

بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی و برآورد فشار آب منفذی*فرهود کلاته^(۱)فریده حسین نژاد^(۲)

چکیده افزایش قابل ملاحظه فشارهای آب منفذی هسته حین ساخت سدهای خاکی می‌تواند منجر به بروز پدیده‌ی شکست هیدرولیکی هنگام آبگیری سد گردد. لذا اطلاع کامل از الگوی ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای در هسته سد امری ضروری می‌باشد. در تحقیق حاضر با بکارگیری روش المان محدود در تحلیل همبسته سدهای خاکی، مقادیر فشار آب منفذی و تغییر مکان‌های ایجاد شده حین ساخت سد درونگر با استفاده از کد نگاشته شده در محیط فرترن برآورد گردیده و نتایج با داده‌های ابزار دقیق مقایسه شده‌اند. در نهایت با استفاده از آنالیز بازگشتی مقدار واقعی نفوذپذیری هسته و نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشخص شده است.

واژه‌های کلیدی سد خاکی، معادلات بیوت، تحلیل کوپل، فشار آب منفذی.

Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure

F. Kalateh

F. Hosseinejad

Abstract A significant increase in pore water pressure during construction of earth dams may lead to the hydraulic fracture of dam body in pounding. Thus having sufficient information about generation pattern of excess pore water pressure inside the core is essential. In the present study, using finite element method in coupled analysis of earth dams, excess pore water pressure and displacement values are estimated during the construction of Daroongar dam by developed Fortran code, and the results were compared with instrumentation data. Finally the actual amounts of horizontal and vertical permeability coefficients were determined for the materials by regression analysis.

Key Words Earth Dam, Biot Equations, Coupled Analysis, Pore Water Pressure.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۱/۲۰ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۲/۲ می‌باشد.

(۱) استادیار، دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه تبریز.

(۲) نویسنده مسئول، دانشجوی دکتری، مهندسی عمران - سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تبریز. Email: farideh_hosseinejad@yahoo.com

مقدمه

امنیت سازه های بزرگ، حفاظت زیست محیطی و کاهش خسارات وارده در بلایای طبیعی مستلزم فهم درستی از دلایل و مکانیزم های فرایند تغییر شکل سازه-هاست [1]. سدها از جمله سازه های مهندسی ساخت دست بشر می باشند که به طور مستقیم با آب و نیروهای مخرب آن در تماس هستند. در یک دسته بندی کلی سدها به دو نوع بتنی و خاکی تقسیم بندی می شوند. سدهای خاکی و سنگریز به واسطه مزیت های نسبی که در مقایسه با سایر انواع سدها دارند، دارای جایگاه ویژه ای بوده و بخش عمده ای از سدهای احداث شده در سطح جهان را (در حدود ۸۳ درصد) به خود اختصاص داده اند [۲]. اطلاعات آماری اشاره بر این دارد که سدهای خاکی بیش از سدهای بتنی در معرض تخریب هستند و بیش تر خرابی ها یا آسیب دیدگی های سدهای خاکی در حین ساخت و یا اولین آبیگری بوده است [3]. یکی از مشکلات اساسی در سدهای خاکی افزایش اضافه فشار آب حفره ای در هسته سد طی مراحل ساخت و آبیگری می باشد که این مسئله می تواند منجر به پیدایش ترک هیدرولیکی در سد شود. لذا توانایی پیش بینی گسترش و توزیع (زائل شدن) اضافه فشار آب حفره ای در بررسی رفتار چنین سازه هایی از اهمیت بالایی برخوردار است [4]. روش المان محدود ابزار قدرتمندی برای تحلیل و حل مسائل در ساخت سدهای خاکی می باشد چون می تواند تغییر مکانهای داخلی هسته و پوسته را محاسبه کرده و در نتیجه توزیع تنش و انتقال بار داخل مقاطع سد را بدست دهد [5]. محققان بسیاری از این روش برای بررسی تغییر شکل ها و تنش های سدهای خاکی در مرحله ساخت و اولین آبیگری استفاده کرده اند [5-12] و [4] و [1]. اما در اکثر موارد در تحلیل ها از روش تنش کل بهره گرفته شده [6,8,9,10,12,13] و در صورت استفاده از روش تنش موثر نیز اضافه فشارهای حفره ای ایجاد شده به واسطه ضریب پیش فرضی از تنش فرض شده است که تا حدی محافظه کارانه است. از اینرو رویکرد تحلیل همبسته (کوپل) که مبنای آن روش تنش موثر می باشد

توسط برخی محققین اتخاذ شده است [4,5,11,14]. بررسی فشار منفذی ایجاد شده در هسته سدهای خاکی نیز به دلیل اهمیت فراوانش مورد توجه محققین زیادی بوده است. پاکزاد و حسینی [۱۵]، با استفاده از نتایج پیژومترهای به کار رفته در پی و بدنه سد کرخه، وضعیت سد را پس از آبیگری بررسی کرده و نشان دادند با توجه به ضریب فشار منفذی ماکزیمم حین ساخت و آبیگری، بروز پدیده شکست هیدرولیکی در این سد غیرمحمتمل است. همچنین حسینی و همکاران [۱۶]، افزایش فشار منفذی در هسته سد کرخه را هنگام ساخت و آبیگری همزمان، مورد ارزیابی قرار داده و نشان دادند نتایج تحلیل های عددی در دوران ساخت نسبت به محور سد تقارن دارند ولی حین آبیگری مقدار فشار منفذی بالادست از حالت تقارن خارج شده و افزایش می یابد. نیرومند و همکاران [۱۷]، نیز با استفاده از نتایج ابزار دقیق و آنالیز برگشتی انجام شده با نرم افزار CA2، عملکرد سد کرخه را بررسی کردند و نشان دادند به دلیل طولانی تر شدن مدت اجرا، مقادیر فشار منفذی حدودا نصف مقادیر در نظر گرفته شده در طراحی هستند. حبشی و همکاران [۱۸]، فشار آب منفذی ایجاد شده در هسته سد خاکی دوستی را با استفاده از آمار اندازه گیری شده و نتایج تحلیلی بدست آمده مورد بررسی قرار داده و با استفاده از تحلیل بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را برابر با ۲ بدست آوردند. ملکی و علوی فر [19] رفتارنگاری مسجد سلیمان را به همراه آنالیز عددی توسط کد نرم افزاری FLAC 4.0 مورد بررسی قرار داده و پارامترهای ضریب فشار آب منفذی و نسبت قوس-شدگی را محاسبه کردند. سروش و اخترپور [۲۰] مراحل ساخت و اولین آبیگری سد خاکی مسجد سلیمان را با نرم افزار Plaxis7.2 مدل کرده و فشارهای منفذی بدست آمده را با نتایج حاصل از ابزار دقیق مقایسه کردند و با استفاده از آنالیز بازگشتی نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مصالح هسته را ۲/۵ بدست آوردند آنها همچنین نشان دادند در زمان های اولیه خاکریزی بدلیل کم بودن سربار و اشباع نبودن کامل خاک، مقادیر اندازه

بیشتر به جزئیات معادلات پرداخته است [23-25]. در چند دهه اخیر نیز تحقیقات فراوانی در زمینه حل عددی معادلات همبسته در محیط‌های متخلخل صورت گرفته و این معادلات به طور گسترده‌ای در تحلیل دینامیکی سدهای خاکی به کار گرفته شده‌اند [26]. در بررسی حاضر با استفاده از فرم شبه استاتیکی و دینامیکی معادلات همبسته بیوت ساخت مرحله‌ای بدنه سد خاکی درونگر در ده لایه مدل می‌شود و مقادیر اضافه فشار منفذی و نشست‌های محاسبه شده با داده‌های ابزار دقیق مقایسه می‌شوند و از نتایج حاصل مقدار مناسب نسبت ضریب نفوذپذیری افقی به نفوذپذیری قائم، جهت انطباق بهتر نتایج با داده‌های ابزار دقیق تعیین می‌شود.

معادلات حاکم

معادلات حاکم بر رفتار محیط متخلخل اشباع که دارای تنها یک سیال حفره‌ای هستند بر اساس تعادل کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای، معادله تعادل سیال حفره-ای تحت عنوان معادله عمومی داریسی، معادله تعادل جرم سیال و مفهوم تنش موثر به صورت زیر بیان می‌شود [23,24].

$$\sigma_{ij,j} + \rho_f \ddot{u}_i + \rho_f [\dot{v}_i + v_j v_{i,j}] - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$p_{,i} + V_i^D + \rho_f \ddot{u}_i + \frac{\rho_f [v_i + v_j v_{i,j}]}{n} - b_i = 0 \quad (2)$$

$$-v_{i,i} + \dot{\epsilon}_{ii} + \frac{n\dot{p}}{K_f} + \frac{(1-n)\dot{p}}{K_s} - \frac{K_{av}}{K_s} \left(\dot{\epsilon}_{i,i} + \frac{\dot{p}}{K_s} \right) \rho + \frac{n\dot{p}_f}{\rho_s} + \dot{\theta} = 0 \quad (3)$$

اندیس‌های i و j برابر ۱ تا ۳ می‌باشند و نشان دهنده جهت‌ها (x_1, x_2, x_3) در سیستم مختصات کارتزین می‌باشند. σ_{ij} تانسور تنش کل در نقطه (x_1, x_2, x_3) و علامت "z" نشان دهنده مشتق ضمنی نسبت به جهت x_j می‌باشد ($\frac{\partial}{\partial x_j}$). در واقع در حالت کلی معادله (۱) شامل سه معادله مستقل است (تعادل نیروها در جهات x_1, x_2, x_3)، که در حالت کرنش مسطح تبدیل به دو معادله می‌شود. در معادله تعادل کلی، چگالی کل ترکیب (ρ) به صورت زیر محاسبه می‌شود.

گیری شده فشار آب منفذی کمتر از مقادیر محاسبه شده است و با افزایش تراز خاکریز اختلاف این دو مقدار کمتر می‌شود زمردیان و پوچی [۱۴] طی یک بررسی با استفاده از نرم‌افزار GeoStudio رفتار سد خاکی مسجد سلیمان در حین ساخت و اولین آبیگری را به روش عددی و به صورت همبسته تحلیل کرده و نتایج حاصل برای فشار آب منفذی، ضریب فشار آب منفذی و تنش کل را با داده‌های ابزار دقیق مقایسه کرده و نشان دادند مقادیر محاسباتی و اندازه‌گیری شده برای فشار منفذی در ترازهای پایین‌تر مطابقت بیشتری دارند ولی در ترازهای بالاتر مقادیر اندازه‌گیری شده بیشتر از مقادیر محاسباتی است. حین ساخت سدهای خاکی به دلیل ازدیاد سربارهای ناشی از افزایش ضخامت خاکریزی تغییر مکان‌هایی در بدنه و پی سد اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش آنها وابسته به نفوذپذیری مصالح می‌باشد. از طرفی سرعت بالای خاکریزی یکی از عوامل افزایش فشار آب منفذی داخل هسته به شمار می‌رود. در مکانیک خاک تغییر شکل حجمی خاک ناشی از تغییر تنش موثر با عبارت تحکیم بیان می‌شود و سرعت تحکیم در خاک اشباع با سرعت خروج آب از خاک تعیین می‌شود؛ بنابراین فرایند تغییر شکل جریان حفره‌ای در محیط‌های خاکی با هم در تعامل‌اند. مسئله تحکیم در مسائل ژئوتکنیکی همچون پی‌ها، تونل‌ها و سدهای خاکی بسیار حائز اهمیت است و از اینرو تحلیل المان محدود همبسته در مسائل ژئوتکنیکی بسیار مورد توجه بوده است. پدیده تحکیم اولین بار توسط ترزاقی در سال ۱۹۲۴ برای تحلیل یک‌بعدی محیط‌های متخلخل مطرح گردید و به طور وسیع در محاسبه نشست خاک به کار رفت [21]. بعدها بیوت [22] با توسعه تئوری ترزاقی به سه بعد، برای اولین بار فرمول‌بندی تحکیم کوپل (همبسته) و حل تحلیلی آن را بر اساس رابطه خطی تنش-کرنش اسکلت خاک و رابطه خطی داریسی برای جریان حفره‌ای در مسائل شبه استاتیک (quasi-static) ارائه داد و مدتی بعد معادلات را به حالت دینامیکی نیز توسعه داد. در ادامه کار او زینکوویچ ساده‌سازی‌هایی در معادلات انجام داده و

شود:

$$\rho = n\rho_v + (1 - n)\rho_s \approx n\rho_w + (1 - n)\rho_s \quad (4)$$

که n نسبت تخلخل، ρ_w چگالی آب و ρ_s چگالی دانه‌های خاک می باشد. در روابط (۱) و (۲)، b_i نیروی حجمی وارد بر واحد جرم است. در معادله دوم V_i^D نشان دهنده نیروی درگ ویسکوز می باشد که از قانون تراوش داری به صورت $v_i = k_{ij} V_i^D$ بدست می آید. در این رابطه k_{ij} نفوذپذیری دینامیکی مصالح غیر ایزوتروپیک و v_i سرعت سیال است که در حالت ایزوتروپیک بودن مصالح، نفوذپذیری محیط متخلخل در کلیه جهات یکسان بوده و نفوذپذیری دینامیکی برابر k می شود. از طرفی V_i^D معادل $h_{,i}$ گرادیان هد کل در جهت i می باشد که h هد آب حفره‌ای کل، برابر انرژی پتانسیل سیال حفره‌ای است و از رابطه زیر بدست می آید.

$$h = (x_2 - x_{2DATUM}) + \frac{p_w}{\gamma_w} \quad (5)$$

x_2 جهتی است که جاذبه اثر می کند و x_{2DATUM} نشان دهنده سطحی است که هد کل نسبت به آن اندازه گیری می شود (با صرف نظر از اثر گرانش). عباراتی که در معادلات تعادل مومنتوم کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای (معادله (۱)) و تعادل مومنتوم سیال (معادله (۲))، زیرشان خط کشیده شده است اثر شتاب نسبی سیال نسبت به ذرات جامد و عبارت جابه‌جایی این شتاب می باشند. در معادله تعادل جرم سیال یا پیوستگی (معادله (۳))، دو عبارت آخر به ترتیب مربوط به تغییر چگالی و تغییرات دمایی جرم سیال می باشند که در حالت کلی می توان از آن‌ها صرف نظر کرد [25]. در این معادله K_s مدول بالک ذرات جامد و K_f مدول بالک دانه‌های خاک می باشد. با در نظر گرفتن C_f به عنوان تراکم پذیری سیال که با $C_f = \frac{1}{K_f}$ و C_s تراکم پذیری ذرات جامد که با $C_s = \frac{1}{K_s}$ تعریف می شوند، تراکم‌پذیری ترکیبی فازهای سیال و جامد می تواند به صورت زیر تعریف شود.

$$C = nC_f + (\alpha - n)C_s \cong nC_f + (1 - n)C_s \quad (6)$$

که α ضریب تصحیح فشار سیال حفره‌ای موثر بر ذرات جامد می باشد و برای مصالح ایزوتروپیک به صورت $\alpha = 1 - \frac{K_{av}}{K_s}$ تعریف می شود. برای اغلب خاک ها $\alpha = 1$ در نظر گرفته می شود. در این رابطه K_{av} نشان دهنده مدول بالک متوسط نمونه خاک می باشد. با جایگذاری C و α در معادله (۳) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی معادله فوق به صورت زیر ساده می شود:

$$-v_{i,j} + \alpha \varepsilon_{ii} + \frac{p}{c} = 0 \quad (7)$$

معادلات (۱)، (۲) و (۷) نشان‌دهنده رفتار محیط متخلخل با در نظر گرفتن اندرکنش اسکلت جامد با سیال حفره‌ای در دو شرایط استاتیکی و دینامیکی می باشند. در این معادلات فشار سیال حفره‌ای p ، سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد v_i و جابجایی اسکلت جامد u_i متغیرهای مجهول می باشند. در صورتی که در مسائل دینامیکی، فرکانس مولفه‌های شتاب تحریک پایه پایین باشد، همانند ارتعاشات زلزله، در معادلات (۱) و (۲) عباراتی که زیرشان خط کشیده شده است (عبارات مربوط به شتاب سیال) قابل صرف نظر کردن می باشند [25]. با حذف این عبارات متغیر v_i می تواند از معادلات حذف گردد. بنابراین معادله حاکم ساده‌سازی شده که شامل دو متغیر u_i و p می باشد به صورت زیر در می آید:

$$\sigma_{ij,j} + \rho \ddot{u}_i - \rho b_i = 0 \quad (8)$$

در مصالح الاستیک رابطه تنش- کرنش با قانون رفتاری هوک، $\sigma = D\varepsilon$ بیان می گردد. از طرفی با فرض تغییر مکان‌های کوچک، کرنش با استفاده از رابطه $\varepsilon = Bu$ با تغییر مکان‌های گرهی مرتبط می گردد، بطوریکه B ماتریس کرنش-تغییر مکان می باشد. با جایگذاری این روابط تنها مجهولات معادله، تغییر مکان‌ها و فشار حفره‌ای می باشند. همچنین با ترکیب معادلات (۲) و (۷) و حذف جملات قابل چشم‌پوشی، دومین معادله حاکم به صورت زیر خواهد بود:

$$[K_{ij}(p_{,j} + \rho_f \ddot{u}_j - \rho_f b_j)]_{,i} + \alpha \varepsilon_{ii} + \frac{p}{c} = 0 \quad (9)$$

معادلات (۸) و (۹) در کنار هم، فرمول بندی u - p

که $[M] = \int (N^u)^T \rho N^u d\Omega$ ، ماتریس جرم برابر
 $[k_m] = \int [B]^T [D] [B] d\Omega$ ، ماتریس سختی
 $[Q] = \int [B]^T [N^p] d\Omega$ (اندرکنش) ، ماتریس کوپل
 $[k_c] = \int [B_p]^T [k] [B_p] d\Omega$ ، ماتریس انتقالی
 $[S] = \int N^p \left(\frac{1}{k_f} + \frac{1-n}{k_s} \right) N^p d\Omega$ ، ماتریس تراکم‌پذیری
و $f^{(1)}$ و $f^{(2)}$ بردارهای نیرو می‌باشند که به صورت زیر
محاسبه می‌شوند.

$$f^{(1)} = \int (N^u)^T \rho b d\Omega + \int_{\Gamma} (N^u)^T \bar{t} d\Gamma$$

$$f^{(2)} = - \int (N^p)^T \nabla^T (k S_w \rho_f b) d\Omega + \int_{\Gamma} (N^p)^T \bar{q} d\Gamma$$

اما به منظور تکمیل حل عددی نیاز به انتگرال-
گیری زمانی معادلات (۱۲) و (۱۳) می‌باشد. که در
تحقیق حاضر از روش نیومارک عمومی GN22 برای
گسسته سازی زمانی پارامتر جابجایی و روش GN11 برای
پارامتر فشار استفاده می‌شود [28]. در این روش فرض
می‌شود متغیرها در زمان t^n معلوم‌اند و باید در زمان
 $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ محاسبه شوند.

$$\ddot{u}_{n+1} = \ddot{u}_n + \Delta \ddot{u}_n$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + \ddot{u}_n \Delta t + \beta_1 \Delta \ddot{u}_n \Delta t$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_n \Delta t^2 + \frac{1}{2} \beta_2 \Delta \ddot{u}_n \Delta t^2 \quad (14)$$

$$\dot{p}_{n+1} = \dot{p}_n + \Delta \dot{p}_n$$

$$p_{n+1} = p_n + \dot{p}_n \Delta t + \beta \Delta \dot{p}_n \Delta t \quad (15)$$

با اعمال روش نمودی (incremental) تنها
مجهولات این معادلات $\Delta \dot{p}_n$ و $\Delta \ddot{u}_n$ خواهند بود. پس
از گسسته سازی زمانی، معادلات به صورت زیر در
می‌آیند:

$$M \Delta \ddot{u}_n + P(\bar{u}^{n+1}) - Q^{n+1} \bar{p}_1 \Delta t \Delta \dot{p}_n - f_1^{n+1} = 0$$

$$(Q^T)^{n+1} \beta_1 \Delta t \Delta \ddot{u}_n + H^{n+1} \bar{p}_1 \Delta t \Delta \dot{p}_n + G \dot{p}_n -$$

$$f_2^{n+1} = 0 \quad (16)$$

پارامترهای β_1 و $\bar{\beta}_1$ در محدوده ۰ تا ۱ قرار دارند
و برای پایداری بی‌قید و شرط روش حل باید
 $\beta_1 \geq 0.5$ و $\bar{\beta}_1 \geq 0.5$ باشند [29]. در نهایت شکل
ماتریسی معادلات کوپله خطی به صورت زیر حاصل
می‌شود.

یا به عبارتی معادلات همبسته بیوت را تشکیل می‌دهند
که باید به صورت همزمان حل شوند. برای حل این
معادلات نیاز به تعیین شرایط اولیه (IC) و شرایط مرزی
(BC) است. برای تعادل مومنتوم کل محیط بر روی
بخشی از مرز Γ_u ، تنش کل t ، مشخص می‌شود در حالی
که برای Γ_u ، جابجایی u ، داده می‌شود. برای فاز سیال
نیز مقدار p بر روی Γ_p ، مشخص می‌شود [25,27].

حل عددی معادلات

برای حل عددی معادلات از روش المان محدود
استفاده می‌کنیم. اولین گام در حل عددی، گسسته‌سازی
مکانی و زمانی معادلات است. برای گسسته‌سازی
مکانی معادلات از روش باقیمانده‌های وزن‌دار، روش
گالرکین استفاده می‌شود. گسسته‌سازی مکانی شامل
جابجایی متغیرهای معادلات حاکم یعنی u و p با توابع
تقریب مناسب می‌باشد.

$$u = \sum N_i^u u_i = N^u \bar{u} \quad \text{و} \quad p = \sum N_i^p p_i = N^p \bar{p} \quad (10)$$

که \bar{u} و \bar{p} مقادیر گرهی این متغیرها می‌باشند.
 N^p و N^u نیز به ترتیب توابع شکل مناسب برای
جابجایی و فشارحفره‌ای هستند. به دلیل وجود مشتق
مرتبه دوم جابجایی و مشتق مرتبه اول فشار در معادلات
حاکم، به ترتیب نیاز به پیوستگی مرتبه اول و مرتبه
صفر توابع شکل مربوطه می‌باشد. در این بررسی از
توابع شکل مرتبه دوم برای جابجایی و مرتبه اول برای
فشار استفاده می‌شود.

$$\bar{u} = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ , \dots \ , u_n \ v_n]^T$$

$$\bar{p} = [p_1 \ p_2 \ , \dots \ , p_n]^T$$

$$N^u = \begin{bmatrix} N_1^u & 0 & \dots & N_n^u & 0 \\ 0 & N_1^u & \dots & 0 & N_n^u \end{bmatrix}$$

$$N^p = [N_1^p, N_2^p, \dots, N_n^p] \quad (11)$$

با جایگذاری روابط (۷) و (۸) در معادلات تعادل
و پیوستگی، شکل گسسته شده معادلات به صورت زیر
خواهد بود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \{f^{(1)}\} \quad (12)$$

$$[Q]^T\{\ddot{u}\} + [k_c]\{\bar{p}\} + [S]\{\bar{p}\} = \{f^{(2)}\} \quad (13)$$

به نیروهای گرهی است و با استفاده از رابطه تنش- کرنش اسکلت خاک حاصل می‌شود، بنابراین $[k_m]\{\Delta u\}$ بیانگر نیروهای ناشی از تغییر تنش موثر می‌باشد. ترانواده ماتریس اندرکنش، $[Q]$ مرتبط کننده فشارحفره‌ای در گرهها به نیروهای گرهی است و اختلاف $\{p\}_t$ و $\{p\}_{t+\Delta t}$ برابر تغییر فشار آب حفره‌ای در مدت زمان Δt است. بنابراین اختلاف $[Q]^T\{p\}_{t+\Delta t}$ و $[Q]^T\{p\}_t$ نشان دهنده نیروی ناشی از تغییر فشار آب حفره ای است. خط دوم معادله (۲۰) بیانگر معادله تراوش است. لازم به ذکر است برای گسسته‌سازی معادله تراوش گذرا در حوزه زمان از تفاضل محدود استفاده شده است. اگر متغیر دورنیایی Δt برابر یک باشد، روش پیشرو زمانی کاملاً ضمنی بوده و بی قید و شرط پایدار است [31]. البته ما با در نظر گرفتن $\theta = 0.5$ معادلات را به صورت ضمنی حل خواهیم کرد. در مقاله حاضر برنامه‌ای براساس روش المان محدود در محیط فرترن توسط نگارنده توسعه داده شده است تا در طی مراحل ساخت بدنه سد، با حل معادلات حاکم و محاسبه مقدار افزایش تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای، تغییرمکان‌ها و اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در بدنه سدخاکی و پی آن را در هر گام زمانی محاسبه کند. بدین منظور ابتدا بوسیله سابروتینی داخل برنامه، بدنه و پی سد مانند شکل (۲) مش‌بندی شده و پس از اعمال شرایط مرزی و با استفاده از المان‌های چهار گرهی برای فشار و ۸ گرهی برای تغییر مکان، ماتریس ضرایب و نیروها تشکیل شده و دستگاه معادلات ماتریسی حل می‌شود. خروجی برنامه شامل تغییرمکان‌ها و اضافه فشار منفذی ایجاد شده در هر گام زمانی است.

مشخصات سد مورد بررسی

سد درونگر، سد خاکی با هسته رسی قائم می‌باشد که در ۳۵ کیلومتری شهرستان درگز واقع در خراسان رضوی احداث شده است. ارتفاع سد از پی ۵۵ متر و از بستر ۴۰ متر می‌باشد [۳۲]. طول تاج سد ۴۲۸ متر بوده و نسبت طول به ارتفاع سد ۱۰/۷ است.

$$\begin{bmatrix} [M]_{n+1} + \frac{1}{2}\beta_2\Delta t^2[k]_{n+1} & -\Delta t\beta_1[Q]_{n+1} \\ \beta_1\Delta t[Q]^T_{n+1} & S + \Delta t\beta_1[H]_{n+1} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \{\Delta \ddot{u}_n\} \\ \{\Delta \ddot{p}_n\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F^1 \\ F^2 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

بطوریکه

$$\begin{aligned} F^1 &= \{f^1\}_{n+1} - \{f^1\}_n + [Q]_{n+1}\{\dot{p}_n\}\Delta t - \\ & [k]_{n+1}(\{\ddot{u}_n\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}_n\}\Delta t^2) \\ F^2 &= \{f^2\}_{n+1} - \{f^2\}_n - [H]\{\dot{p}_n\}\Delta t - \\ & [Q]_{n+1}\{\ddot{u}_n\}\Delta t \end{aligned}$$

که Δt طول گام زمانی است. دستگاه معادلات غیرخطی (۱۷) می‌تواند با استفاده از یک روش مناسب همچون روش تکرار نیوتون حل گردد. البته قابل ذکر است با فرض رفتار خطی برای خاک در یک تکرار جواب حاصل می‌شود. با حذف عبارات مربوط به شتاب (نیروهای اینرسی) از معادلات (۱۲) و (۱۳)، همچنین صرفنظر کردن از تراکم پذیری سیال و ذرات جامد، فرم شبه‌استاتیکی معادلات به دست می‌آید که اغلب در مسائل مربوط به تحکیم و محاسبه نشست کاربرد دارد.

$$[k_m]\{\bar{u}\} - [Q]\{\bar{p}\} = \{f_1\} \quad (18)$$

$$[Q]^T \left\{ \frac{d\bar{u}}{dt} \right\} + [k_c]\{\bar{p}\} = \{f_2\} \quad (19)$$

در این حالت f_1 وزن لایه خاکریز افزوده شده در هر مرحله و $f_2 = 0$ است. بعد از گسسته‌سازی و نوشتن معادلات به فرم نموی، شکل ماتریسی معادلات شبه استاتیکی به صورت معادله (۲۰) خواهد بود [30].

$$\begin{bmatrix} [k]_{n+1} & [Q]_{n+1} \\ [Q]^T_{n+1} & -\Delta t\theta[k_c]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u\} \\ \{\Delta p\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{f\}_{n+1} - \{f\}_n \\ \Delta t[k_c]\{p\}_t \end{Bmatrix} \quad (20)$$

لازم به ذکر است برای حفظ حالت تقارن ماتریس ضرایب، خط دوم معادلات در یک منفی ضرب شده است. $\{\Delta u\}$ بردار افزایش تغییرمکان گرهی و $\{\Delta p\}$ اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده است. خط اول معادله (۲۰) تغییر در نیروهای داخلی (نیروهای ناشی از تنش موثر و فشار آب حفره ای) را به تغییر در نیروهای خارجی در گام افزایش زمان Δt مربوط می‌کند. ماتریس سختی $[k_m]$ مرتبط کننده جابجایی‌های گرهی

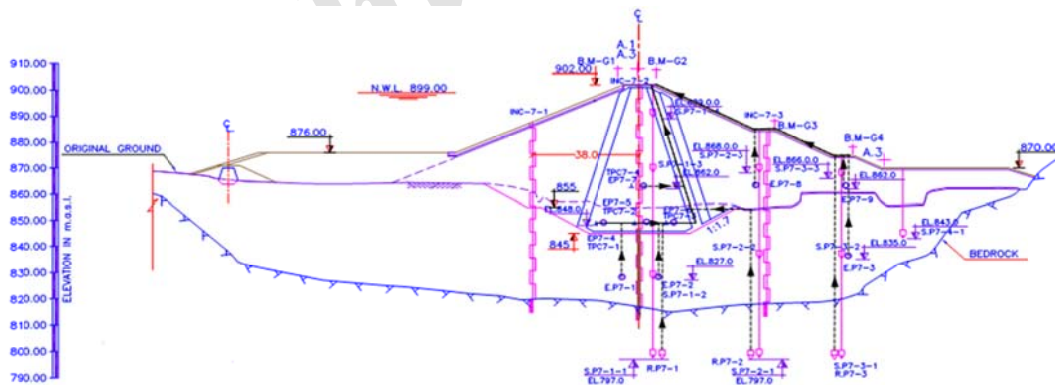
فرضیات محاسبه و پارامترهای تحلیل

به علت طولی بودن تاج سد، محاسبات بر اساس حالت کرنش صفحه‌ای برای مرتفع‌ترین مقطع سد انجام شده و برای ساده سازی محاسبات، از تأثیرات سه بعدی بودن جسم سد صرف‌نظر شده است. مشاهدات علمی نشان داده‌اند که تحلیل دوبعدی تقریب بسیار خوبی از واقعیت می‌باشد. تنها در مورد سدهایی که در دره های تنگ با احتمال پدیده قوس‌شدگی ساخته می‌شوند، توصیه به استفاده از تحلیل سه بعدی اجزای محدود می‌گردد [35].

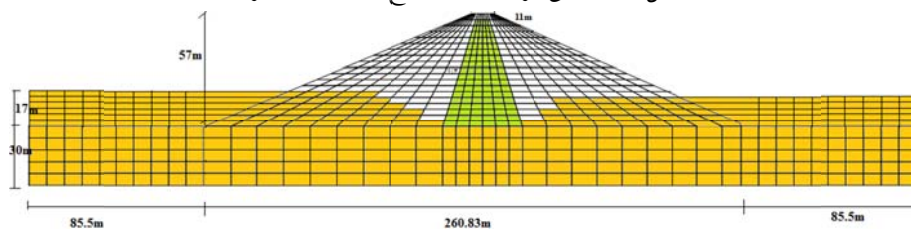
تراز تاج سد ۹۰۲ متر و تراز نرمال آب ۸۹۹ متر می‌باشد. خصوصیات و ویژگی‌های مصالح بدنه سد و پی آن در جدول (۱) ارائه شده است [۳۴ و ۳۳]. مقطع Va به عنوان بلندترین مقطع شامل ابزار دقیق برای تحلیل‌ها انتخاب شده است. شکل (۱) نشان دهنده ناحیه‌بندی پی و بدنه مقطع Va به همراه محل ابزار دقیق نصب شده در آن می‌باشد. در این مقطع سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در پی (RP)، سه دستگاه پیزومتر الکتریکی در خاکریز (EP) و هفت دستگاه پیزومتر لوله ایستاده (SP) نصب شده بود که متاسفانه پیزومترهای لوله ایستاده دچار نقص فنی شده و از کار افتاده بودند.

جدول ۱ مشخصات مصالح سد درونگر [22]

نوع مصالح	هسته رسی	پوسته شن و ماسه‌ای	پی آبرفتی
شرایط زهکشی	زهکشی نشده	زهکشی شده	زهکشی شده
مدول الاستیسیته (Kpa)	۲۲۳۰۰	۴۰۰۰۰	۱۷۰۰۰
ضریب بواسون	۰/۲۵	۰/۲	۰/۳
نفوذپذیری قائم (m/s)	$۱۰^{-۹}$	$۱۰^{-۶}$	$۱۰^{-۹}$
نفوذپذیری افقی (m/s)	$۱۰^{-۹}$	$۱۰^{-۶}$	$۱۰^{-۹}$
مدول بالک ذرات جامد خاک (pa)	$۲.۱e9$	$۲.۱e9$	$۲.۱e9$
مدول بالک سیال (pa)	$۱.۰e20$	$۱.۰e20$	$۱.۰e20$
چگالی ذرات جامد (Kg/m3)	۲۰۰۰	۲۱۰۰	۱۹۰۰
چگالی سیال (Kg/m3)	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰



شکل ۱ جانمایی ابزار دقیق در مقطع a-v سد درونگر



شکل ۲ مش بندی به کار رفته برای سد و پی زیر آن

اند. در دیواره‌های قائم پی تغییر مکان‌های افقی مقید شده‌اند ولی تغییر مکان‌های قائم آزادند. اضافه فشار آب حفره‌ای در دیواره‌های پوسته صفر منظور گردیده است. همچنین همزمان با آبیگری نیروی هیدرواستاتیکی فشار آب بر شیب بالادست و سطح افقی پی زیر مخزن وارد می‌گردد. نیروی دیگری که حین آبیگری بر نواحی زیر سطح آزاد آب وارد می‌گردد نیروی شناوری می‌باشد. سطح آب قبل از آبیگری در تراز ۸۶۹ قرار داشت و پس از آبیگری تراز آب در بالادست به ۸۸۴.۷۴ رسیده بود.

جدول ۲ مراحل ساخت بدنه سد

شماره لایه	تراز اولیه (m)	تراز نهایی (m)	بازه زمانی ساخت (روز بعد از شروع ساخت)
1	845	851	1-66
2	851	857	66-96
3	857	863	96-138
4	863	869	138-195
5	869	875	195-237
6	875	881	237-399
7	881	887	399-522
8	887	893	522-657
9	893	899	657-810
10	899	902	810-1080
شروع آبیگری			1400

تحلیل نتایج و بحث

با توجه به هدف اصلی پژوهش که مطالعه توسعه و میرایی فشار آب منفذی در هسته می‌باشد و به دلیل وابستگی آن به تغییر مکان‌های ایجاد شده، در این بخش نتایج مربوط به اضافه فشار آب حفره‌ای و تغییر مکان‌های بدست آمده از مدل‌های شبه‌استاتیکی (روش معمول در حل مسائل تحکیم و محاسبه نشست) و دینامیکی، همراه با داده‌های ثبت شده بوسیله ابزار دقیق ارائه شده‌اند. در مقطع Va از سد مورد بررسی، شش پیزومتر الکتریکی (EP) در بدنه نصب شده است که شامل چهار پیزومتر در هسته و ۲ پیزومتر در پوسته می‌-

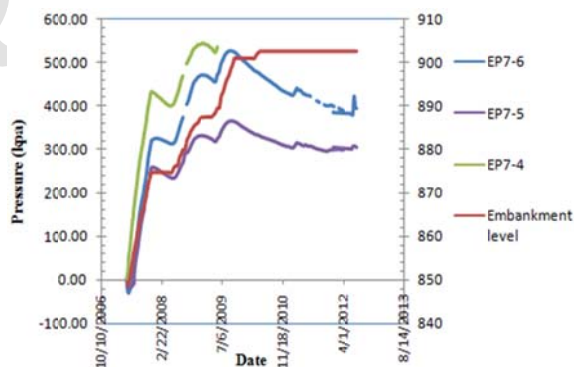
مطالعات انجام شده بر روی سدهای خاکی نشان داده است که با توجه به نسبت L/H (طول سد به ارتفاع آن)، باید درباره ۲ بعدی یا ۳ بعدی مدل نمودن سد تصمیم‌گیری نمود. نتایج تحقیقات در این زمینه خاکی از آن است که اگر نسبت طول به ارتفاع در سدهای خاکی بیشتر از ۴ یا ۵ باشد، می‌توان با تقریب خوبی سد را به صورت ۲ بعدی مدل نمود [36]. این کار باعث کاهش هزینه‌ها و افزایش سرعت عملیات می‌گردد. در سد مورد بررسی ما نیز همانطور که گفته شد نسبت طول به عرض $10/7$ می‌باشد لذا می‌توان از مدل دوبعدی بهره برد. به طور کلی در تحلیل و طراحی سدهای خاکی، فرض مدلسازی کل سازه در یک مرحله، غیر واقعی می‌باشد، به همین منظور باید از قابلیت ساخت مرحله‌ای بهره جست [۱۸]. تحقیقات نشان می‌دهد که مدلسازی در ۸ الی ۱۰ لایه می‌تواند به طور قابل قبولی جواب‌های منطقی و منطبق بر واقعیت ارائه دهد [37]. در این بررسی ساخت سد در ۱۰ مرحله با بازه‌های زمانی مختلف و در مدت زمان کل ۲۸ ماه مدل شده است (جدول ۲). برای این منظور مدل با شبکه ثابت در نظر گرفته شده به این صورت که وزن هر لایه قبل از ساخت صفر فرض شده و پس از ساخت، وزن واقعی لایه اعمال شده است. آبیگری مخزن نیز ۱۰ ماه پس از پایان ساخت بدنه صورت گرفته است، برای آبیگری بحرانی‌ترین حالت در نظر گرفته شده و سطح آب طی دو مرحله تا تراز ۸۸۴.۷۴ بالا برده شده است. بدنه اصلی سد در مدل، شامل هسته و پوسته می‌باشد. برای مصالح متشکله بدنه و پی سد تحت تنش موثر، رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است در مورد مشخصات مصالح، براساس محدوده نتایج آزمایشگاهی، نامناسب‌ترین ترکیب از دیدگاه ایجاد فشارهای منفذی در پی و بدنه در نظر گرفته شده است.

شرایط مرزی

به دلیل واقع شدن بخش تحتانی پی بر روی بستر سنگی، تغییر مکان‌های افقی و قائم مربوطه مقید شده-

نتایج مطابقت خوبی با داده‌های ابزار دقیق دارند. همانطور که ملاحظه می‌شود در تمامی حالات نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی بیشتر از تحلیل استاتیکی بوده و اختلاف موجود بین نتایج این دو نوع تحلیل با کاهش نفوذپذیری افزایش می‌یابد. علت را اینطور می‌توان بیان کرد که در حالت شبه‌استاتیکی از تاثیر شتاب ناشی از سرعت بارگذاری صرف‌نظر می‌شود در حالی که در ساخت لایه‌ای بدنه فرض بر این است که کل وزن لایه در ابتدای بازه زمانی مربوط به ساخت آن لایه اعمال شده و در باقی بازه زمانی زهکشی صورت می‌گیرد و همین امر موجب ایجاد شتاب شده و نتایج را تحت تاثیر قرار خواهد داد. مطابق آنچه که در شکل (۴) مشاهده می‌شود برای هر کدام از ترازها اختلاف بین نتایج دو نوع تحلیل در زمان‌های اولیه ناچیز بوده و با گذشت زمان یعنی افزایش ضخامت خاکریزی بیشتر می‌شود و پس از اتمام ساخت بدنه به دلیل زهکشی، اندکی کاهش یافته و در ادامه ثابت می‌ماند. علت آن را این طور می‌توان توجیه کرد که وقتی ضخامت خاکریزی کم است مسافت زهکشی قائم در تراز مورد بررسی کم بوده و علاوه بر زهکشی افقی، زهکشی قائم نیز اتفاق می‌افتد ولی با افزایش ضخامت لایه‌ها امکان زهکشی قائم برای لایه‌های زیرین کاهش یافته و اضافه فشار منفذی ایجاد شده تقریباً فقط از طریق زهکشی افقی صورت می‌گیرد. در شکل‌های (۵) و (۶) توزیع کنترلی نتایج حاصل از هر دو نوع تحلیل برای تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای ایجاد شده پس از اتمام ساخت بدنه و بالا فاصله پس از آبیگری نشان داده شده است همانطور که ملاحظه می‌شود الگوی توزیع تغییرمکان‌ها و فشار حفره‌ای در هر دو نوع تحلیل یکسان بوده و تنها تفاوتشان بیشتر بودن مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی نسبت به استاتیکی است. همچنین دیده می‌شود بیشترین مقدار فشار منفذی ایجاد شده در بدنه در محل اتصال هسته به پی می‌باشد که دارای بیشترین مسافت زهکشی است. در یک سوم بالایی هسته و در نزدیکی فیلترها به دلیل امکان زهکشی بیشتر، اضافه فشار منفذی ایجاد شده ناچیز است. همچنین به دلیل

باشد. از پی‌زومترهای واقع در هسته نیز سه پی‌زومتر در تراز ۸۴۸ متر و دیگری در تراز ۸۶۲ متر نصب شده‌اند. پی‌زومتر تراز ۸۶۲ (EP7-7) در مرکز هسته واقع شده است و در تراز ۸۴۸ متر یکی از پی‌زومترها در مرکز هسته (EP7-5) و دو مورد دیگر به طور متقارن در فاصله حدود ۱۲ متری از محور قائم مرکزی هسته قرار گرفته‌اند (EP7-4 در بالادست هسته، EP7-6 در پایین دست هسته). که به دلیل طولانی‌تر بودن فاصله زهکشی در مرکز هسته نسبت به کناره‌ها انتظار می‌رفت مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای در این بخش بیشتر از بقیه نقاط هم‌ترازش باشد ولی همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود بر خلاف آنچه که انتظار می‌رفت نمودار فشار آب منفذی مربوط به پی‌زومتر میانی پایین‌تر از دو پی‌زومتر کناری می‌باشد و ممکن است قرائت اولیه این پی‌زومتر اشتباه بوده باشد چون در ادامه مشاهده می‌شود روند موجود مطابق با روند نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد.

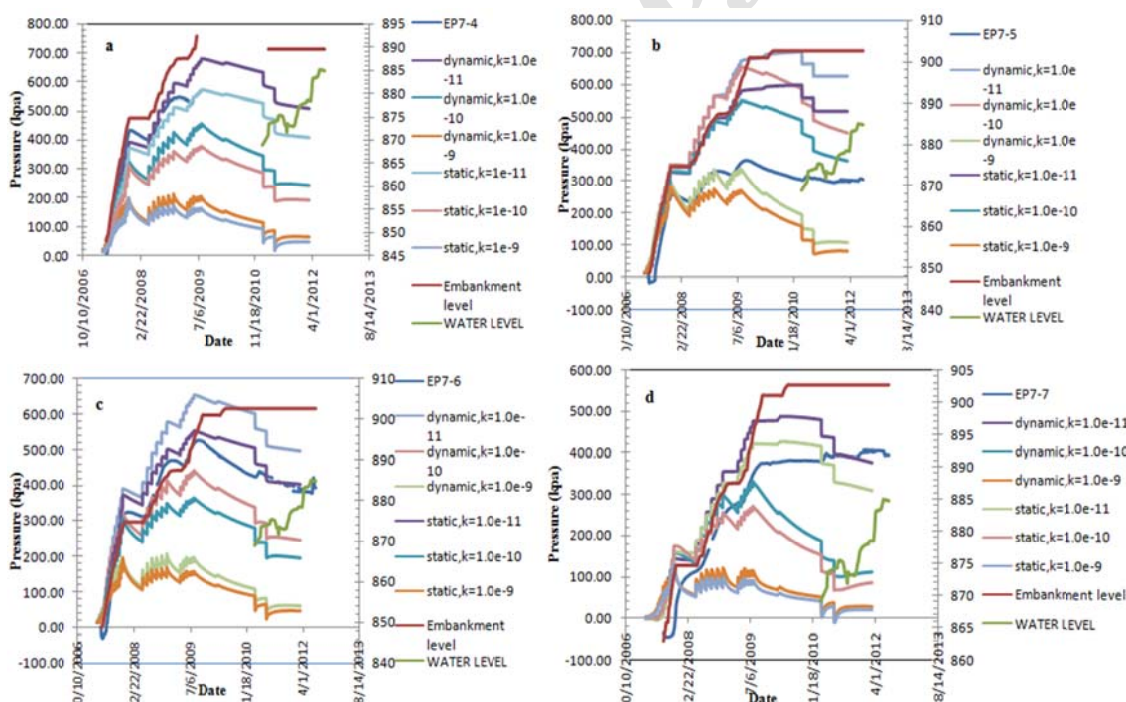


شکل ۳ نتایج حاصل از ابزار دقیق واقع در تراز ۸۴۸ متر، داخل هسته

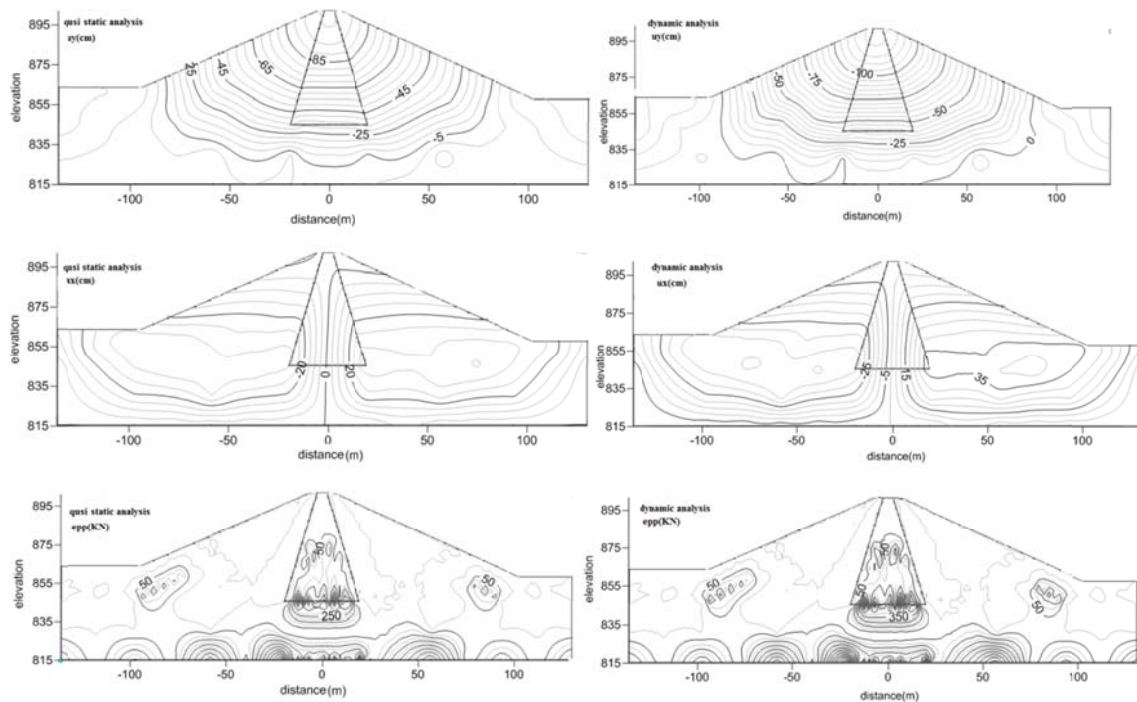
نتایج حاصل از مدل المان محدود می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی با مقادیر مختلف نفوذپذیری در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در هر دو تراز مورد بررسی با کاهش نفوذپذیری مصالح، مقدار فشار منفذی ایجاد شده در هسته افزایش یافته و به مقادیر مشاهداتی ابزار دقیق نزدیک‌تر می‌شود به طوری که در نفوذپذیری 10^{-11}

طوریکه حساسیت نتایج به نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در تراز ۸۶۲ بیشتر از تراز ۸۴۸ بوده است. علت را می‌توان کم شدن ضخامت هسته با افزایش تراز و در نتیجه کم‌تر شدن مسافت زهکشی افقی در ترازهای بالاتر دانست. همچنین در یک تراز مشخص نیز به دلیل کاهش مسافت زهکشی، این تاثیر با پیشروی به سمت دیواره‌های هسته بیشتر می‌شود. به طوریکه در تراز ۸۴۸ تغییر نتایج در بالادست و پایین دست بیشتر از مرکز بوده است. لازم به ذکر است نتایجی که در آزمایشگاه برای نفوذپذیری خاک بدست می‌آید، به نفوذپذیری قائم خاک نسبت داده می‌شود و نفوذپذیری افقی بسته به شرایط موجود بین ۲ تا ۱۵ برابر این مقدار در نظر گرفته می‌شود [۱۸].

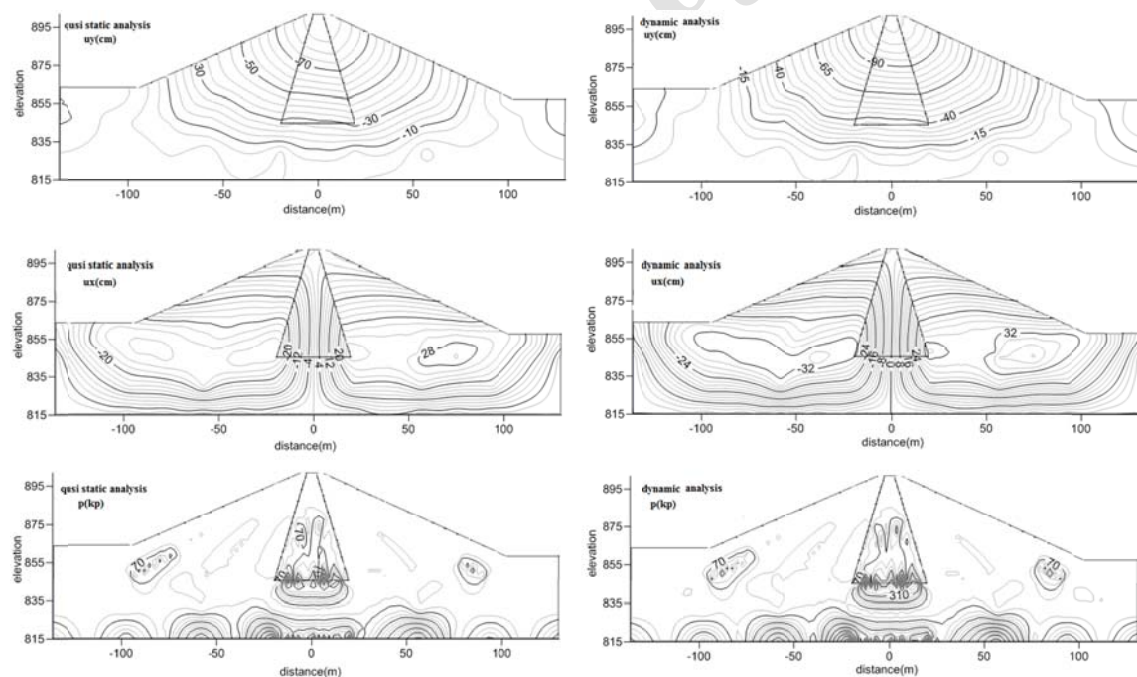
نفوذپذیری بالای مصالح پوسته هیچگونه اضافه فشاری در آن مشاهده نمی‌شود. مقدار تغییر مکان‌های افقی که متاثر از شیب دیواره‌ها می‌باشند به دلیل شیب نسبتا مشابه شیروانی بالادست و پایین دست کاملا متقارن بوده و همزمان با آبگیری اندکی به سمت پایین دست متمایل می‌شوند. تغییر مکان‌های قائم نیز پس از آبگیری به دلیل نیروی شناوری وارد بر مصالح تقلیل می‌یابند. پس از آبگیری مقادیر اضافه فشار حفره‌ای نیز کاهش می‌یابد. به منظور بررسی زمانمند تغییر مکان‌ها و فشار آب حفره‌ای حاصل از هر دو نوع تحلیل و تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم در نتایج، تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم و فشار حفره‌ای در دو تراز ۸۴۸ و ۸۶۲ متر برای نسبت‌های مختلف نفوذپذیری افقی به قائم به همراه نتایج ابزار دقیق به ترتیب در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود در مرکز هسته با افزایش تراز خاکریز تاثیر نسبت نفوذپذیری افقی به قائم مشهودتر است. به



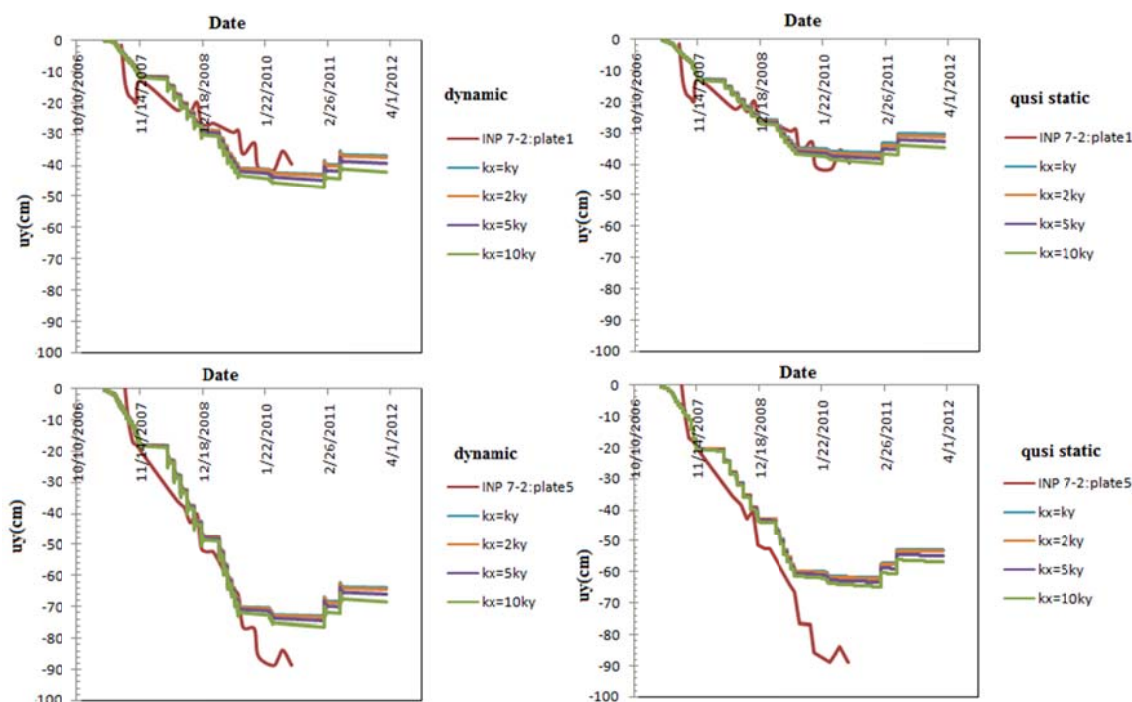
شکل ۴ مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ای بدست آمده در دو حالت تحلیل شبه استاتیکی و دینامیکی با داده‌های ابزار دقیق
a. تراز ۸۴۸ متر (بالادست هسته)، b. تراز ۸۶۲ متر (مرکز هسته)، c. تراز ۸۷۶ متر (پایین دست هسته) d. تراز ۸۹۰ متر (مرکز هسته)



شکل ۵ نمودار توزیع کنتوری تغییر مکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد در انتهای ساخت برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت چپ) و دینامیکی (سمت راست)



شکل ۶ نمودار توزیع کنتوری تغییر مکان‌ها و اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در مقطع عرضی سد بعد از آبیگری برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت چپ) و دینامیکی (سمت راست)



شکل ۷ نمودار نشست‌های بدست آمده از مدل المان محدود و داده‌های ابزار دقیق در ترازهای ۸۴۸ (plate1) و ۸۶۲ (plate5) متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت راست) و دینامیکی (سمت چپ)

جدول ۳ درصد اختلاف نتایج تحلیل و داده‌های ابزار دقیق در دو مرحله پایان ساختمان و آبیگری

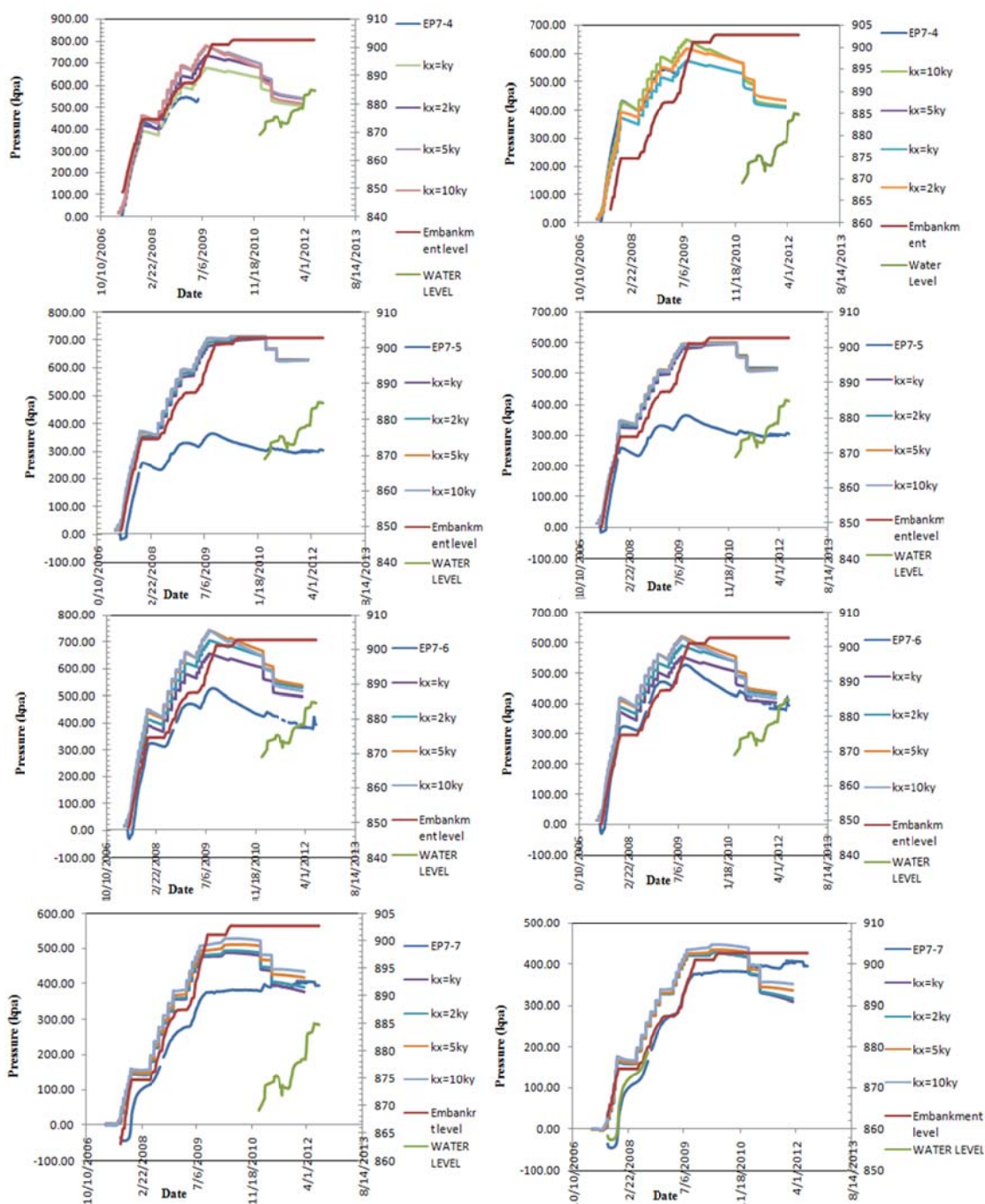
تاریخ	تراز ارتفاعی	862		848 (پایین دست)	
		Uy(%)	p(%)	Uy(%)	p(%)
6/28/2010	static	53	14	15	13
	dynamic	81	30	32	35
5/26/2011	static		-14		-3
	dynamic		3		20

نفوذپذیری افقی تأثیر چندانی بر نمودار نداشت ولی در تراز ۸۶۲ انتخاب $k_x=2k_y$ نتایج نسبتاً مطلوب‌تری نسبت به بقیه حالت‌ها داشت (شکل (۷) و (۸)). با استفاده از ضرایب نفوذپذیری فوق مقادیر فشارهای آب حفره‌ای اندازه‌گیری شده و محاسبه شده برای مدل المان محدود هماهنگی بسیار خوبی با هم داشتند، به طوریکه در زمان پایان ساخت مقادیر حداکثر فشار آب حفره‌ای حاصل از تحلیل شبه استاتیکی حدود ۱۳ تا ۱۴ درصد و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی حدود ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده‌های ابزار دقیق بودند (جدول ۳).

در اینجا نیز نفوذپذیری بدست آمده در آزمایشگاه به عنوان ورودی اولیه برای شروع تحلیل‌ها به کار رفت و در ادامه به منظور مطابقت بهتر نتایج حاصل از مدل با نتایج ابزار دقیق با توجه به نتایج حاصل از نسبت‌های مختلف نفوذپذیری قائم به افقی، نفوذپذیری افقی حدود ۲ برابر نفوذپذیری قائم خاک در نظر گرفته شد. لذا مقدار نهایی بدست آمده برای نفوذپذیری افقی و قائم مصالح هسته در تحلیل‌های برگشتی به ترتیب عبارت اند از:

$$K_x = 2 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}, K_y = 1 \times 10^{-11} \text{ (m/sec)}.$$

البته برای تراز ۸۴۸ در مرکز هسته تغییر



شکل ۸ نمودار فشار آب حفره ای بدست آمده از مدل المان محدود و داده های ابزار دقیق در ترازهای ۸۴۸ و ۸۶۲ متر برای دو حالت تحلیل شبه استاتیکی (سمت راست) و دینامیکی (سمت چپ)

باشد و نتایج حاصل حاکی از این است که:

۱. کلیه نمودارهای فشار آب منفذی و تغییر مکان روند افزایشی داشتند که با توجه به روند خاکریزی و افزایش سربار، منطقی می باشد.

نتیجه گیری و جمع بندی

هدف از این مطالعه، توسعه و حل معادلات Biot با استفاده از روش المان محدود جهت محاسبه فشار منفذی و تغییر مکان ها در هسته رسی سدهای خاکی می-

	معدلات شبه استاتیکی تحلیل نمود.		۲. مقدار نفوذ پذیری افقی در تراز های بالاتر نتایج را بیشتر تحت تاثیر قرار می دهد. مقدار نهایی که در تحلیل های برگشتی برای نفوذ پذیری افقی و قائم مصالح هسته بدست آمده به ترتیب عبارتند از:
	فهرست علائم		
$\frac{pa}{m}$	مدول بالک دانه های جامد	K_s	$K_x = 2 \times 10^{-11}$ (m/sec), $K_y = 1 \times 10^{-11}$ (m/sec)
$\frac{m}{s^2}$	شتاب اسکلت جامد	\ddot{u}_i	
$\frac{m}{m}$	جابجایی اسکلت جامد	u	
$\frac{m}{s}$	سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد	V_i	۳. میزان فشار آب حفره ای ایجاد شده و همچنین سرعت افزایش آنها در هنگام خاکریزی در نقاط مختلف هسته رسی به عواملی مانند تراز نصب پیرومترها، فاصله پیرومترها تا فیلترها و... بستگی دارد به طوریکه در یک تراز مشخص، بیشترین مقدار فشار آب منفذی در بخش میانی هسته بوده و به سمت کناره ها، از این مقدار کاسته می شد که کاملاً منطبق بر واقعیت می باشد.
$\frac{m}{s^2}$	شتاب جریان سیال نسبت به فاز جامد	\dot{v}_i	۴. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی به طور متوسط ۲۰ درصد بیش از مقادیر بدست آمده در تحلیل شبه استاتیکی بودند.
$\frac{m}{s^2}$	نیروی حجمی وارد بر واحد جرم	b_i	۵. مقادیر حداکثر فشارهای آب حفره ای ایجاد شده در زمان پایان ساخت، در تحلیل شبه استاتیکی ۱۳ تا ۱۴ درصد با داده ابزار دقیق اختلاف داشتند و در تحلیل دینامیکی نتایج حاصل از مدل ۳۰ تا ۳۵ درصد بیشتر از داده های ابزار دقیق بودند.
-	تخلخل	n	۶. در صورت بالا بودن سرعت اجرای خاکریز استفاده از معادلات دینامیکی ضروری است و تنها در صورت سرعت پایین اجرای خاکریز، نتایج حاصل از تحلیل ساخت مرحله ای سد با معادلات شبه استاتیکی قابل قبول خواهند بود. لذا می توان با در نظر گرفتن ساخت مرحله ای سد در تعداد لایه های بیشتر و لحاظ کردن زمان ساخت نسبتاً طولانی مراحل ساخت سد را با
$\frac{m}{s}$	نفوذ پذیری دینامیکی	k_{ij}	
$\frac{m}{m}$	هد کل	h	
$\frac{N}{m^2}$	فشار آب حفره ای	p	
$\frac{kg}{m^3}$	چگالی محیط متخلخل	ρ	
$\frac{m^3}{kg}$	چگالی حفرات	ρ_v	
$\frac{m^3}{kg}$	چگالی دانه های خاک	ρ_s	
$\frac{m^3}{kg}$	چگالی آب	ρ_w	
$\frac{N}{m^3}$	وزن مخصوص آب	γ_w	
$\frac{m^3}{m^2}$	تنش کل	σ	
-	کرنش	ϵ	
$\frac{m^2}{N}$	تراکم پذیری سیال	C_f	
$\frac{m^2}{N}$	تراکم پذیری ذرات	C_s	
$\frac{N}{pa}$	مدول بالک سیال	K_f	

مراجع

- Gikas, V., Sakellariou, M., "Settlement Analysis of the Mornos Earth Dam (Greece): Evidence from Numerical Modeling and Geodetic Monitoring", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, No.11, pp. 3074—3081. (2008).
- شرکت مهندسان مشاور آشناب، "راهنمای تحلیل و طراحی لرزه ای سدهای خاکی و سنگریز"، معاونت نظارت راهبردی، امور نظام فنی، نشریه شماره ۶۲۴، (۱۳۹۲).
- Clough, G. W., R. J. Woodward, "Analysis of Embankment Stress and Deformation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 93, No. 4, pp. 529-549, (1967).

۴. زمردیان، س.م.ع. و چوچی، ح. «تحلیل عددی رفتار سدهای خاکی - سنگریزه‌ای حین ساخت و اولین آبیگری (مطالعه موردی سد مسجد سلیمان)»، مجله علوم و فنون کشاورزی و منابع طبیعی، علوم آب و خاک، ۱۶(۶۲)، صص. ۲۴۲-۲۴۹، (۱۳۹۱).
5. Chen, Q., Hua Zou, Y., Tang, M., Rong He, C., "Modelling the Construction of a High Embankment Dam", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, No.1, pp. 93-102, (2014).
6. Aflaki, E., "Comparing Numerical Analysis Predictions and Experimental Data for Shirindarreh Embankment Earth Dam", *Asian Journal of Applied Sciences*, Vol. 2, No. 1, pp. 50-62, (2009).
7. Al-Homoud, A.S., Tanash, N., "Monitoring and Analysis of Settlement and Stability of an Embankment Dam Constructed in Stages on Soft Ground", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 59, No.4, pp. 259-284, (2001).
8. Chu, F., "Finite Element Analysis of Stress Deformation of Earth-rock Dam on Narrow Valley", *Applied Mechanics and Materials*, 580-583, pp. 1852-1855, (2014).
9. Derakhshandi, M., Pourbagherian, H. R., Baziar, M. H., Shariatmadari, N. Sadeghpour, A. H., "Numerical Analysis and Monitoring of a Rockfill Dam at the End of Construction (Case Study: Vanyar Dam)", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, No.4, Transaction B: Geotechnical Engineering, (2014).
10. Jafari, F., Salmasi, F., "Effect of Embankment Soil Layers on Stress-Strain Characteristics", *Iranica Journal of Energy & Environment*, Vol. 5, No. 4, pp. 369-375, (2014).
11. Rezaee, M., Ghasemi, M., Barghamady, M., Khaksefidi, S., "Stability Analysis of Esfarayen Garati Dam using Finite Element Method", *International Journal of Engineering Innovation & Research*, Vol. 3, Issue 5, ISSN: 2277 - 5668, pp. 654-658, (2014).
12. Yazdaniyan, M., Ghasemi, S., Afshoon, H. R., "Effect Of Height Variation On The Stress-Strain Analysis Of The Heterogeneous Embankment Dams", *Indian Journal of Fundamental and Applied Life Sciences*, ISSN: 2231- 6345 (Online) An Open Access, Online International Journal Available at www.cibtech.org/sp.ed/jls/2015/04/jls.htm, Vol. 5 (S4), pp. 35-42, (2015).
13. Zheng, L., Chen, W., "The Analysis of Stress, Deformation and Arch Effect of the Lianghekou Earth-rockfill Dam", *Indian Geotechnical Society*, (2015).
۱۴. زمردیان، س.م.ع. و صاحب‌زاده، ک.، «بررسی تعریف تعداد مراحل ساخت سدهای خاکی و سنگریزه‌ای با انجام آنالیز تحکیمی در مدل‌های کامپیوتری»، مجموعه مقالات اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، (۱۳۸۳).
۱۵. پاکزاد، م. و حسینی، س. م. م.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در پی و بدنه سد کرخه پس از آبیگری»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (۱۳۷۹).
۱۶. حسینی، س. م. م.، موسوی خوانساری، م. و احمدی فرد، رضا، «ارزیابی فشار آب منفذی در هسته سد کرخه هنگام ساختن و آبیگری هم‌زمان»، مجله مهندسی آب، سال دوم، بهار ۱۳۸۸، صص. ۴۷-۳۷، (۱۳۸۸).
۱۷. نیرومند، ح.، میرقاسمی، ع. و پاکزاد، م.، «رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساخت با استفاده از نتایج ابزار دقیق»، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس سدسازی، تهران، (۱۳۷۹).
۱۸. حبشی، ع.، بارانی، غ. و خبیری، و.، «ارزیابی فشارهای آب منفذی در هسته سد خاکی دوستی با استفاده از آمار اندازه‌گیری شده و نتایج تحلیلی»، مجموعه مقالات پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران، اردیبهشت، ۱۶-۱۴، (۱۳۸۹).
19. Maleki, M. and A. Alavifar, "Safety Evaluation of MASJED-SOLEYMAN, During Construction and First Stage Impounding", 73rd Annual Meeting of ICOLD, Tehran, Iran, No.101-S5, (2005).

20. سروش، ع.، اخترپور، ع.، «مطالعه و تحلیل عددی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در هسته سد سنگریزه‌ای مسجد سلیمان»، مجموعه مقالات هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، (۱۳۸۵).
21. Lewis, RW., Schrefler, BA., "The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media", 2nd ed, Chichester: Wiley, (1998).
22. Biot, MA., "General theory of three-dimensional consolidation", *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, No. 2, pp. 155-164, (1941).
23. Zienkiewicz, OC., Shiomi, T., "Dynamic Behavior of Saturated Porous Media; the Generalized Biot Formulation and it's Numerical Solution", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 8, No. 1, pp. 71-96, (1984).
24. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Paul, DK. Shiomi, T., "Static and dynamic behavior of soils; a rational approach to quantitative solution. I. Fully saturated problems", *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, 429(1877), pp. 311-321, (1990).
25. Zienkiewicz, OC., Chan, AHC. Pastor, M. Schrefler, BA. Shiomi, T., "Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engine", New York: Wiley, (1999).
26. Khoei, A. R., Azami A. R., Haeri. S. M., "Implementation of Plasticity Based on Models in Dynamic Analysis of Earth and Rockfill Dams: A Comparison of Pastor-Zienkiewicz and Cap Models", *Journal of Computers and Geotechnics*, Vol. 31, pp. 385-410, (2004).
27. Khoei, A.R. Haghghat, E., "Extended Finite Element Modeling of Deformable Porous Media with Arbitrary Interfaces", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 35, No. 11, pp. 5426-5441, (2011).
28. Huang, M., Zienkiewicz, OC., "New unconditionally stable staggered solution procedures for coupled soil-pore fluid dynamic problems", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 43, No. 6, pp. 1029-1052, (1998).
29. Zienkiewicz, OC., Taylor, RL., "The Finite Element Method", Butterworth-Heinemann, London, Vol. 1, pp. 561, (2000).
30. Smith I.M., Griffiths D.V., "Programming the Finite Element Method", 4th edition, wiley, England, Pp. 98-100, (2004).
31. Bentler, D.J., "Finite Element Analysis of Deep Excavations", Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, pp. 83-87, (1998).
۳۲. مهندسین مشاور کاوش پی مشهد، گزارش رفتار نگاری سد (درونگر)، (۱۳۹۱).
۳۳. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش منابع قرضه و مصالح ساختمانی، مرحله دوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).
۳۴. مهندسین مشاور طوس آب، گزارش فنی پی آبرفتی، بدنه سد و ابزار دقیق، مرحله دوم مطالعات سد مخزنی درونگر، (۱۳۸۳).
35. Kisa, H., Fukuri, H. and Urayama, M., "Effects of the Valley Configuration on Dam Behavior", International Workshop on Dam Safety Evaluation, pp. 95-106, (1993).
36. ICOLD, "Static Analysis of Embankment Dams", *International Commission on large Dams*, Paris, Bulletin 53, (1986).
37. Grishin, M., "Hydraulic Structures", *Mir publisher*, Moscow, Vol. 2, (1982).