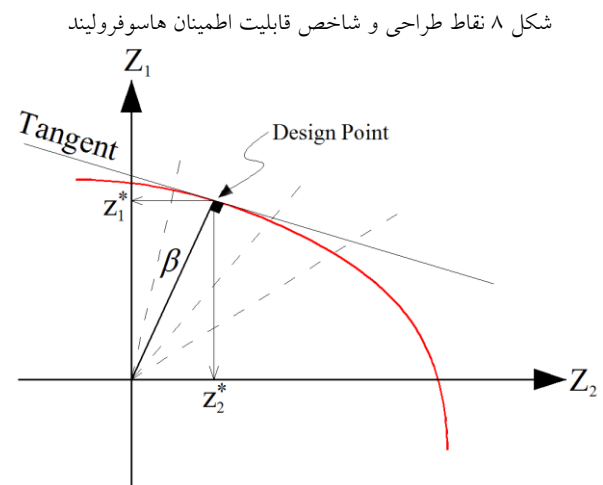


Fig. 8. Design Point and reliability index in FORM

در این فضای طراحی جدید، فاصله هندسی میان مبدا و تابع شرایط حدی انتقال یافته به عنوان شاخص قابلیت اطمینان تعریف شده است. برای به دست آوردن مختصات نقطه طراحی شامل $\{Z_1^*, Z_2^*, \dots, Z_n^*\}$ در مرحله سعی و خطا، به حل $2n+1$ معادله نیاز است که در آن n تعداد متغیرهای تصادفی است. این معادلات شامل یک معادله بتا، n معادله α_i برابر ضرایب حساسیت و n معادله Z_i^* ها و یا همان نقاط طراحی است [۲۰ و ۲۳].

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial g}{\partial z_i} |_{d.p}}{\sqrt{\sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial z_k} |_{d.p}\right)^2}} \quad (10)$$

که در این معادله $d.p$ همان نقاط طراحی است. برای مشتق تابع حدی در نقاط طراحی نیز از رابطه (۱۱) استفاده شده است [۲۰ و ۲۳].

$$\frac{\partial g}{\partial z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} * \frac{\partial x_i}{\partial z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{x_i} \quad (11)$$

برای شروع سعی و خطا، انتخاب نقاط میانگین به جای نقاط طراحی، انتخاب مناسبی است. $n-1$ نقطه به همین صورت انتخاب شده و آخرین نقطه نیز از رابطه $g=0$ به دست خواهد

شده، در شکل‌های (a) ۹ الی (j) ۹ بیان شده‌اند.

جدول (۴) احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان برای حالات مختلف با استفاده از روش مونت کارلو

Water Height	Number of Simulations NOS				
		2,000	20,000	200,000	2,000,000
0	P_f	0	0	0	0
	β	-	-	-	-
5	P_f	0	0	0	0
	β	-	-	-	-
15	P_f	0	0	0	0
	β	-	-	-	-
25	P_f	0	0	0	0
	β	-	-	-	-
35	P_f	0	0	0	2.49E-6
	β	-	-	-	4.5648
45	P_f	0	0	2E-5	6.99E-6
	β	-	-	4.1075	4.3439
55	P_f	5E-4	5E-5	6.49E-5	9.65E-5
	β	3.2905	3.8906	3.8265	3.728
65	P_f	1E-3	1E-3	1.1E-3	1.1E-3
	β	3.0902	3.0902	3.0551	3.0498
75	P_f	1.1E-2	1.3E-2	1.25E-2	1.28E-2
	β	2.2734	2.2247	2.242	2.2319
85	P_f	8.8E-2	9.4E-2	9.4E-2	9.37E-2
	β	1.35	1.3165	1.3163	1.3186

Table 4. Probability of failure and reliability index for different sample number and water height

در هر نمودار ناحیه سلامت و خرابی به وسیله‌ی خط تابع شرایط حدی از یکدیگر جدا شده‌اند. در این نمودارهای دوایر سبز و قرمز و مشکی به ترتیب بیانگر نواحی سلامت، خرابی و تابع شرایط حدی است. محور عمودی نمودارها نشان دهنده چسبندگی بر حسب تن بر مترمربع و محور عمودی نمودارهای نشان دهنده زاویه اصطکاک داخلی بر حسب درجه است.

با انتقال نقاط طراحی جدید به دستگاه مختصات اصلی و تکرار مراحل گفته شده تا همگرایی، شاخص قابلیت اطمینان و نقاط طراحی به دست خواهند آمد. در ادامه میزان شاخص قابلیت اطمینان با استفاده از روش فرم با در نظر گرفتن رابطه (۷) به عنوان تابع شرایط حدی برای هر کدام از ارتفاع‌های مختلف دریاچه به دست می‌آید.

نتایج به دست آمده در جدول (۵) ارائه شده است. لازم به گفتن است شاخص قابلیت اطمینان برای هر ارتفاع در این جدول ارائه شده است. همچنین میزان احتمال خرابی لغزشی سد با استفاده از معکوس تابع تجمعی استاندارد نرمال و به دست آوردن احتمال مربوط به هر شاخص مطابق با رابطه (۱۷) به دست آمده است.

$$\text{Probability of Failure} = \Phi(-\beta) \quad (17)$$

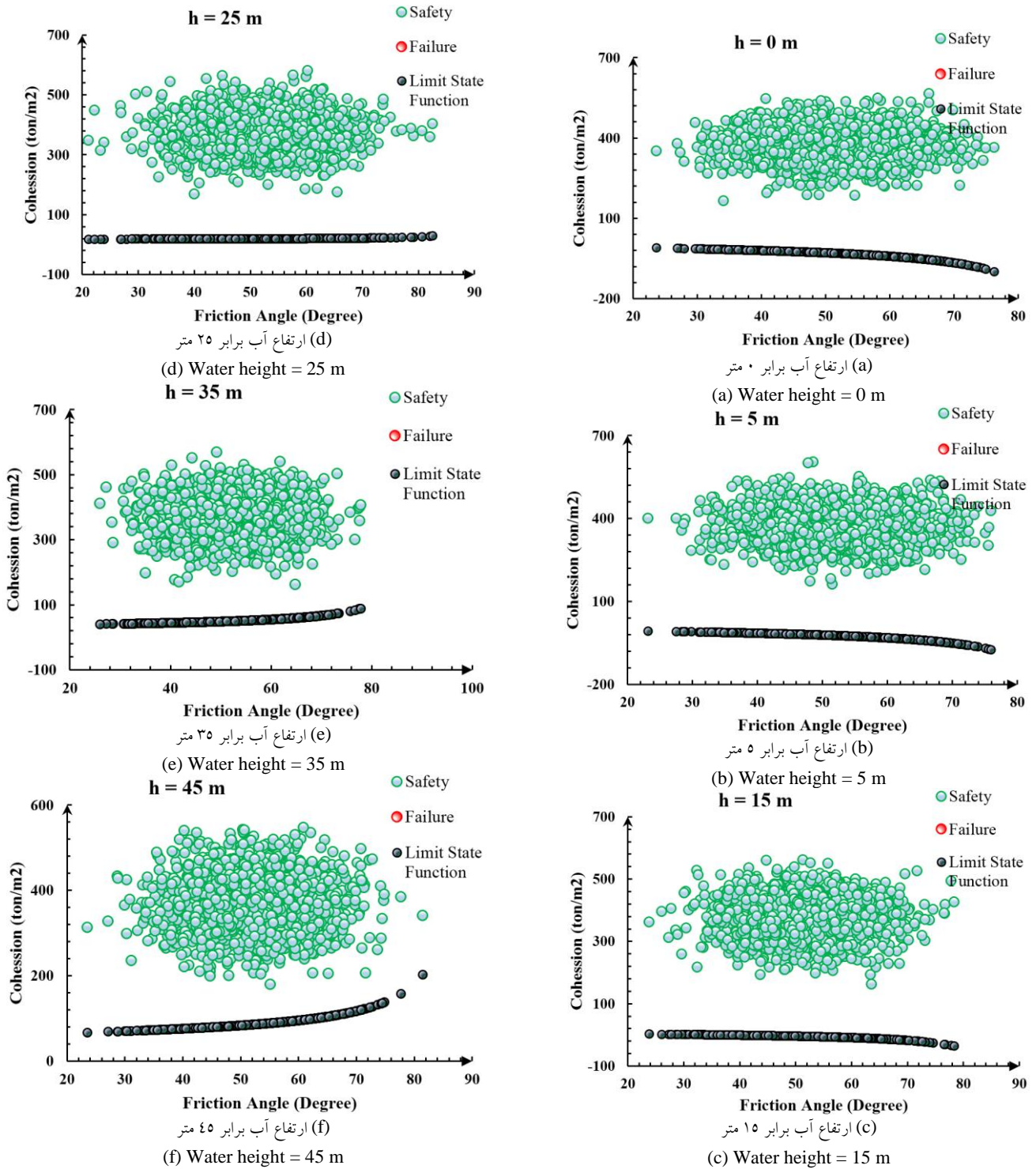
۶- نتایج و بحث

احتمال خرابی سد بتنی وزنی تحت اثر لغزش در صفحه اندرکنش سنگ فونداسیون و بدنه سد در ارتفاع‌های مختلف دریاچه بررسی شد. احتمال خرابی سد با استفاده از روش مونت کارلو به وسیله‌ی تعداد مختلف نمونه‌های تولید شده محاسبه شد و بر اساس آن به وسیله‌ی تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال، شاخص قابلیت اطمینان تحت هر حالت محاسبه شد که در جدول (۴) ارائه شده است.

نمودارهای شبیه‌سازی شده به روش مونت کارلو برای ارتفاع‌های دریاچه از صفر تا ۸۵ متر و با ۲۰۰۰ نمونه شبیه‌سازی شده، در شکل‌های (a) ۹ الی (j) ۹ بیان شده‌اند. در هر نمودار ناحیه سلامت و خرابی به وسیله‌ی خط تابع شرایط حدی از یکدیگر جدا شده‌اند. در این نمودارهای دوایر سبز و قرمز و مشکی به ترتیب بیانگر نواحی سلامت، خرابی و تابع شرایط حدی است. محور عمودی نمودارها نشان دهنده چسبندگی بر حسب تن بر مترمربع و محور عمودی نمودارهای نشان دهنده زاویه اصطکاک داخلی بر حسب درجه است.

نمودارهای شبیه‌سازی شده به روش مونت کارلو برای ارتفاع‌های دریاچه از صفر تا ۸۵ متر و با ۲۰۰۰ نمونه شبیه‌سازی

شکل ۹ نتایج شبیه‌سازی مونت کارلو بر حسب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی



باید توجه داشت که در حالت مخزن خالی، تابع شرایط حدی فاصله زیادی با اجتماع نمونه‌ها داشته، پس با توجه به جدول (۴)، روش مونت کارلو در هیچکدام از تعداد شبیه‌سازی‌ها قادر به محاسبه احتمال خرابی نبوده است. در این حالت احتمال خرابی برای سد برابر صفر به دست خواهد آمد. این وضعیت ادامه خواهد داشت و در ارتفاع آب ۵، ۱۵ و ۲۵ متر نیز احتمال خرابی سد برابر صفر به دست آمده است. سپس با افزایش ارتفاع آب به مقدار ۳۵ متر و با افزایش نیروی وارد شده از طرف آب دریاچه، میزان احتمال خرابی با تعداد ۲,۰۰۰,۰۰۰ نمونه، مقدار $10^6 \times 2,49\%$ را کسب نموده است. ولی باز هم در این ارتفاع، نمونه‌های با تعداد ۲,۰۰۰,۰۰۰ و ۲۰۰,۰۰۰ عدد نیز، هیچ برخوردی با تابع حدی نداشته و همچنان احتمال خرابی با این تعداد نمونه‌ها برابر صفر باقی خواهد ماند. در ادامه با افزایش ارتفاع آب دریاچه به مقدار ۴۵ متر مدل‌های با تعداد ۲۰۰,۰۰۰ و ۲,۰۰۰,۰۰۰ نمونه توانستند احتمال خرابی را محاسبه کنند. با رسیدن ارتفاع آب دریاچه به ۵۵ متر، با استفاده از ۲,۰۰۰ نمونه در شکل (g) مشاهده شده که تنها یکی از نمونه‌ها وارد ناحیه خرابی شده و با تقسیم بر تعداد کل نمونه‌ها یعنی ۲,۰۰۰، احتمال خرابی به میزان ۵۰,۰۰۰ به دست می‌آید.

جدول (۵) شاخص قابلیت اطمینان، احتمال خرابی و تعداد تکرار برای ارتفاع‌های مختلف آب مخزن سد در روش فرم

H	0	5	15	25	35
β	NAN	17.1467	9.9434	4.6535	4.2934
P_f	-	3.3E-66	1.3E-23	1.6E-6	8.7E-6
NOI	2	55	17	11	34
H	45	55	65	75	85
β	4.0079	3.7268	3.4268	3.0888	2.706
P_f	3E-5	9.6E-6	3e-4	1e-3	3.4e-3
NOI	45	53	59	63	66

Table 5. Reliability index, probability of failure and number of iteration in FORM method

با افزایش تعداد نمونه‌ها در این ارتفاع آب، احتمال خرابی نیز افزایش یافته و میزان شاخص قابلیت اطمینان به تبعیت از آن کاهش می‌یابد. از این رخداد می‌توان نتیجه گرفت در پدیده-

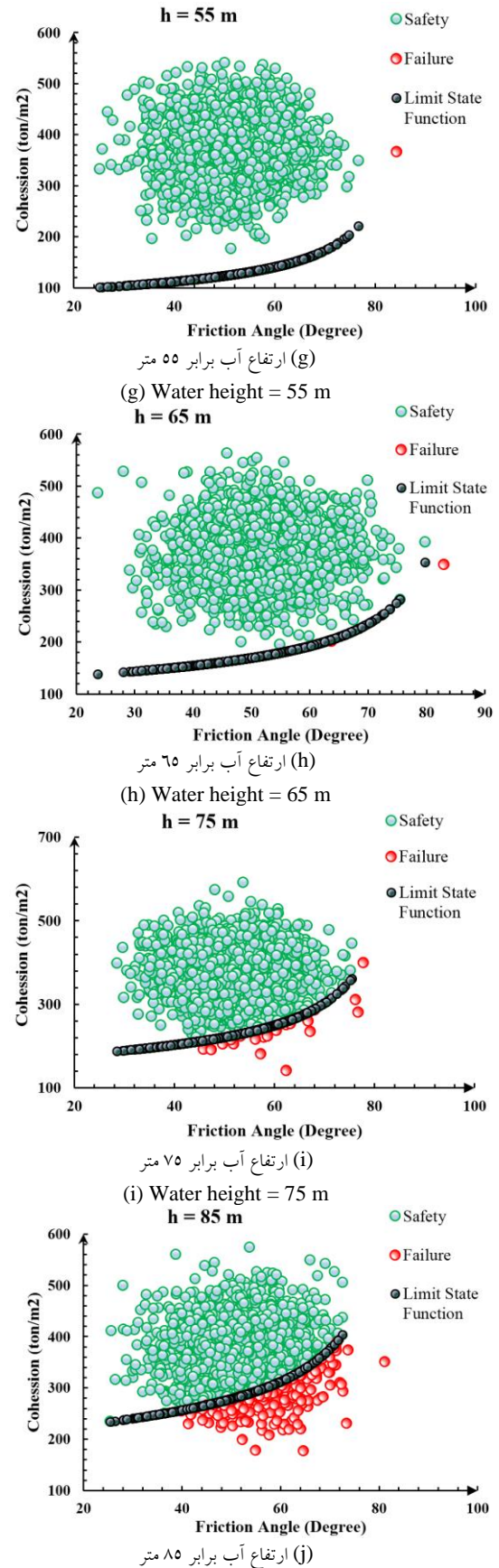


Fig. 9. Results of Monte Carlo simulation in terms of friction angle and cohesion

نمونه‌ها در روش مونت کارلو نیز باعث ایجاد پاسخ‌های دقیق‌تری شده و برای برخی از بارهای کوچک نیز ممکن است با افزایش تعداد نمونه‌های تولید شده، احتمال خرابی را محاسبه نمود. برای درک بهتر موارد گفته شده، شاخص قابلیت اطمینان که از روش مونت کارلو و فرم به دست آمده در شکل (۱۰) ارائه شده است.

شکل ۱۰ ضرایب β حاصل از روش‌های فرم و مونت کارلو در ارتفاع‌های مختلف دریاچه

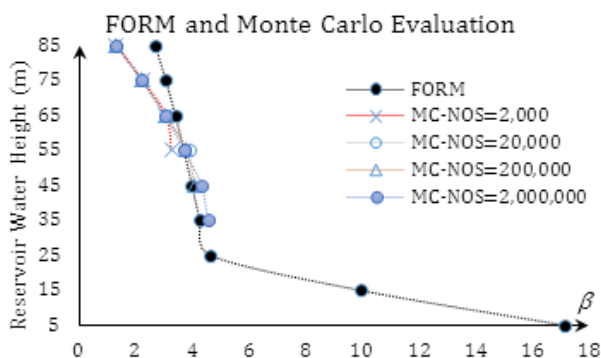


Fig. 10. Reliability index by Monte Carlo and FORM

همان‌گونه که در قبل نیز اشاره شد، روش فرم برای تمامی ارتفاع‌های آب دریاچه قادر به ارائه شاخص قابلیت اطمینان می‌باشد. در روش مونت کارلو دیده می‌شود که این روش با استفاده از ۲,۰۰۰ و ۲۰,۰۰۰ نمونه قادر به ارائه احتمال خرابی تنها برای ارتفاع بیشتر از ۵۵ متر بوده است. استفاده از ۲,۰۰۰,۰۰۰ نمونه باعث شده تا مونت کارلو توانایی محاسبه احتمال خرابی برای سطح ارتفاع آب ۴۵ متر را هم داشته باشد. همچنین با افزایش نمونه‌ها به مقدار ۲,۰۰۰,۰۰۰ عدد، این روش قادر است میزان احتمال خرابی برای حالتی که نیروی جانبی فشار آب تحت اثر ۳۵ متر ارتفاع مخزن بوجود آمده را نیز به دست آورد. به شکل کلی نتایج به دست آمده از مونت کارلو تقریباً در تمامی ارتفاع‌ها و با استفاده از هر کدام از چهار تعداد مختلف نمونه، تطابق خوبی با یکدیگر داشته‌اند. اما مشاهده می‌شود که پاسخ‌های به دست آمده از دو روش، در قسمتی که سطح آب دریاچه بالاست و نیروی زیادی به سیستم سد وارد می‌شود، با یکدیگر تفاوت زیادی داشته‌اند. ولی به تدریج با کاهش سطح آب و نیروی وارد

هایی با احتمال خرابی زیاد، افزایش نمونه تاثیر چشم‌گیری در درستی پاسخ داشته و باید در چنین مواردی آنالیز حساسیت نسبت به تمامی پارامترها انجام شود.

شاخص قابلیت اطمینان و احتمال خرابی که با استفاده از روش فرم برای ارتفاع‌های مختلف آب دریاچه (H) محاسبه شدند در جدول (۵) ارائه شدند. علاوه بر این تعداد تکرار حلقه‌های سعی و خطا برای رسیدن به همگرایی نیز در این جدول بیان شده است که با NOI نشان داده شده است.

با توجه به جدول فوق مشاهده در حالت مخزن خالی، به علت پایین بودن بیش از حد احتمال خرابی، روش فرم نیز مشابه با روش مونت کارلو قادر به محاسبه احتمال خرابی نبوده است. از طرفی در حالت مخزن خالی به دلیل اینکه مقدار نیروی جانبی ناشی از آب برابر صفر خواهد شد، پس مخرج کسر تابع شرایط حدی صفر شده و تحلیل با پیغام خطا مواجه خواهد شد. شاخص مربوط به ارتفاع‌های آب ۵ و ۱۵ متر به ترتیب حدود ۱۷ و ۹ بوده که مقداری بسیار زیاد است و احتمال خرابی سازه را بسیار کوچک نشان خواهد داد. پس از آن با رسیدن ارتفاع آب به ۲۵ متر شاخص قابلیت اطمینان به حدود ۴/۶ می‌رسد که احتمال خرابی مربوط به آن مشخص شده است. این احتمال از لحاظ فیزیکی مفهوم قابل لمس‌تری نسبت به دیگر احتمالات به دست آمده خواهد داشت. واضح است که بیشترین احتمال خرابی مربوط به ارتفاع آب ۸۵ متر بوده که مقداری حدود ۰/۰۰۳۴ داشته است. افزایش احتمال خرابی در برابر افزایش ارتفاع آب و مطابقت‌های این پاسخ‌ها با روش مونت کارلو، بیانگر صحت پاسخ‌های بدست آمده از روش فرم است.

پاسخ‌های به دست آمده از روش فرم، طیف وسیع‌تری از حالات تحلیل را پوشش دادند. هنگامی که مخزن دریاچه دارای سطح آب پایینی است، نیروی افقی حاصل از آب دریاچه بسیار کم بوده و احتمال خرابی بسیار کوچک است. پس ممکن است هیچکدام از نمونه‌های تولید شده در روش مونت کارلو در ناحیه خرابی قرار نگیرند. ولی روش فرم قادر است با ارائه شاخص قابلیت اطمینان، سطح خرابی را حتی برای احتمال خرابی بسیار کوچک ارائه دهد. افزایش تعداد

ج) در قسمت‌هایی که مونت کارلو قادر به محاسبه احتمال خرابی نبوده یعنی سطح ارتفاع بسیار کم دریاچه، روش فرم یک مقدار برای شاخص قابلیت اطمینان ارائه داده است، ولی کاملاً مشخص است مقادیر به دست آمده از روش فرم در این حالات بسیار دور از واقعیت خواهد بود.

د) با مقایسه شاخص‌های قابلیت اطمینان دو روش، مشاهده شد که در ارتفاع‌های متوسط سطح آب مخزن، پاسخ‌های به دست آمده از دو روش مونت کارلو و فرم هماهنگی مناسبی با یکدیگر داشته‌اند.

ه) با افزایش ارتفاع آب دریاچه و هنگامی که مخزن تقریباً پر است، باز هم شاخص قابلیت اطمینان روش فرم از واقعیت دور شده و مقادیر بزرگتری را نسبت به واقعیت نمایش خواهد داد.

شده، پاسخ‌های دو روش تقریباً بر هم منطبق شده و مقادیر شاخص قابلیت اطمینان یکسانی را نشان می‌دهند.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش از دو روش مونت کارلو و فرم برای بررسی احتمال خرابی سد بتنی وزنی تحت مود لغزشی استفاده شد. دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در ناحیه اندرکنش سد و فونداسیون به عنوان متغیر تصادفی مدنظر قرار گرفت. پس از انجام تست کاسکور برای داده‌ها، مشخص شد که تابع چگالی احتمال این پارامترها از توزیع نرمال پیروی می‌کند. در روش مونت کارلو، با استفاده از میانگین و انحراف معیار داده‌ها برای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، نمونه‌های تصادفی تولید شد و با قرار دادن این نمونه‌ها در تابع شرایط حدی، احتمال خرابی محاسبه شد. پس از انجام گام‌های گفته شده نتایج زیر از این تحلیل گرفته شد:

الف) هنگامی که نیروی وارد شده از طرف آب مخزن دریاچه به بدنه سد از مقادیر نسبتاً کوچکی برخوردار است، احتمال خرابی لغزشی سد بسیار کم خواهد بود و هیكدام از نمونه‌های تولید شده در روش مونت کارلو از تابع شرایط حدی عبور نمی‌کنند و احتمال خرابی برابر صفر خواهد شد.

ب) هر چه تعداد نمونه‌های تولید شده در این روش بیشتر باشد، دقت در برآورد احتمال خرابی بیشتر شده و برای مواردی که احتمال خرابی بسیار کوچک است نیز می‌توان با افزایش تعداد نمونه، این احتمال را محاسبه نمود. اما در برخی موارد ممکن است تابع شرایط حدی از اجتماع نمونه‌ها فاصله زیادی داشته باشد و هیكچکدام از نمونه‌ها در ناحیه خرابی قرار نگیرند و احتمال خرابی برابر صفر شود (مانند آنچه برای ارتفاع‌های کوچک مخزن در این پژوهش رخ داد).

برای مقایسه پاسخ‌های به دست آمده از این روش با روش فرم، شاخص قابلیت اطمینان مربوط به هر احتمال خرابی که به وسیله‌ی روش مونت کارلو برای هر کدام از ارتفاع‌های مخزن به دست آمد، به وسیله‌ی معکوس تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال محاسبه شد. سپس با استفاده از روش فرم نیز شاخص قابلیت اطمینان هر مورد به دست آمد.

References

۸- مراجع

- [1] Akkose, M., Simesk, E., "Non-linear Seismic Response of Concrete Gravity Dams to Near-Fault Ground motions including Dam-Water-Sediment-Foundation interaction", ELSEVIER, Applied Mathematical Modelling, Vol. 34, p.p. 3685-3700, doi: <http://10.1016/j.apm.2010.03.019>, (2010).
- [2] Bolzon, G., "Size effects in concrete gravity dams a comparative study", ELSEVIER, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 71, p.p. 1891-1906, doi: <http://10.1016/j.engfracmech.2003.11.006>, (2004).
- [3] Bouaanani, N., Reanud, S., "Effects of fluid-structure interaction modeling assumptions on seismic floor acceleration demands within gravity dams", Elsevier, Engineering Structures, Vol. 67, p.p. 1-18, doi: <http://10.1016/j.engstruct.2014.02.004>, (2014).
- [4] Bretas, E. M., Lemos, J. V., Lourenco, P. B., "A DEM based tool for the safety analysis of masonry gravity dams", Elsevier, Engineering Structures, Vol. 59, p.p. 248-260, doi: <http://10.1016/j.engstruct.2013.10.044>, (2014).
- [5] Escuder-Bueno, I., Altarregos-Garcia, L., Serrano-Lombillo, A., "Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis", ELSEVIER, Structural Safety, Vol. 36-37, p.p. 1-13, doi: <http://10.1016/j.strusafe.2012.01.001>, (2012).
- [6] FERC, "Manual for engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects". (2002).
- [7] Fishman, Y., "Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundation", Elsevier, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 46, p.p. 957-966, doi: <http://10.1016/j.ijrmms.2009.05.006>, (2009).
- [8] Ghanaat, Y., "Failure modes approach to safety

- Elsevier, Computers and Structures, Vol. 122, p.p. 230-238, doi: <http://10.1016/j.compstruc.2013.03.006> , (2013).
- [22] Robert. B. J, "Advanced Dam Engineering: For Design, Construction and Rehabilitation", Springer Science & Business Media, (2005).
- [23] Sorensen. J. D., "Structural Reliability Theory And Risk Analysis", Institute of Building Technology and Structural Engineering Aalborg University, (2004).
- [24] Su. H., Wen. Zh., "Interval risk analysis for gravity dam instability", ELSEVIER, Engineering Failure Analysis, Vol. 33, p.p. 83-96, doi: <http://10.1016/j.engfailanal.2013.04.027> , (2013).
- [25] Sun. G. H., Zheng. H., Liu. D. F., "A three-dimensional procedure for evaluating the stability of gravity dams against deep slide in the foundation", ELSEVIER, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 48, p.p. 421-426, doi: <http://10.1016/j.ijrmms.2010.09.004> , (2011).
- [26] Teng-Fei. B., Miao. X., Lan. Ch., "Stability Analysis of Concrete Gravity Dam Foundation Based on Catastrophe Model of Plastic Strain Energy", Elsevier, 2012 International Conference on Modern Hydraulic Engineering, Vol. 28, p.p. 825-830, doi: <http://10.1016/j.proeng.2012.01.817> , (2011).
- [27] USBR, "Design of Gravity Dams", United States Department of the Interior, USA, (1976).
- [28] Valamanesh. V., Estekanchi. H. E., Vafaei. A., Ghaemian. M., "Application of the endurance time method in seismic analysis of concrete gravity dams", SCIENTIA IRANICA, Sharif University of Technology, Vol. 18, p.p. 326-337, doi: <http://10.1016/j.scient.2011.05.039> , (2011).
- [29] Xu. Q., Chen. J., Li. J., "A Study on the Functional Reliability of Gravity Dam", Scientific Research, Energy and Power Engineering, Vol. 4, p.p. 59-66, doi: <http://10.4236/epe.2012.42009> , (2012).
- [30] Zhang. Sh., Wang. G., "Effects of near-fault and far-fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic damage of concrete gravity dams", Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 53, p.p. 217-229, doi: <http://10.1016/j.soildyn.2013.07.014> , (2013).
- [31] Zhang. Sh., Wang. G., Wang. Ch., Pang. B., Du. Ch., "Numerical simulation of failure modes of concrete gravity dams subjected to underwater explosion", ELSEVIER, Engineering Failure Analysis, Vol. 36, p.p. 49-64, doi: <http://10.1016/j.engfailanal.2013.10.001> , (2014).
- [32] Zhang. Sh., Wang. G., Yu. X., "Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method", Elsevier, Engineering Structures, Vol. 56, p.p. 528-543, doi: <http://10.1016/j.engstruct.2013.05.037> , (2013).
- [33] 31WRDD. I, "1th ICOLD Benchmark Workshop; 3rd international week on risk analysis, dam safety, dam security, and critical infrastructure management" Polytechnic University of Valencia (PUV), (2011).
- evaluation of dams", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, (2004).
- [9] Hasofer, A.M., Lind, N.C., "Exact and invariant second-moment code format, Engrg" Mech Division ASCE, Vol. 100, pp.111-21, doi: <http://dx.doi.org/10.1061/JMCEA3.0001114> , (1974).
- [10] Javanmardi. F., Leger. P., Tinawi. R., "Seismic structural stability of concrete gravity dams considering transient uplift pressures in cracks", Elsevier, Engineering Structures, Vol. 27, p.p. 616-628, doi: <http://10.1016/j.engstruct.2004.12.005> , (2005).
- [11] Jiang. Sh., Du. Ch., Hong. Y., "Failure analysis of a cracked concrete gravity dam under earthquake", ELSEVIER, Engineering Failure Analysis, Vol. 33, p.p. 265-280, doi: <http://10.1016/j.engfailanal.2013.05.024> , (2013).
- [12] Kartal. M. E., Bayraktar. A., Basaga. B. H., "Probabilistic nonlinear analysis of CFR dams by MCS using Response Surface Method", ELSEVIER, Applied Mathematical Modelling, Vol. 35, p.p. 2753-2770, doi: <http://10.1016/j.apm.2010.12.003> , (2011).
- [13] Kartal. M. E., Bayraktar. A., Basaga. B. H., "Seismic failure probability of concrete slab on CFR dams with welded and friction contacts by response surface method", ELSEVIER, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, p.p. 1383-1399, doi: <http://10.1016/j.soildyn.2010.06.013> , (2010).
- [14] Kazemi. M., "Reliability based analysis and design of anchor retrofitted concrete gravity dams", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, p.p. No: 645, (2004).
- [15] Leger. P., Bretas. M. E., Lemos. J. V., "3D Stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method", ELSEVIER, Computers and Geotechnics, Vol. 44, p.p. 147-156, doi: <http://10.1016/j.compgeo.2012.04.006> , (2012).
- [16] Leger. P., Leclerc. M., Tinawi. R., "Computer aided stability analysis of gravity dams-CADAM", ELSEVIER, Advance Engineering Software, Vol. 34, p.p. 403-420, doi: [http://10.1016/S0965-9978\(03\)00040-1](http://10.1016/S0965-9978(03)00040-1) , (2003).
- [17] Melchers, R.E., "Structural reliability analysis and prediction", John Wiley & Sons, Chichester, (1999).
- [18] Metropolis, N., Ulam, S., "The Monte Carlo Method", J American Stat Assoc, Vol. 44, pp. 335-41, doi: <http://10.1080/01621459.1949.10483310> , (1949).
- [19] Mofakhar. M., Ghafouri. H. R., "Comparison of Stability Criteria for Concrete Dams in Different Approximate Methods Based on Finite Element Analysis", Elsevier, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Vol. 14, p.p. 1672-1680, doi: <http://10.1016/j.proeng.2011.07.210> , (2011).
- [20] Nowak. A.S., Collins. K. R., "Reliability of Structures", McGrawHill, United States, (2000).
- [21] Paggi, M., Ferro. G., Braga. F., "A multi scale approach for the seismic analysis of concrete gravity dams",

Performance Evaluation of Monte Carlo Simulation and FORM Method to Calculate Probability of Failure for Concrete Gravity Dams in Sliding Failure Mode under Static Loading

Miar NAeimi, F.^{1*}, Azizyan, GH.², Akbari, GH.³

1- Ph.D. Student, Civil Hydraulic Engineering, Faculty of Engineering, University of Sistan and Baluchestan

2- Assist. Prof., Faculty of Engineering, University of Sistan and Baluchestan

3- Assoc. Prof., Earthquake Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, University of Bojnord

Farid.Naeimi@pgs.usb.ac.ir

Abstract:

Failure of a concrete gravity dam will cause inevitable human loss and financial damages. In this study SARIYAR concrete gravity dam, located in turkey was chosen as a case study, to investigate the probability of the dam's sliding failure in various conditions. The most important reason of sliding failure in a concrete dam is lateral and uplift loads, caused by increase in the level of reservoir water. Different scenarios were considered which might happen to a dam, simulating all the possible water levels of reservoir. Afterwards, the probability of failure and reliability index were calculated with Monte Carlo simulation and FORM method, in all conditions and comparison was carried out between the results. The influence of the Number of Simulations (NOS) in the Monte Carlo method was also discussed. Results showed that, in some cases, the system resistance was much more than the loads, and the limit state function had a significant distance from the samples. In such states, Monte Carlo was unable to calculate the probability of failure with each NOS. However, FORM method could obtain the Reliability Index (β) in these situations. It was found out that these values were far from the reality. With increase in the forces, the degree of precision of the responses from Monte Carlo grew high. The probability of failure generated by FORM method was less than that in reality. The failure of a concrete gravity dam will cause inevitable human loss and financial damages. In this study SARIYAR concrete gravity dam, located in turkey was chosen as a case study, to investigate the probability of the dam's sliding failure in various conditions. The most important reason in sliding failure of a concrete dam is lateral and uplift loads, caused by increase in the reservoir water level. Different scenarios were considered which might happen to a dam, simulating all the possible reservoir water levels. Thereafter, the probability of failure and reliability index was calculated with Monte Carlo simulation and FORM method, in all conditions and the results were compared to each other. The effect of the Number of Simulations (NOS) in the Monte Carlo method was also discussed. Results showed that, in some cases, the resistance of the system was much more than the loads, and the limit state function had a significant distance from the samples. In such states, Monte Carlo was unable to calculate the probability of failure with each NOS, while FORM method managed to obtain the Reliability Index (β). It became clear that these values were far from the reality.

Keywords: Concrete Dam, Sliding Failure, Monte Carlo, Form