

تجزیه و تحلیل پارامتریک سد انحرافی با استفاده از الگوریتم ژنتیک

سعید میرزائی فیلسان* (کارشناس ارشد)

فرزین سلحاسی (دانشیار)

داود فرسادی زاده (دانشیار)

هادی اروتنی (استادیار)

دانشکده مهندسی کشاورزی، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۳
دوری ۲-۳، شماره ۱/۴، ص. ۱۳-۲۴

هزینه‌ی احداث سدهای انحرافی برای انواع مختلف خاک‌ها و در شرایط مختلف هیدرولوژیکی متغیر است، که نیاز به طراحی دقیق و تحلیل‌های هیدرولیکی، هیدرولوژیکی و سازه‌یی دارد. در این نوشتار، یک مدل بهینه‌سازی برای تعیین پارامترهای اساسی سد انحرافی از جمله عمق دیوارهای سپری، طول و ضخامت کف براساس تئوری خوسلا برای جریان زیرسطحی ارائه شده است و با توجه به غیرخطی و چندمتغیره بودن تابع هدف و غیرخطی بودن قید مسئله، تجزیه و تحلیل پارامتریک با استفاده از الگوریتم ژنتیک با نرم‌افزار Matlab صورت گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که احداث سد انحرافی بر روی خاک‌های ماسه‌یی کم هزینه‌تر از احداث سد انحرافی بر روی خاک‌های سیلتی یا سیلتی رسی است و همچنین عمق دیوار سپری بالادست نسبت به عمق دیوار سپری پایین‌دست و طول کف، حساسیت بسیار پایین‌تری در مقابل تغییرات مقدار گرا دیان هیدرولیکی خروجی مجاز و هد آب دارد.

s.mirzaei88@ms.tabrizu.ac.ir
salmasi@Tabrizu.ac.ir
farsadi@Tabrizu.ac.ir
arvanaghi@tabrizu.ac.ir

واژگان کلیدی: سد انحرافی، گرا دیان هیدرولیکی خروجی، دیوار سپری، تئوری خوسلا، الگوریتم ژنتیک، Matlab.

۱. مقدمه

اگرچه یک سد انحرافی^۱، سازه‌ی ساده‌یی به نظر می‌رسد که بر روی یک مقطع عرضی رودخانه ساخته می‌شود، اما این کار بخشی از یک کار مهندسی است که نیاز به طراحی دقیق و تحلیل‌های هیدرولیکی، هیدرولوژیکی و سازه‌یی دارد.^[۱] به لحاظ اقتصادی، سدهای انحرافی سازه‌های گرانی هستند و برای احداث آن‌ها نیاز به صرف هزینه‌ی زیادی است. هزینه‌ی احداث سد انحرافی مقدار ثابتی نیست و برای انواع مختلف خاک‌ها و در شرایط مختلف هیدرولوژیکی این هزینه تغییر می‌کند. می‌توان تأثیر انواع مختلف خاک‌ها و شرایط مختلف هیدرولوژیکی در هزینه‌ی احداث سد انحرافی را با انتخاب مقادیر مختلف گرا دیان هیدرولیکی خروجی و انتخاب مقادیر مختلف برای هد آب نشان داد. بررسی پژوهشگران در این خصوص نشان داده است که هر چقدر میزان نیروی زیر فشار کاهش یابد، به همان میزان هزینه‌ی احداث این سازه نیز کاهش خواهد یافت.^[۲] به هر حال نشت از زیر بدنه‌ی سدهای انحرافی از دیدگاه طراحی نقش بسیار مهمی ایفا می‌کند و در صورت نبود ملاحظات کافی، ممکن است سازه به دلیل نیروی زیر فشار و یا پدیده‌ی آبشستگی زیر پی دچار شکستگی و در نهایت تخریب شود.^[۳]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۳/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۱/۸، پذیرش: ۱۳۹۲/۳/۸.

دو مورد اساسی که در طراحی سدهای انحرافی باید مورد توجه قرار گیرد، نیروی زیر فشار^۲ و گرا دیان هیدرولیکی خروجی^۳ هستند؛ که نیروی زیر فشار با ضخامت مناسب بتن در نقاط مختلف کف، خشی می‌شود و گرا دیان هیدرولیکی خروجی با عمق مناسب دیوار سپری پایین‌دست کنترل می‌شود. بنابراین، این دو مورد اساسی از طریق عمق دیوارهای سپری^۴، طول و ضخامت کف به هم ارتباط پیدا می‌کنند و هیچ‌گونه معیار و روشی برای تعیین آن‌ها به گونه‌یی که هزینه‌ها کمینه شوند، وجود ندارد.^[۴] در این پژوهش برای تعیین تابع هزینه‌ی احداث سد انحرافی از تئوری خوسلا برای جریان زیرسطحی در حالت ماندگار استفاده شده است، که این تابع یک تابع غیرخطی است و شامل هزینه‌های مربوط به خاکریزی^۵، خاک‌برداری^۶، بتن‌ریزی کف و احداث دیوارهای سپری است و طول دیوار سپری بالادست، طول دیوار سپری پایین‌دست و طول کف، متغیرهای مستقل در تابع هزینه هستند، که از طریق الگوریتم ژنتیک مقادیر آن‌ها به گونه‌یی محاسبه می‌شود که مقدار هزینه‌ی احداث سد انحرافی کمینه شود، مشروط بر اینکه مقدار گرا دیان هیدرولیکی خروجی از مقدار گرا دیان هیدرولیکی خروجی مجاز تجاوز نکند.

هدف از تجزیه و تحلیل پارامتریک بیان تأثیر تغییرات پارامترهای مختلف در نتایج حاصل از بهینه‌سازی است. در واقع تأثیر تغییرات گرا دیان هیدرولیکی خروجی،

کمینه‌ی ضخامت بتن‌ریزی و هد آب در کل هزینه‌ی احداث سد انحرافی توسط تجزیه و تحلیل پارامتریک به‌وسیله‌ی الگوریتم ژنتیک مشخص شده است. الگوریتم ژنتیک (GA)^۲، براساس اصل داروین درباره‌ی تکامل است که اولین بار در سال ۱۹۶۰ پایه‌ریزی شد و در سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ در دانشگاه میشیگان بسط و توسعه یافت. از آن پس GA در زمینه‌های مختلف مسائل بهینه‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است.^[۵] در سال‌های اخیر الگوریتم ژنتیک جایگاه خاصی را در مباحث مختلف مهندسی سدسازی به خود اختصاص داده است.

۲. مروری بر پژوهش‌های پیشین

پژوهشگران بسیاری، پژوهش‌های گسترده‌ی براساس تئوری جریان سطحی و زیرسطحی برای طراحی ایمن و اقتصادی سازه‌های انحرافی انجام داده‌اند، که در بین آن‌ها بلای (۱۹۱۲) و خوسلا (۱۹۵۴) در طراحی سازه‌های انحرافی براساس تئوری جریان زیرسطحی نقش مهمی ایفا کرده‌اند. خوسلا (۱۹۵۴) برای محاسبه‌ی فشار بلندکننده در زیر سدهای انحرافی مرکب یا هر سازه‌ی هیدرولیکی دیگر، روش متغیرهای مستقل را ارائه کرد، که در این روش فونداسیون سازه‌ی انحرافی به شکل‌های ساده و استاندارد که راه‌حل‌های شناخته‌شده‌ی دارند، تقسیم‌بندی می‌شود.^[۶] در پژوهشی در سال ۲۰۰۰، یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی بر روی فرسایش ناشی از آب‌شستگی انجام و مشاهده شد هنگامی که هد آب به سرعت افزایش پیدا می‌کند، گرا‌دیان هیدرولیکی بحرانی پایین‌تر است.^[۷] پژوهشگرانی نیز در سال ۲۰۰۲، به انجام پژوهشی در رابطه با طراحی بهینه‌ی سدهای انحرافی براساس ملاحظات جریان زیرسطحی پرداختند و روشی برای کمینه‌سازی هزینه‌ی احداث سد انحرافی با استفاده از شیوه‌ی بهینه‌سازی به وسیله‌ی تجزیه و تحلیل پارامتری ارائه کردند.^[۴] در سال ۲۰۰۴ نیز روش اجزاء محدود به‌عنوان جایگزینی برای تئوری خوسلا برای جریان زیرسطحی پیشنهاد شد که قابلیت کاربرد برای خاک‌های ناهمگن و ناهمسان را داشت.^[۸] همچنین در پژوهش دیگری در همان سال، برنامه‌ی تحت ویندوز با نام WINDWEIR به زبان برنامه‌نویسی ویژوال بیسیک^۸ برای طراحی بهینه‌ی سد انحرافی ارائه شد.^[۹] در سال ۲۰۰۵ هم حل دقیقی برای جریان نشد در زیرسازه‌های هیدرولیکی واقع بر خاک نفوذپذیر با عمق نامحدود برای یک سطح مسطح با دیوار سپری انتهایی مایل ارائه شد و نتایج نشان داد که مقدار گرا‌دیان هیدرولیکی خروجی به‌طور قابل ملاحظه‌ی با افزایش مقدار مایل‌بودن دیوار سپری کاهش پیدا می‌کند و استفاده از دیوار سپری مایل، مقدار ایمنی در برابر نیروی زیرفشار و آب‌شستگی را افزایش می‌دهد.^[۱۰] در پژوهش‌هایی در سال ۲۰۱۱، اثرات روش‌های مختلف کنترل اثرات نشد در زیر دایک‌های ساحلی با بهره‌گیری از یک مدل آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت، و طول بهینه‌ی بلانکت و عمق بهینه‌ی دیواره‌های سپری به گونه‌ی ارائه شد که مقدار نیروی زیرفشار وارد بر دایک کمینه شود.^[۳] و همچنین به بررسی شکل و موقعیت دیوارهای سپری بر روی نیروی زیرفشار، نشد و گرا‌دیان خروجی در طراحی سازه‌های هیدرولیکی پرداخته شد.^[۱۱] در سال ۲۰۱۲ نیز با استفاده از مدل آزمایشگاهی، کاربرد روش‌های مختلف برای محاسبه‌ی نیروی زیرفشار و دبی نشد و همچنین گرا‌دیان هیدرولیکی خروجی در زیرسازه‌های هیدرولیکی مورد بررسی قرار گرفت و رابطه‌ی بین ضریب وزنی در تئوری طول خزش لین با وضعیت غیر هم‌روندی خاک ارائه شد، و این نتیجه به‌دست آمد که زمانی که با افزایش ضریب هدایت غیرهم‌روندی خاک، دقت تئوری لین کاهش پیدا می‌کند، رابطه‌ی ارائه‌شده، مقدار نیروی زیرفشار را به خوبی تخمین می‌زند. همچنین با استفاده از روش اجزاء

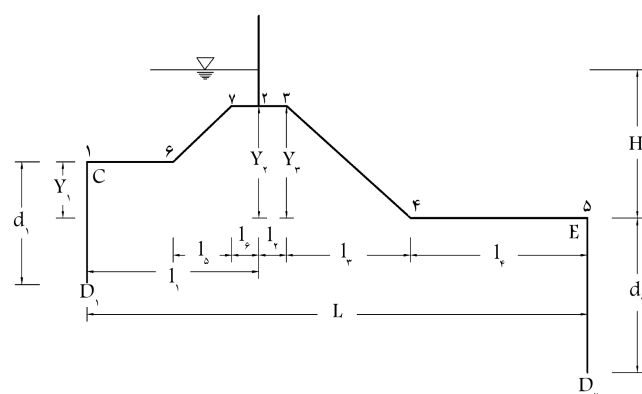
محدود تعدادی نمودار برای تخمین گرا‌دیان هیدرولیکی خروجی برای شرایط مختلف با وجود دیوار سپری در انتهای پایین‌دست و بدون وجود آن ارائه شد.^[۱۲]

در پژوهش دیگری (۲۰۰۵) هم اثر موقعیت بهینه‌ی پرده‌ی آب‌بند در کاهش نشد جریان و نیز کاهش سرعت جریان در زیرسازه‌های آبی با استفاده از روش تفاضلات محدود بررسی و نتیجه گرفته شد که بهترین مکان برای کنترل نشد و زیرشویی، پاشنه و پنجه‌ی سد است.^[۱۳] و نیز در سال ۲۰۰۶، به بررسی تأثیر ابعاد دیواره‌های آب‌بند و زهکش‌ها در میزان زیرفشار و گرا‌دیان هیدرولیکی خروجی در سدهای انحرافی پرداخته شده و با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از مدل ریاضی که براساس روش المان‌های مرزی تدوین شده بود، پیشنهاداتی جهت طرح بهینه‌ی پی سدهای انحرافی ارائه شده است، به نحوی که با کمینه‌سازی هزینه‌ی بتن‌ریزی، طرحی اقتصادی حاصل شود.^[۱۴] همچنین در سال ۲۰۱۱، به بررسی اثر سیستم‌های زهکشی و سپرهای کنترل تراوش در نیروی زیرفشار در سدهای انحرافی پرداخته شده است، که با استفاده از مدل تحلیل مسئله‌ی نشد (SEEP/W)، مقدار نیروی زیرفشار وارد بر یک سد انحرافی همراه با سپرهای عمودی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است.^[۱۵] و نیز در پژوهش دیگری در همان سال به ارزیابی آزمایشگاهی و عددی روش‌های برآورد نیروی زیرفشار مؤثر در پی سدهای انحرافی پرداخته شد و کارایی روش‌های متداول در تخمین صحیح نیروی زیرفشار، دبی نشد و گرا‌دیان خروجی با نتایج حاصل از انجام ۱۱۰ آزمایش بر روی یک مدل فیزیکی در شرایط متناظر مورد بررسی قرار گرفت.^[۱۶]

۳. مواد و روش‌ها

۱.۳. فرموله‌کردن مسئله

برای فرمول‌بندی مدل، پروفیل سد انحرافی به‌صورت کلی به همراه پارامترهای مورد استفاده در فرموله‌کردن مسئله در شکل ۱ نشان داده شده است، که به منظور محاسبه‌ی هزینه‌ی اجرای اجزاء مختلف سد انحرافی مورد استفاده قرار گرفته است. استفاده از دیوارهای سپری میانی به این دلیل که اثری در کاهش مقدار نیروی



d_1 : عمق دیوار سپری بالادست،	l_1 : طول کف در بالادست دریچه،
d_2 : عمق دیوار سپری پایین دست، ۱ تا ۷ نقاطی روی کف هستند،	l_2 : طول تاج در پایین دست دریچه،
Y_1 : ارتفاع نقطه ۱ نسبت به ارتفاع کف در انتهای پایین دست،	l_3 : طول شیب پایین دست،
Y_2 : ارتفاع نقطه ۲ نسبت به ارتفاع کف در انتهای پایین دست،	l_4 : طول کف افقی پایین دست،
Y_3 : ارتفاع نقطه ۳ نسبت به ارتفاع کف در انتهای پایین دست،	l_5 : طول شیب بالادست،
Y_4 : ارتفاع نقطه ۴ نسبت به ارتفاع کف در انتهای پایین دست (برابر ۰ است)،	l_6 : طول تاج در بالادست دریچه،
	L : کل طول کف،

شکل ۱. پروفیل شماتیک سد انحرافی.

۳.۳. تعیین حجم بتن ریزی

۱.۳.۳. مقدار حجم بتن ریزی

مقدار ضخامت بتن در کف بستگی به هد باقیمانده‌ی دارد که از طریق روابط ۷ تا ۹ تعیین می‌شود. با وجود این، بین نقاط ۱ و ۲ فقط یک ضخامت کمینه از بتن لازم است، به این دلیل که هد اضافی در اثر وزن آبی که روی کف قرار دارد، خنثی می‌شود. بنابراین، حجم بتن ریزی در واحد عرض بین نقاط ۱ و ۲ به صورت رابطه‌ی ۱۰ ارائه می‌شود:

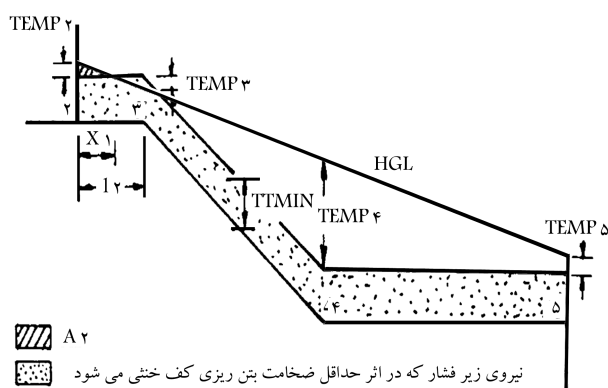
$$[L - (l_1 + l_2 + l_3)] t_{\min} \quad (10)$$

ضخامت بتن ریزی کف بین نقاط ۲ و ۵، به هد اضافی که باعث ایجاد نیروی زیر فشار می‌شود، بستگی دارد و معمولاً بیشتر از کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی است؛ بنابراین حجم بتن ریزی بین نقاط ۲ و ۵ توسط این دو مرحله محاسبه شده است: در ابتدا، ایجاد کردن کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی بین نقاط ۲ و ۵. حجم بتن ریزی مورد نیاز در واحد عرض برای ایجاد کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف بین نقاط ۲ و ۵ طبق رابطه‌ی ۱۱ ارائه می‌شود:

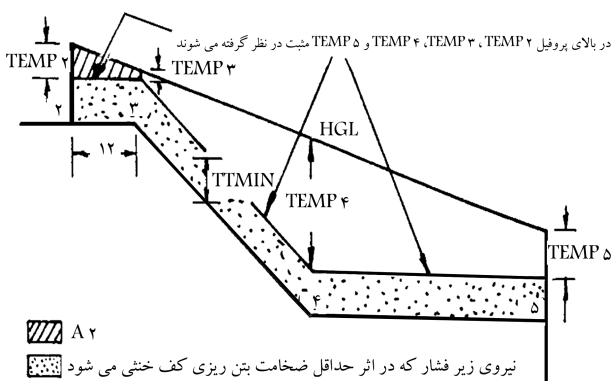
$$(l_1 + l_2 + l_3) t_{\min} \quad (11)$$

حجم بتن ریزی در واحد عرض برای مکان‌هایی که ضخامت کف بیشتر از مقدار کمینه است، به این صورت ارائه می‌شود:

به کمک ϕ'_E و ϕ'_C ، خط گرادین هیدرولیکی (HGL) را می‌توان مانند شکل‌های ۲ تا ۴ ترسیم کرد. مقدار نیروی زیر فشار که در اثر کمینه‌ی ضخامت



شکل ۲. $TEMP\ 2 > 0$ و $TEMP\ 3 \leq 0$



شکل ۳. $TEMP\ 2 > 0$ و $TEMP\ 3 > 0$

زیر فشار ندارد و فقط باعث افزایش هزینه‌ی احداث سد انحرافی می‌شود، رایج نیست.

۲.۳. تعیین نیروی زیر فشار

مقدار نیروی زیر فشار (ϕ) برای نقاط کلیدی در زیر ارائه شده است: [۲]

$$\phi_{D1} = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\lambda_1}{\lambda'} \right) \quad (1)$$

$$\phi_c = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\lambda_1 + 1}{\lambda'} \right) \quad (2)$$

که در آن‌ها λ_1 و λ' از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آیند:

$$\lambda_1 = \frac{1 - \sqrt{1 + \alpha_1^2}}{2} \quad (3)$$

$$\lambda' = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha_1^2}}{2}$$

که در آن α_1 از رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$\alpha_1 = \frac{L}{d_1} \quad (4)$$

$$\phi_{D2} = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\lambda_2}{\lambda} \right) \quad (5)$$

$$\phi_E = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\lambda_2 - 1}{\lambda} \right) \quad (5)$$

که در آن‌ها λ_2 و λ از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آیند:

$$\lambda = \frac{\sqrt{1 + \alpha_2^2} + 1}{2} \quad (6)$$

$$\lambda_2 = \frac{\sqrt{1 + \alpha_2^2} - 1}{2}$$

در رابطه‌ی ۶، α_2 برابر است با:

$$\alpha_2 = \frac{L}{d_2} \quad (6)$$

با در نظر گرفتن تصحیح‌های لازم بر اساس روش خوسلا شامل تصحیح به ازاء ضخامت کف، تصحیح به ازاء اثر متقابل دیوارهای سپری، مقادیر ϕ'_E و ϕ'_C در نقاط کلیدی C و E، به ترتیب طبق روابط ۷ و ۸ محاسبه می‌شوند:

$$\phi'_C = \phi_C + \left(\frac{\phi_{D1} - \phi_C}{d_1} \right) t_{\min} + 0.19 \sqrt{\frac{D_C}{b'}} \left(\frac{d_C + D_C}{L} \right) \quad (7)$$

که در آن، $b' = L - 1$ (عرض کلاه دیوار سپری برابر ۱ متر فرض شده است)؛ $d_C = d_1 - t_{\min}$ ، $D_C = y_1 - t_{\min} + d_2$ و $t_{\min}$ برابر کمینه‌ی بتن ریزی کف است.

$$\phi'_E = \phi_E + \left(\frac{\phi_E - \phi_{D2}}{d_2} \right) t_{\min} - 0.19 \sqrt{\frac{D_E}{b'}} \left(\frac{d_E + D_E}{L} \right) \quad (8)$$

که در آن، $b' = L - 1$ ، $d_E = d_2 - t_2$ و t_2 برابر ضخامت بتن کف در انتهای پایین دست است و $D_E = d_1 - y_1 + t_2$ برای $d_1 \geq y_1 + t_2$ و $D_E = 0$ برای $d_1 < y_1 + t_2$.

ϕ'_x مقدار اصلاح شده‌ی ϕ به ازاء هر فاصله‌ی l_x از انتهای پایین دست است، که با فرض خطی بودن تغییرات بین نقاط C و E در رابطه‌ی ۹ ارائه شده است:

$$\phi'_x = \left(\frac{\phi'_C - \phi'_E}{L} \right) l_x + \phi'_E \quad (9)$$

-- اگر $TEMP3 \leq 0$ و $TEMP4 > 0$ ، مقدار A_3 از رابطه ی ۱۹ محاسبه می شود:

$$A_3 = 0.75 \left\{ \frac{TEMP4^2}{TEMP4 + ABS(TEMP3)} \right\} l_2 \quad (19)$$

-- اگر $TEMP3 > 0$ و $TEMP4 > 0$ مقدار A_3 به صورت رابطه ی ۲۰ محاسبه خواهد شد:

$$A_3 = 0.75 (TEMP3 + TEMP4) l_2 \quad (20)$$

-- اگر $TEMP3 \leq 0$ و $TEMP4 \leq 0$ ، مقدار $A_3 = 0$ خواهد بود.

-- اگر $TEMP4 > 0$ و $TEMP5 \leq 0$ ، مقدار A_4 از رابطه ی ۲۱ محاسبه می شود:

$$A_4 = 0.75 \left\{ \frac{TEMP4^2}{TEMP4 + ABS(TEMP5)} \right\} l_2 \quad (21)$$

-- اگر $TEMP4 > 0$ و $TEMP5 > 0$ ، مقدار A_4 از رابطه ی ۲۲ محاسبه می شود:

$$A_4 = 0.75 (TEMP4 + TEMP5) l_2 \quad (22)$$

-- اگر $TEMP4 \leq 0$ و $TEMP5 \leq 0$ ، مقدار $A_4 = 0$ خواهد بود.

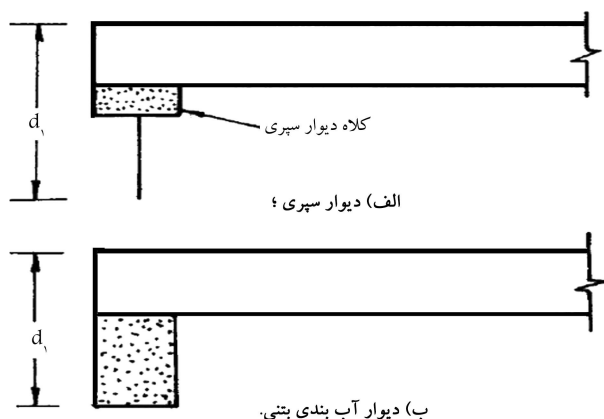
بنابراین کل حجم بتن ریزی کف در واحد عرض بین نقاط ۲ تا ۵ از رابطه ی ۲۳ به دست می آید:

$$(l_2 + l_2 + l_2) t_{min} + \left(\frac{A_2 + A_3 + A_4}{G - 1} \right) \quad (23)$$

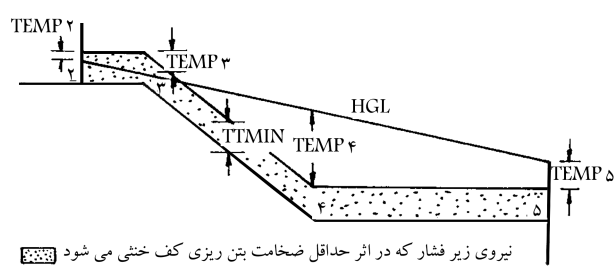
تا عمق کمتر از ۳ متر از دیوار آب بند بتنی و برای عمق بیشتر از ۳ متر از دیوار سپری استفاده می شود، بنابراین با توجه به شکل ۵، مقدار بتن ریزی مورد نیاز برای دیوار آب بند بتنی و کلاه دیوار سپری برابر خواهد بود با: $SKBUP$ ، مقدار حجم بتن ریزی در دیوار آب بند بتنی یا کلاه دیوار سپری در بالادست (شکل ۵).

$SKBUP$ برای $d_1 \leq 3$ m (عرض دیوار آب بند بتنی ۱ متر فرض شده است) از رابطه ی ۲۴ به دست می آید:

$$SKBUP = d_1 - t_{min} \quad (24)$$



شکل ۵. روش های مختلف اجرای دیواره آب بند در بالادست سازه



شکل ۴. $TEMP2 \leq 0$ و $TEMP3 \leq 0$ نیروی زیر فشار که در اثر حداقل ضخامت بتن ریزی کف خنثی می شود

بتن ریزی کف (t_{min}) خنثی می شود، با $TTMIN$ که برابر با $(G - 1)t_{min}$ است، نشان داده شده است؛ که در آن G ، چگالی مخصوص بتن و برابر ۲/۴۲ است. مقدار HGL متعادل نشده برای نقاط مختلف، در شکل های ۲ تا ۴ نشان داده شده است؛ که در آن ها $TEMP2$ ، $TEMP3$ ، $TEMP4$ و $TEMP5$ از روابط ۱۲ الی ۱۵ به دست می آیند:

$$TEMP2 = H\phi'_2 - Y_2 - TTMIN \quad (12)$$

$$TEMP3 = H\phi'_3 - Y_2 - TTMIN \quad (13)$$

$$TEMP4 = H\phi'_4 - Y_2 - TTMIN \quad (14)$$

$$TEMP5 = H\phi'_E - Y_5 - TTMIN \quad (15)$$

ϕ'_1 و ϕ'_2 به ترتیب مقادیر درون یابی شده در نقاط ۲، ۳ و ۴ هستند.

در شکل های ۲ و ۳، از مقدار A_2 برای محاسبه ی ضخامت بتن ریزی کف که اضافه بر کمیته ی ضخامت بتن ریزی مورد نیاز است، بین نقاط ۲ و ۳ استفاده می شود. $TEMP2$ ، $TEMP3$ ، $TEMP4$ و $TEMP5$ در بالاتر از سطح پروفیل $TTMIN$ مثبت و در پایین تر از آن منفی در نظر گرفته می شوند. مقادیر A_2 و A_3 ، A_4 به ترتیب سطوح نامتعادل در زیر خط HGL بین نقاط ۲ و ۳، ۳ و ۴ و ۴ و ۵ هستند؛ که این مقادیر با توجه به $TEMP2$ تا $TEMP5$ طبق این روابط محاسبه می شوند:

-- اگر $TEMP2 > 0$ و $TEMP3 \leq 0$ ، مقدار A_2 از رابطه ی ۱۶ محاسبه می شود (شکل ۲):

$$A_2 = 0.75 X_1 TEMP2 \quad (16)$$

که در آن، X_1 از رابطه ی ۱۷ به دست می آید:

$$X_1 = \frac{TEMP2}{TEMP2 + ABS(TEMP3)} l_2 \quad (17)$$

مقدار $ABS(TEMP3)$ برابر قدرمطلق $TEMP3$ است.

-- اگر $TEMP2 > 0$ و $TEMP3 > 0$ (شکل ۳)، مقدار A_2 از رابطه ی ۱۸ محاسبه می شود:

$$A_2 = 0.75 (TEMP2 + TEMP3) l_2 \quad (18)$$

-- اگر $TEMP2 \leq 0$ و $TEMP3 \leq 0$ ، مقدار $A_2 = 0$ خواهد بود (شکل ۴).

به صورت مشابه داریم:

و $SKBUP$ برای $d_1 > 3 \text{ m}$ (عمق و عرض کلاه دیوار سپری به ترتیب 0.5° و 1° متر فرض شده است)، مساوی 0.5° است.

همچنین به صورت مشابه برای دیوار آب بند بتنی و دیوار سپری پایین دست داریم: $SKBDN$ ، مقدار حجم بتن ریزی در دیوار آب بند بتنی یا کلاه دیوار سپری در پایین دست.

$SKBDN$ برای $d_2 \leq 3 \text{ m}$ ، از رابطه‌ی ۲۵ به دست می‌آید:

$$SKBUP = d_2 - t_2 \quad (25)$$

و $SKBDN$ برای $d_2 > 3 \text{ m}$ ، مساوی 0.5° است.

از ترکیب روابط 1° و 23° و همچنین با توجه به مقدار بتن ریزی مورد نیاز برای دیوار آب بند بتنی یا دیوار سپری، مقدار حجم کل بتن ریزی در واحد عرض ($TVCN$)، برای پروفیل سد انحرافی داده شده به صورت رابطه‌ی ۲۶ ارائه می‌شود:

$$TVCN = L_{t_{\min}} + \left(\frac{A_r + A_r + A_r}{G - 1} \right) + SKBUP + SKBDN \quad (26)$$

۵.۳. معرفی تابع هدف و متغیرهای طراحی

تابع هدف مربوط به هزینه‌های احداث سد انحرافی به صورت رابطه‌ی ۲۹ ارائه می‌شود:

$$\begin{aligned} \text{Minimize } COST = & (TVCN)(COST1) \\ & + (SKBX1)(COST2) \\ & + (SKBX2)(COST3) \\ & + (ASCUT)(COST4) \\ & + (ASFILL)(COST5) \end{aligned} \quad (29)$$

که در آن، $COST$ کل هزینه‌ی احداث سد انحرافی در واحد عرض، $TVCN$ مقدار بتن ریزی در کف، $COST1$ هزینه‌ی بتن ریزی کف، $SKBX1$ عمق دیوار سپری بالادست زیر کف بتنی، $COST2$ هزینه‌ی دیوار سپری بالادست شامل کوبیدن، $SKBX2$ عمق دیوار سپری پایین دست زیر کف بتنی، $COST3$ هزینه‌ی دیوار سپری پایین دست شامل کوبیدن، $ASCUT$ مقدار احجام خاک برداری، $COST4$ هزینه‌ی خاک برداری، $ASFILL$ مقدار احجام خاکریزی، $COST5$ هزینه‌ی خاکریزی.

۶.۳. معرفی قیدهای مسئله

عمق دیوار سپری پایین دست (d_2)، از طریق گرادیان هیدرولیکی خروجی با طول کف ارتباط پیدا می‌کند. (d_2) عمق دیوار سپری پایین دست، و (L) طول کف، باید به گونه‌ای با هم ارتباط داشته باشند تا گرادیان هیدرولیکی خروجی از مقدار گرادیان هیدرولیکی مجاز (PGE) کمتر باشد.

برای حالتی که دیوار سپری در انتهای پایین دست است، گرادیان خروجی (GE) از رابطه‌ی ۳۰ به دست می‌آید:

$$GE = \frac{H}{d_2} \frac{1}{\pi \sqrt{\lambda}} \quad (30)$$

که در آن مقدار λ از رابطه‌ی ۳۱ به دست می‌آید:

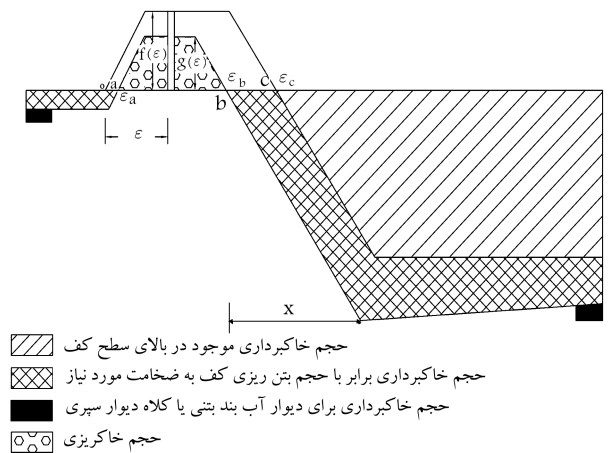
$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2} \quad (31)$$

۴.۳. تعیین حجم خاک برداری و خاکریزی

با توجه به شکل ۶، مقدار حجم خاک برداری مورد نیاز در واحد عرض ($ASCUT$)، برای اجرای بتن ریزی کف، شامل حجم خاک موجود در بالای سطح کف و حجم خاکی است، که برابر با حجم بتن ریزی کف و دیوار آب بند یا دیوار سپری است.

با توجه به شکل‌های ۱ و ۶، مقدار حجم خاک برداری طبق رابطه‌ی ۲۷ قابل محاسبه است:

$$\begin{aligned} ASCUT = & Y_1 Y_2 + 0.5 \left(\frac{Y_1 Y_2 L_2}{Y_r} \right) + L_{t_{\min}} + \left(\frac{A_r + A_r + A_r}{G - 1} \right) \\ & - \left[\int_a^c f(\varepsilon) d\varepsilon - \int_{\varepsilon_a}^{\varepsilon_b} g(\varepsilon) d\varepsilon \right] + SKBUP + SHBDN \end{aligned} \quad (27)$$



شکل ۶. حجم خاک برداری و خاکریزی برای انجام بتن ریزی کف.

که در آن مقدار α از رابطه ی ۳۲ به دست می آید:

$$\alpha = \frac{L}{d_t} \quad (32)$$

بنابراین PGE از رابطه ی ۳۳ به دست می آید:

$$PGE \geq \frac{H}{d_t \pi \sqrt{\lambda}} \quad (33)$$

با جایگزینی مقدار λ از رابطه ی ۳۱ در رابطه ی ۳۳ و انجام ساده سازی، قید غیرخطی مسئله به دست می آید که در رابطه ی ۳۴ ارائه شده است:

$$L - d_t \left[\left\{ 2 \left(\frac{H}{d_t \pi PGE} \right)^2 - 1 \right\}^2 - 1 \right]^{1/2} \geq 0 \quad (34)$$

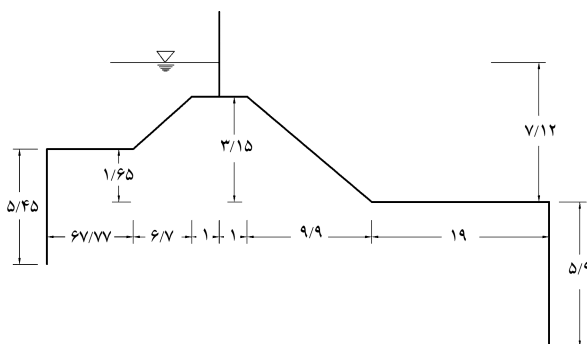
حد پایین عمق دیوار سپری براساس ملاحظات مربوط به آبشستگی تعیین می شود و حد بالای آن به نوع لایه های خاک، تجهیزات نصب و کوبیدن دیوار سپری و میزان دسترسی به مقاطع دیوار سپری بستگی دارد. کمینه ی طول کف برابر مجموع طول سرریز، طول شیب ها و طول حوضچه ی آرامش است. همچنین رابطه ی ۳۴ یک قید غیرخطی است، که باید در هنگام طراحی مورد توجه قرار گیرد و ارضاء شود (رابطه ی ۳۵):

$$L_{\min} \leq L \leq L_{\max}, \quad d_{\min} \leq d_1 \leq d_{\max}, \quad d_{t \min} \leq d_t \leq d_{t \max} \quad (35)$$

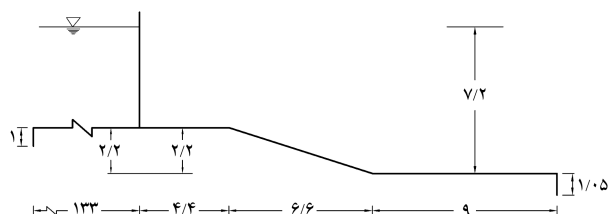
که در آن، $d_{\min}$ کمینه ی عمق دیوار سپری بالادست، $d_{\max}$ بیشینه ی عمق دیوار سپری بالادست، $d_{t \min}$ کمینه ی عمق دیوار سپری پایین دست، $d_{t \max}$ بیشینه ی عمق دیوار سپری پایین دست، $L_{\min}$ کمینه ی طول کف بتنی، $L_{\max}$ بیشینه ی طول کف بتنی.

۷.۳. مثال ها

دو نمونه ی پروفیل، یکی مربوط به بخش سرریز سد انحرافی و دیگری بخش مربوط به مقطع رسوب شویی سد انحرافی، به منظور تجزیه و تحلیل پارامتریک انتخاب شده اند. این دو پروفیل به وسیله ی روش سنتی و مرسوم، و براساس تئوری خوسلا طراحی شده اند. در شکل های ۷ و ۸، این دو پروفیل نشان داده شده اند.



شکل ۷. پروفیل مربوط به بخش سرریز سد انحرافی، انتخاب شده برای تجزیه و تحلیل (ابعاد بر حسب متر) (پروفیل ۱).



شکل ۸. پروفیل بخش مقطع رسوب شویی سد انحرافی، انتخاب شده برای تجزیه و تحلیل (ابعاد بر حسب متر) (پروفیل ۲).

جدول ۱. حدود مورد قبول برای متغیرهای طراحی در روند بهینه سازی.

متغیرها	حد پایین (متر)	حد بالا (متر)
طول کف (L)	۳۷/۶	بدون محدودیت
عمق دیوار سپری بالادست (d_1)	۳	۱۲
عمق دیوار سپری پایین دست (d_2)	۳	۱۲
طول کف (L)	۲۰	بدون محدودیت
عمق دیوار سپری بالادست (d_1)	۳	۱۲
عمق دیوار سپری پایین دست (d_2)	۳	۱۲

۸.۳. تعیین حدود متغیرها

کمینه ی عمق دیوارهای سپری بالادست و پایین دست براساس معیارهای مربوط به آبشستگی و بیشینه ی عمق آن ها با در نظر گرفتن ملاحظات عملی تعیین شده است و همچنین کمینه ی طول کف، با توجه به طول سرریز، طول شیب ها و طول حوضچه ی آرامش به دست آمده است. جدول ۱، فضای شدنی به کاررفته در روند بهینه سازی را نشان می دهد.

۴. نتایج و بحث

۱.۴. تأثیر گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز (PGE)

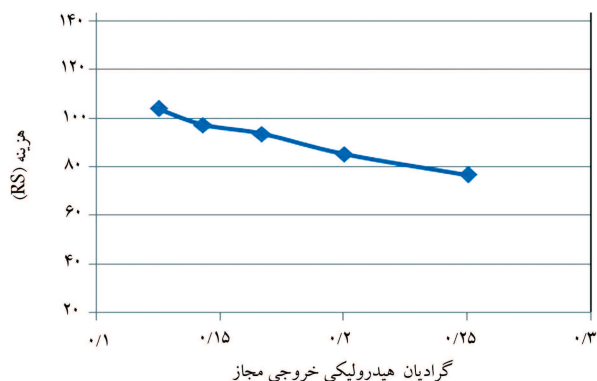
مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز به نوع خاک زیر سد انحرافی بستگی دارد. مقدار PGE برای ماسه ی بیشتر از سیلت و با توجه به اندازه ی دانه های خاک بین ۰/۲ تا ۰/۲۵ است. مقادیر کمتر از ۰/۲ برای سیلت و سیلت رسی است. نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک برای مقادیر مختلف PGE در جدول های ۲ و ۳ آورده شده است.

در شکل های ۹ تا ۱۲، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز، برای پروفیل ۱ نشان داده شده است. در شکل های ۱۳ تا ۱۶، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز، برای پروفیل ۲ نشان داده شده است.

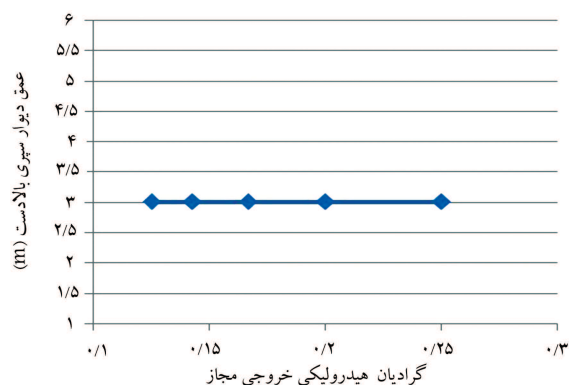
همان طور که در شکل های ۹ و ۱۶ برای پروفیل ۱ و ۲ مشخص است، با افزایش مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز مقدار عمق دیوار سپری پایین دست و طول کف کاهش پیدا کرده است و در نتیجه باعث کاهش مقدار هزینه ی احداث سد انحرافی، با افزایش مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز شده است. افزایش مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز در عمق دیوار سپری بالادست تأثیری نداشته است



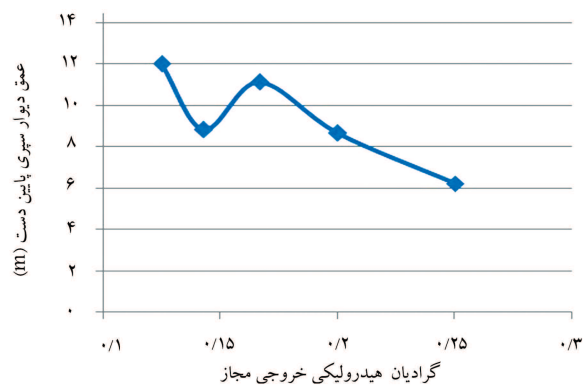
شکل ۱۱. تغییر L با تغییر PGE (پروفیل ۱).



شکل ۱۲. تغییر هزینه با تغییر PGE (پروفیل ۱).



شکل ۱۳. تغییر d_1 با تغییر PGE (پروفیل ۲).



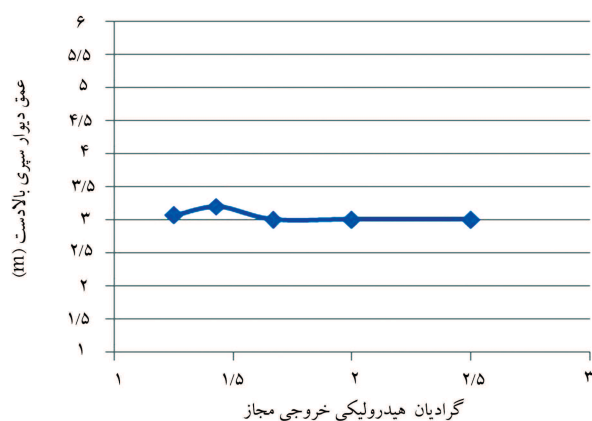
شکل ۱۴. تغییر d_2 با تغییر PGE (پروفیل ۲).

جدول ۲. تعیین پارامترهای بهینه‌ی سد انحرافی به وسیله‌ی الگوریتم ژنتیک به ازاء تغییرات گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز (پروفیل ۱).

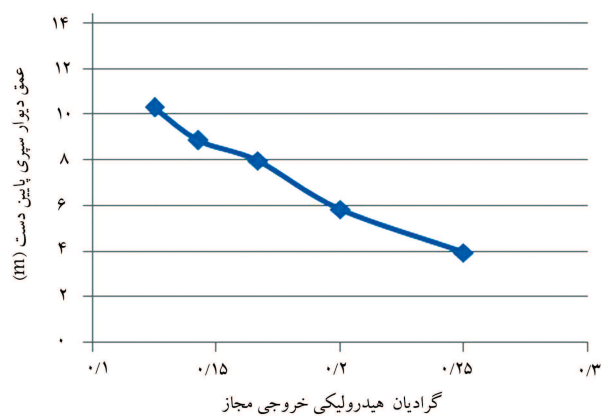
هزینه	L	d_2	d_1	هد آب	T_{min}	PGE
(RS)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)	
۱۰۴۱۱۰	۵۲٫۴۵	۱۰٫۳۲	۳٫۰۶	۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{8}$
۹۷۲۵۵	۴۷٫۶۳	۸٫۸۷	۳٫۲	۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{7}$
۹۳۶۳۹	۳۷٫۶	۷٫۹۷	۳	۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{6}$
۸۵۳۳۸	۳۷٫۶	۵٫۸۵	۳	۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{5}$
۷۶۸۳۶	۳۷٫۶	۳٫۹۴	۳	۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{4}$

جدول ۳. تعیین پارامترهای بهینه‌ی سد انحرافی به وسیله‌ی الگوریتم ژنتیک به ازاء تغییرات گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز (پروفیل ۲).

هزینه	L	d_2	d_1	هد آب	T_{min}	PGE
(RS)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)	
۸۷۰۹۵	۴۲٫۳۶	۱۲	۳	۷٫۲	۱	$\frac{1}{8}$
۸۱۱۹۵	۴۸٫۷۲	۸٫۸۲	۳	۷٫۲	۱	$\frac{1}{7}$
۷۸۴۸۲	۲۰	۱۱٫۱۲	۳	۷٫۲	۱	$\frac{1}{6}$
۷۰۶۳۱	۲۰	۸٫۶۳	۳	۷٫۲	۱	$\frac{1}{5}$
۶۲۳۵۳	۲۰	۶٫۱۹	۳	۷٫۲	۱	$\frac{1}{4}$



شکل ۹. تغییر d_1 با تغییر PGE (پروفیل ۱).



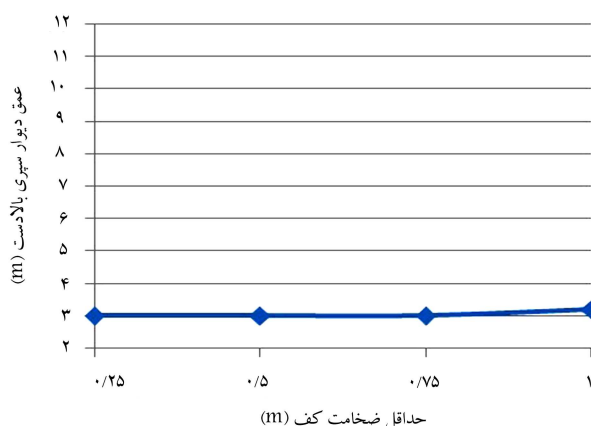
شکل ۱۰. تغییر d_2 با تغییر PGE (پروفیل ۱).

جدول ۴. تأثیر کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف در پارامترهای طراحی (پروفیل ۱).

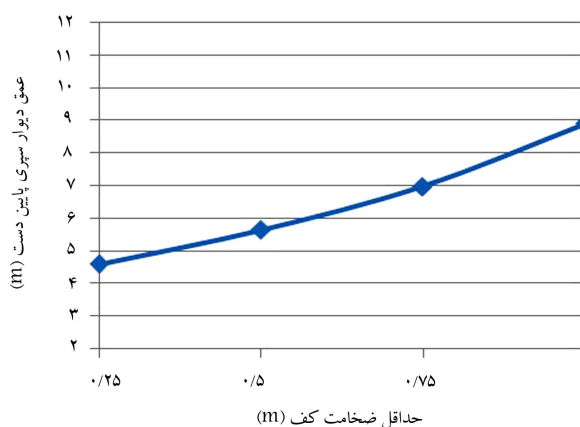
هزینه	L	d_2	d_1	هد آب	PGE	T_{min}
(RS)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)		
۹۷۲۵۵	۴۷٫۶۳	۸٫۸۷	۳٫۲	۷٫۱۲	$\frac{1}{V}$	۱
۹۱۷۷۴	۶۵٫۰۳	۶٫۹۶	۳	۷٫۱۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۷۵
۸۱۲۳۹	۸۳٫۴۷	۵٫۶۴	۳	۷٫۱۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۵
۶۴۲۶۸	۱۰۵٫۳۷	۴٫۵۷	۳	۷٫۱۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۲۵

جدول ۵. تأثیر کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف در پارامترهای طراحی (پروفیل ۲).

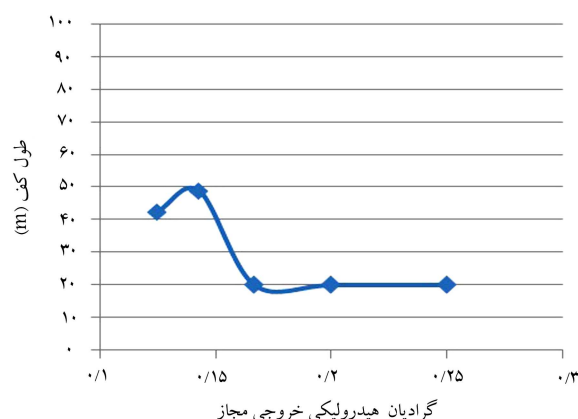
هزینه	L	d_2	d_1	هد آب	PGE	T_{min}
(RS)	(متر)	(متر)	(متر)	(متر)		
۸۱۱۹۵	۴۸٫۷۲	۸٫۸۲	۳	۷٫۲	$\frac{1}{V}$	۱
۸۶۱۵۱	۸۶٫۴۷	۵٫۵۸	۳	۷٫۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۷۵
۷۰۳۱۱	۹۴٫۲۹	۵٫۱۷	۳	۷٫۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۵
۵۰۸۸۹	۱۰۳٫۰۱	۴٫۷۷	۳	۷٫۲	$\frac{1}{V}$	۰٫۲۵



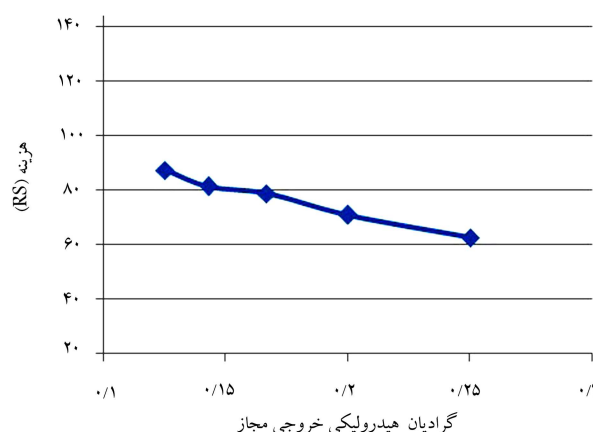
شکل ۱۷. تغییر d_1 با تغییر T_{min} (پروفیل ۱).



شکل ۱۸. تغییر d_2 با تغییر T_{min} (پروفیل ۱).



شکل ۱۵. تغییر L با تغییر PGE (پروفیل ۲).



شکل ۱۶. تغییر هزینه با تغییر PGE (پروفیل ۲).

و همواره این عمق برابر با کمینه‌ی عمق موردنیاز با توجه به ملاحظات آب‌شستگی محاسبه شده است. همچنین وقتی مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز در شکل ۱۴ برابر ۰/۱۴۳ است، عمق دیوار سپری پایین‌دست کاهش و مقدار طول کف افزایش یافته، ولی مقدار کل هزینه کاهش پیدا کرده است. بنابراین با بررسی تغییرات گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز می‌توان به این صورت نتیجه‌گیری کرد که سد انحرافی احداث‌شده بر روی بستر ماسه‌یی با گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز بالا، کم هزینه‌تر از احداث سد انحرافی بر روی بستر سیلتی یا سیلتی رسی برای یک هد آب یکسان است.

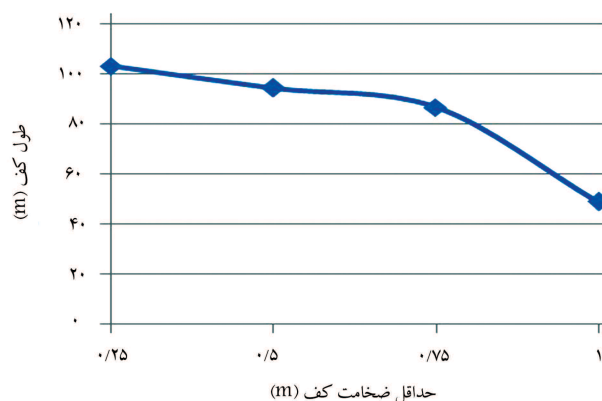
۲.۴. تأثیر کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف (T_{min})

نیروی زیرفشار در بالادست سد انحرافی به‌وسیله‌ی وزن آب خنثی می‌شود، بنابراین فقط فراهم‌کردن کمینه‌ی ضخامت بتن کافی است. نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل برای کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف بین ۰/۲۵ متر تا ۱ متر در جدول‌های ۴ و ۵ برای پروفیل ۱ و ۲ آورده شده است.

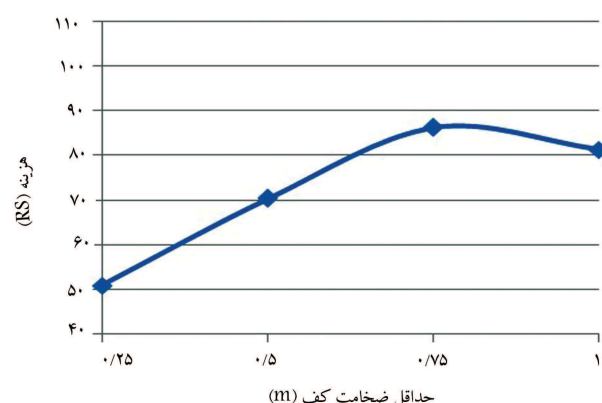
در شکل‌های ۱۷ تا ۲۰، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف ضخامت بتن ریزی کف، برای پروفیل ۱ نشان داده شده است.

همچنین در شکل‌های ۲۱ تا ۲۴، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف ضخامت بتن ریزی کف، برای پروفیل ۲ نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل‌های ۱۷ و ۲۴ برای پروفیل ۱ و ۲ مشاهده می‌شود، افزایش ضخامت کف باعث افزایش عمق دیوار سپری پایین‌دست شده است، بدون



شکل ۲۳. تغییر L با تغییر T_{min} (پروفیل ۲).



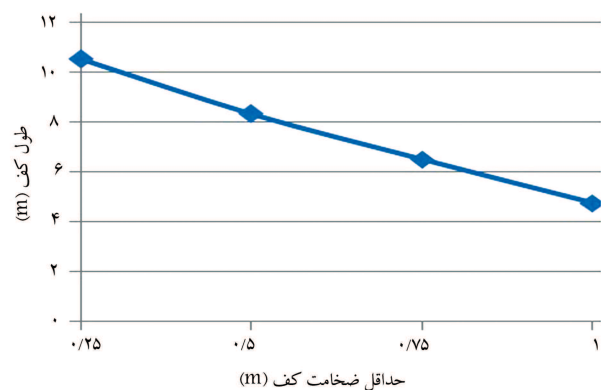
شکل ۲۴. تغییر هزینه با تغییر T_{min} (پروفیل ۲).

اینکه تأثیری در عمق دیوار سپری بالادست داشته باشد و مقدار عمق دیوار سپری بالادست با توجه به ملاحظات آب شستگی، برابر کمیته محاسبه شده است. همچنین طول کف با افزایش ضخامت کف کاهش پیدا کرده است و کل هزینه ایحداث سد انحرافی با افزایش ضخامت کف افزایش یافته است. با بررسی شکل ۲۴ مشخص می‌شود، که مقدار هزینه کل برای ضخامت کف ۱ متر کمتر از مقدار هزینه کل برای ضخامت کف ۰/۷۵ متر محاسبه شده است. این موضوع ممکن است بیانگر این موضوع باشد که مقادیر به دست آمده برای عمق دیوار سپری بالادست و پایین دست و طول کف مقدار بهینه نباشند و ممکن است الگوریتم ژنتیک یک کمیته محلی را پیدا کرده باشد و به منزله پاسخی در نظر گرفته باشد. با وجود این می‌توان گفت کل هزینه ایحداث سد انحرافی با افزایش ضخامت کف افزایش یافته است.

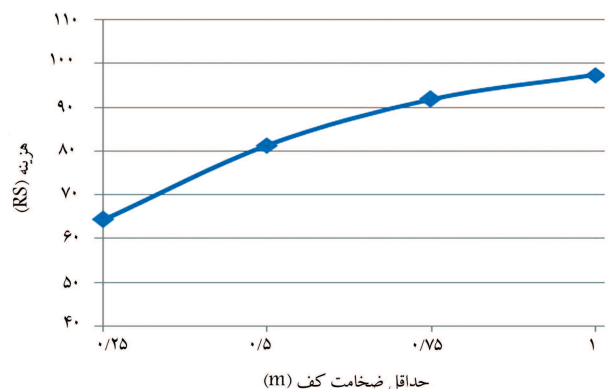
بنابراین با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان نتیجه‌گیری کرد که تعیین کمیته ضخامت ممکن برای کف با توجه به ملاحظات عملی، در کل هزینه ایحداث سد انحرافی و سایر پارامترهای طراحی تأثیر می‌گذارد.

۳.۴. تأثیر هد آب (H)

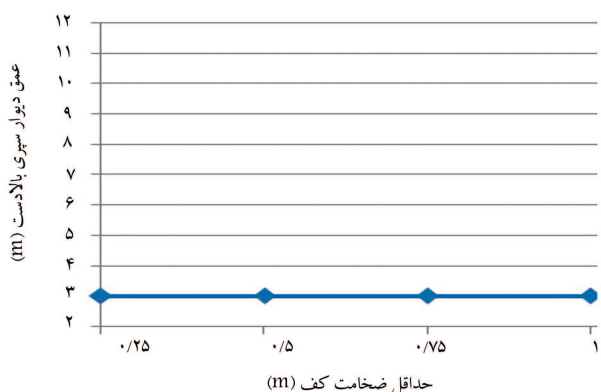
در این قسمت، تجزیه و تحلیل با در نظر گرفتن مقادیر مختلف هد آب، به ازاء گرادبان هیدرولیکی خروجی مجاز ثابت و برابر $\frac{1}{7}$ انجام شده است. نتایج حاصل از اجرای الگوریتم ژنتیک برای مقادیر مختلف هد آب در جدول‌های ۶ و ۷ برای پروفیل ۱ و ۲ آورده شده است.



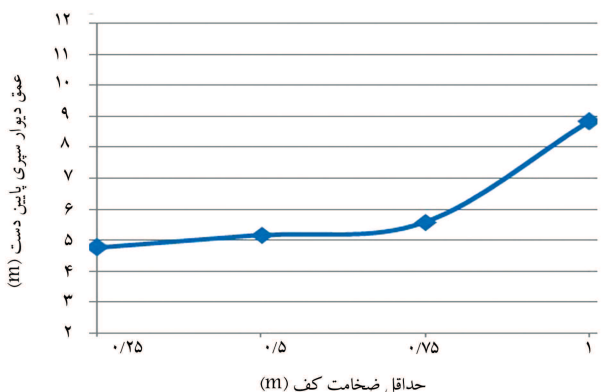
شکل ۱۹. تغییر L با تغییر T_{min} (پروفیل ۱).



شکل ۲۰. تغییر هزینه با تغییر T_{min} (پروفیل ۱).



شکل ۲۱. تغییر d_1 با تغییر T_{min} (پروفیل ۲).



شکل ۲۲. تغییر d_2 با تغییر T_{min} (پروفیل ۲).

جدول ۶. تأثیر هد آب در پارامترهای طراحی (پروفیل ۱).

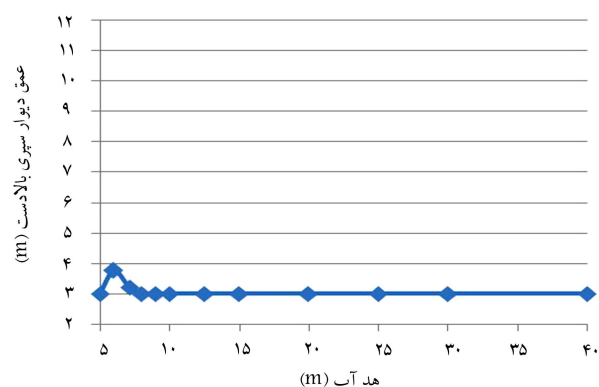
هد آب	T_{min} (متر)	PGE	d_1 (متر)	d_2 (متر)	L (متر)	هزینه (RS)
۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۵٫۶۸	۳۷٫۶	۶۵۰۱۴
۶	۱	$\frac{1}{V}$	۳٫۷۵	۷٫۷۵	۳۷٫۶	۷۸۸۲۹
۷٫۱۲	۱	$\frac{1}{V}$	۳٫۲	۸٫۸۷	۴۷٫۶۳	۹۷۲۵۵
۸	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۷٫۲	۸۰٫۷۴	۱۱۷۷۶۰
۹	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۸٫۲۲	۸۹٫۱۸	۱۳۳۶۳۰
۱۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۸٫۱۲	۱۱۳٫۸۷	۱۵۶۹۲۰
۱۲٫۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۰٫۸۶	۱۳۱٫۵۵	۱۹۵۷۶۰
۱۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۱٫۴۲	۱۸۳٫۹۲	۲۵۱۵۸۰
۲۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۲	۳۱۸٫۷۶	۳۹۰۴۷۰
۲۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۲	۵۰۵٫۰۲	۵۷۸۱۲۰
۳۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۲	۷۳۲٫۶۱	۸۰۸۹۰۰
۴۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۲	۱۳۱۲٫۳۰	۱۳۹۸۹۰۰

جدول ۷. تأثیر هد آب در پارامترهای طراحی (پروفیل ۲).

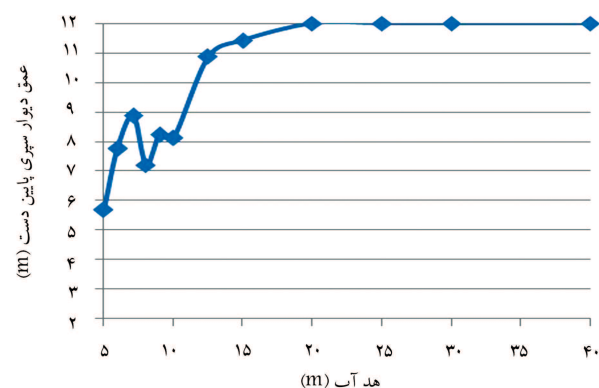
هد آب	T_{min} (متر)	PGE	d_1 (متر)	d_2 (متر)	L (متر)	هزینه (RS)
۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۸٫۲۹	۲۰	۵۰۳۸۸
۶	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۰٫۷۱	۲۰	۶۶۱۰۴
۷٫۲	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۸٫۸۲	۴۸٫۷۲	۸۱۱۹۵
۸	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۷٫۲	۸۰٫۷۱	۱۰۵۰۹۰
۹	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۷٫۳۴	۱۰۲٫۰۸	۱۲۷۱۹۰
۱۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۹٫۱۳	۹۹٫۱۴	۱۳۲۴۷۰
۱۲٫۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۸٫۸۲	۱۶۷٫۰۷	۱۹۹۲۳۰
۱۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۱٫۲۷	۱۸۶٫۸۳	۲۳۲۳۳۰
۲۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۱٫۲۸	۳۴۰٫۹	۳۸۷۹۵۰
۲۵	۱	$\frac{1}{V}$	۳٫۰۷	۱۱٫۹۳	۵۰۸٫۹۶	۵۶۰۷۴۰
۳۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۱٫۷۹	۷۴۶٫۲۵	۸۰۲۹۳۰
۴۰	۱	$\frac{1}{V}$	۳	۱۱٫۰۷	۱۴۲۵٫۵۴	۱۴۹۲۰۰۰

در شکل‌های ۲۵ تا ۲۸، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف هد آب، برای پروفیل ۱ آورده شده است.

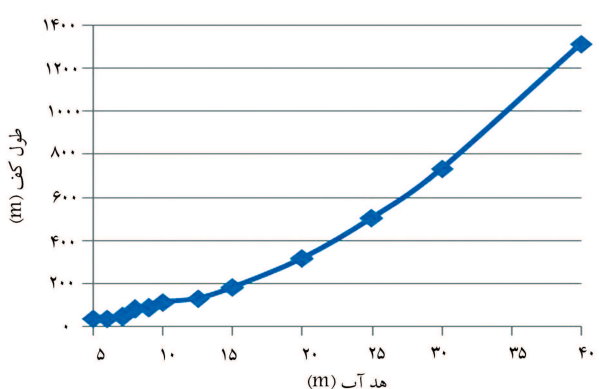
همچنین در شکل‌های ۲۹ تا ۳۲، نتایج اجرای الگوریتم ژنتیک به ازاء مقادیر مختلف هد آب، برای پروفیل ۲ آورده شده است. با توجه به شکل‌های ۲۵ تا ۳۲ برای پروفیل‌های ۱ و ۲، نتایج نشان می‌دهند که عمق دیوار سپری بالادست نسبت به تغییرات هد آب حساسیت ندارد و همواره برابر مقدار کمینه می‌ممکن است. عمق دیوار سپری پایین‌دست با افزایش هد آب به سرعت افزایش پیدا کرده است، تا زمانی که به حد بالای آن، که ۱۲ متر است، برسد. بنابراین با افزایش هد آب برای اینکه گرادیان هیدرولیکی خروجی ارضاء شود، طول کف افزایش پیدا کرده است و در



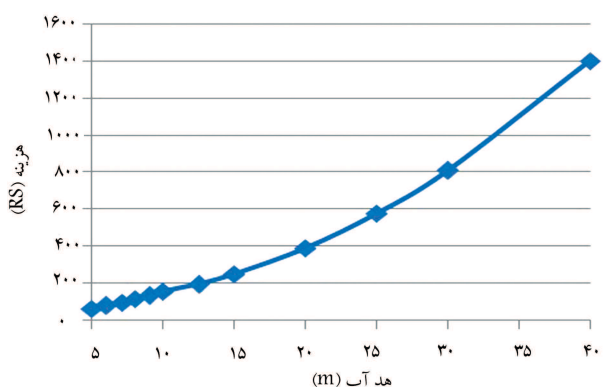
شکل ۲۵. تغییر d_1 با تغییر H (پروفیل ۱).



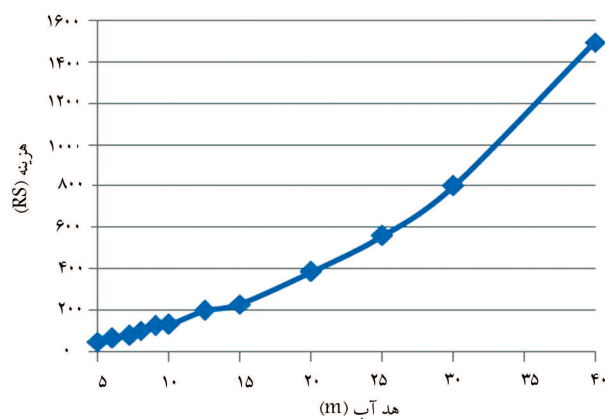
شکل ۲۶. تغییر d_2 با تغییر H (پروفیل ۱).



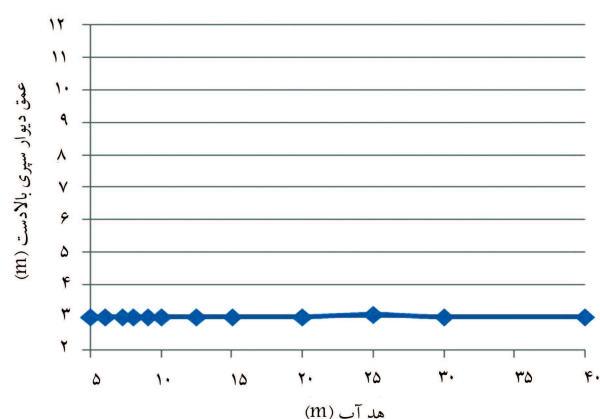
شکل ۲۷. تغییر L با تغییر H (پروفیل ۱).



شکل ۲۸. تغییر هزینه با تغییر H (پروفیل ۱).



شکل ۳۲. تغییر هزینه با تغییر H (پروفیل ۲).



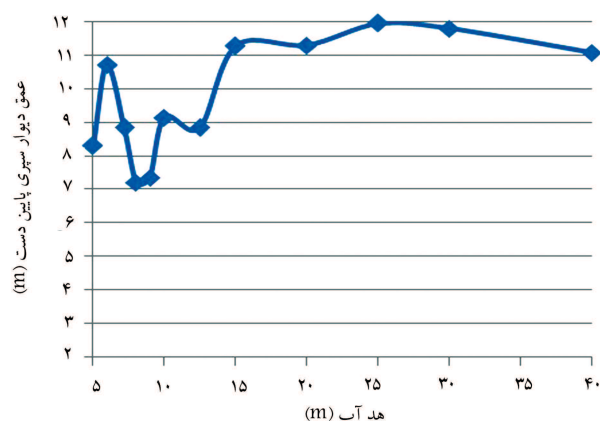
شکل ۲۹. تغییر d_1 با تغییر H (پروفیل ۲).

نتیجه باعث شده است تا هزینه‌ی کل احداث سد انحرافی به سرعت افزایش پیدا کند. همچنین بی‌نظمی در شکل‌های مذکور به دلیل غیرخطی بودن تابع هدف و با قید مسئله است.

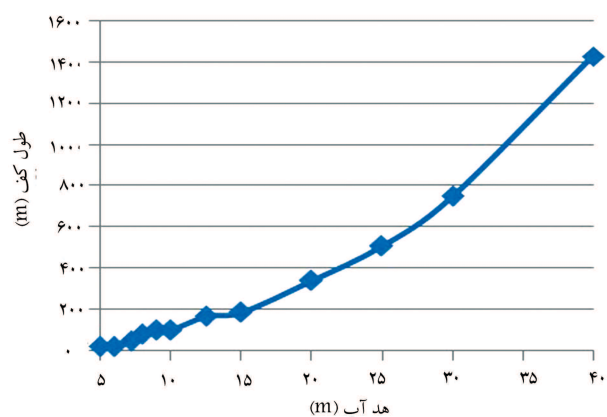
۵. نتیجه‌گیری

در این پژوهش به منظور تعیین حساسیت نسبی پارامترهای سد انحرافی، تجزیه و تحلیل پارامتریک برای خاک‌های متفاوت و شرایط هیدرولوژیکی مختلف انجام و تأثیر تغییرات پارامترهای مختلف در نتایج طراحی و هزینه‌ی سد انحرافی بیان و خلاصه‌یی از نتایج این تجزیه و تحلیل آورده شده است:

- احداث سد انحرافی بر روی خاک‌های ماسه‌یی کم هزینه‌تر از احداث سد انحرافی بر روی خاک‌های سیلتی یا سیلتی رسی است.
- عمق دیوار سپری بالادست نسبت به عمق دیوار سپری پایین‌دست و طول کف، حساسیت بسیار پایین‌تری در مقابل تغییرات مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز و هد آب دارد.
- کمینه‌ی ضخامت بتن ریزی کف در پارامترهای طراحی و همچنین کل هزینه‌ها اثر می‌گذارد. بنابراین تعیین آن بر اساس ملاحظات عملی می‌تواند منجر به کاهش هزینه‌های سد انحرافی شود.
- هنگامی که هد آب افزایش می‌یابد، عمق دیوار سپری پایین‌دست و طول کف افزایش پیدا می‌کند. زمانی که عمق دیوار سپری پایین‌دست به بیشینه‌ی عمق خود می‌رسد، مقدار بهینه‌ی طول کف برای ارضاء گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز به سرعت افزایش می‌یابد و در نتیجه باعث افزایش سریع کل هزینه می‌شود.



شکل ۳۰. تغییر d_2 با تغییر H (پروفیل ۲).



شکل ۳۱. تغییر L با تغییر H (پروفیل ۲).

پانویس‌ها

1. barrage
2. uplift
3. exit hydraulic gradient

4. sheet-piles
5. filling
6. excavation
7. genetic algorithm
8. Visual Basic.NET

(References) منابع

1. Shamsai, A., *Design of Diversion Dams*, Sharif University Press Iran, ISBN: 978-964-7982-14-6 (2007) (In Persian).
2. Da Silva, J.F. "Optimization of concrete gravity dams foundation systems", 22nd International Congress on Large Dams-ICOLD, Barcelona, Spain (2006).
3. Sedghi-Asl, M., Rahimi, H. and Khaleghi, H., *Laboratory Investigation of the Seepage Control Measures under Coastal Dikes*, Experimental Techniques, doi: 10.1111/j.1747-1567.2010.00692, **36**, pp.61-71 (2011).
4. Garg, N.K., Bhaghat, S.K. and Asthana, B.N. "Optimal barrage design based on subsurface flow considerations", *Journal Of Irrigation And Drainage Engineering*, **128**(4), pp. 253-263 (2002).
5. Goldberg, D.E., *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*, Kluwer Academic Publishers, Boston (1989).
6. Khosla, A.N., Bose, N.K. and Taylor, M.T., *Design of Weirs on Permeable Foundation*, India, Central Board of Irrigation and Power, Technology & Engineering, 178 pages (1936).
7. Tomlinson, S.S. and Vaid, Y.P. "Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion", *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(1), pp. 1-13 (2000).
8. Garg, N. K. "Barrage Design Consideration Based on Subsurface Flow", (2004). Available on line at <http://www.actapress.com/Abstract.aspx?paperId=18641>.
9. Turan, K.H. "Software program for optimum design of diversion structures", Unpublished M.Sc thesis, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University (2004).
10. Ijam, A.Z. "Conformal analysis of seepage below a hydraulic structure with an inclined cutoff", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **18**(5), pp. 345-353 (2005).
11. Ahmed, A.A. "Design of hydraulic structures considering different sheet pile configurations and flow through canal banks", *Computer and Geotechnics*, **38**(4), pp. 559-565 (2011).
12. Amiri Tokaldany, E. and Khalili Shayan, H. "Uplift force, seepage, and exit gradient under diversion dams", *Proceedings of the ICE - Water Management*, ISSN: 1741-7589, E-ISSN: 1751-7729. 10.1680/wama.11.00084 (2012).
13. Sedghi-Asl, M., Rahimi, H. and Khaleghi, H. "The effect of optimum location of the sheet pile in decreasing seepage flow under hydraulic structures using numerical model", *5th Iranian Hydraulic Conference*, Iran (2005) (In Persian).
14. Lashte-Nashaei, M., Khoda-Bakhshi, M., Saber, M. and Nik-Ghalb-Pour, M. "Effect of cutoff wall depth and drains on uplift pressure and exit hydraulic gradient in diversion dams", *7th International Seminar of River Engineering*, Shahid Chamran University, Ahvaz, Iran (2006) (In Persian).
15. Ahmadi, H., Ghahreman-nezhad, M. and Verdi-nezhad, V. "Investigation on the effects of drainage systems and cutoff walls to control the uplift force under diversion dams", *3rd Irrigation and Drainage Network Management National Conference*, Iran (2011) (In Persian).
16. Khalili Shayan, H., Amiri Tokaldany, E. and Yeganeh, A. "Evaluation of different methods to estimate the uplift force under diversion dams by experimental and numerical data", *3rd Irrigation and Drainage Network Management National Conference*, Iran (2011) (In Persian).