

تحلیل عددی رفتار توده سنگ درزه دار تکیه گاه های سد بتنی قوسی

محمد حسین صدقیانی
استادیار
دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شریف

محمد تقی احمدی
دانشیار
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

حسینعلی مقصودی شورابی
دانشجوی کارشناسی ارشد
سازه های هیدرولیکی دانشگاه تربیت مدرس

چکیده

سدهای قوسی بتنی با مقاومت ناشی از رفتار قوسی، بار ناشی از فشار آب را که مقدار قابل توجهی است، در سطح کوچکی به تکیه گاه منتقل می کنند. تکیه گاههای سنگی سد نیز معمولاً از توده های درزه دار تشکیل شده اند که مقاومت آنها بستگی به فاصله، امتداد، شیب و رفتار درزه ها دارد. رفتار درزه توده سنگ نیز به عواملی چون فاصله، زبری، مقاومت سطح درزه، نوع جنس، مقدار برشدهی درزه و فشار آب موجود بستگی دارد. با توجه به اینکه تکیه گاههای سد از مهمترین و حساس ترین قسمت های سد بوده پایداری سد بطور مستقیم به پایداری تکیه گاه بستگی دارد. لذا در این تحقیق سعی شده است با مدل کردن توده سنگ درزه دار به کمک مدل چند لایه (Multilaminate) و با انجام تحلیل غیر خطی ویسکوپلاستیک، پایداری در حالت های مختلف لایه بندی و نیز برای تکیه گاه شامل چند سری درزه بررسی شود و اثر عوامل فوق الذکر بر پایداری تکیه گاه مورد مطالعه فرار گیرد. مدل چند لایه بر اساس روش ماده معادل و با ترکیب پاسخ سنگ سالم و درزه ها بدست می آید و قادر به مدل کردن لغزش، بسته شدن و باز شدن چندین مجموعه درزه در توده سنگی می باشد و قابلیت پذیرش هرگونه تابع شکست را دارد. با توجه به امکان وجود چند سری درزه در تکیه گاه، احتمال لغزش در تکیه گاه در اثر نیروهای وارده به کمک این مدل قابل پیش بینی است.

کلمات کلیدی

سد قوسی - تکیه گاه - پایداری - درزه - توده سنگ - تحلیل عددی

Numerical Analysis of Behavior of Jointed Viour Rock Mass of Concrete Arch Dam Abutments

T. Ahmadi
Associate Professor
Civil Engineering Department,
Tarbiat Modares University

M. H. Sadaghyani
Assistant Professor
Civil Engineering Department,
Sharif University of Technology

H. A. Maghsudi Shoorabi
Graduate Student
Civil Engineering Department, Tarbiat Modares University

Abstract

Rock abutments of arch dam consist of jointed rock mass whose strength is based on strike, dip, spacing and behaviour of rock joints. Behaviour of rock joints depends on spacing, friction, wall strength of joint, joint filling amount and water pressure. Abutments are the most important and sensitive parts of arch dam sites. In fact the stability of dam depends directly on the stability of it's abutments. Therefore in this research jointed rock mass of abutment is modeled by using a multilaminate model. The stability of abutment is studied in different cases of bedding and joint sets. The constitutive model for joint sets is a nonlinear viscoplastic material. The multilaminate model is based on an equivalent material approach and is obtained by integrating of mechanical response of intact rock and joints. It is capable of modeling sliding/opening/closing of multiple joint sets in the rock mass and any yield function of joint can be incorporated in it. Here we take use of this model for predicting the sliding in abutments of dam under hydrostatic force, rock weight and uplift loads using Barton's criterion.

Keywords

Arch dam, Abutment, Stability, Joint, Rock mass, Numerical analysis

توده سنگ تکیه گاه سد دارای ناپیوستگی های متنوعی می باشد و این عامل باعث رفتار ناهمسان در مقابل بارهای اعمال شده می شود. خصوصیات مکانیکی و فیزیکی ناپیوستگی ها و مشخصاتی مانند جهت، امتداد و شیب آنها نسبت به یکدیگر و نسبت به نیروهای وارده از طرف سد و وضعیت سطوح ناپیوستگی ها از عوامل اصلی کنترل کننده پایداری تکیه گاه سد می باشد. چه بسا توده سنگ متشکل از مواد سنگی قوی باشد اما در اثر وجود نقاط ضعف از ناحیه ناپیوستگی ها و به علت لغزش و شکست برشی در این نواحی ناپایدار شده و باعث تخریب سد گردد. به همین دلیل تکیه گاه ها از نظر پایداری مناطق بحرانی می باشند زیرا تغییر شکل های مداوم تکیه گاه ها و تسلیم آنها در مقابل نیروهای رانش قوس باعث تغییر تنش و انتقال بار در بدنه سد و تکیه گاه ها می شود. در شرایط بحرانی تر تسلیم و یا ناپایداری تکیه گاه ها، برخی نواحی دیواره سد در معرض تنش اضافی قرار گرفته و نهایتاً منجر به خرابی سد می شود. در گذشته برای اطمینان از پایداری تکیه گاه سنگی سد از روش های لوند و هنی استفاده شده است که از این دو روش می توان در مراحل اولیه تحلیل و طراحی سد استفاده نمود. همچنین در تحلیل های عددی توده سنگ همسان و همگن فرض شده است در حالیکه وجود درزه ها باعث رفتار غیرخطی و ناهمسانی توده سنگ می شود. چنانچه درزه های موجود در تکیه گاه محدود باشد می توان با مدل کردن درزه ها با المان درز پایداری تکیه گاه را به طور دقیق تر بررسی نمود [۴]. اما اگر در تکیه گاه چند سری دسته درزه موجود باشد، این روش قابل کاربرد نیست و باید از مدل مناسبی استفاده نمود. یک راه انجام آزمایشات درجا برای بدست آوردن خصوصیات مکانیکی توده سنگ می باشد. این آزمایشات گران و وقت گیر بوده و تفسیر نتایج آنها پیچیده است. از این رو سعی بر این است که با بکار بردن خواص مکانیکی سنگ و درزه ها مدلی مناسب ارائه شود که بیانگر رفتار توده سنگ باشد. در این تحقیق با انتخاب مدلی مناسب تأثیر درزه ها با انجام دادن تحلیل غیر خطی و محاسبه تنش و کرنش در تکیه گاه بررسی شده است.

تأثیر درزه ها بر رفتار سنگ

توده سنگ ها به علت وجود ناپیوستگی ها و نقصان ها عموماً غیر همگن و ناهمسان بوده و این امر باعث رفتار غیر خطی توده سنگ می شود. مهمترین تأثیراتی که ناپیوستگی ها بر رفتار توده سنگ می گذارند به شرح زیر است:

- کاهش مقاومت برشی و کششی به ویژه در اثر وجود درزه ها

- وابستگی خصوصیات مصالح به تنش
- تأثیر مقیاس و ابعاد توده سنگ در پیش بینی رفتار سنگ
- گوناگونی و پراکندگی نتایج آزمایشات انجام شده روی توده سنگ.

وجود ناپیوستگی ها در توده سنگ باعث کاهش مقاومت کششی تا حد صفر و افزایش قابلیت فشردگی در جهت عمود بر ناپیوستگی ها شده و از طرفی در راستای ناپیوستگی، مقاومت برشی کاهش و نفوذپذیری در این امتداد افزایش می یابد. مجموعه این عوامل امکان بروز مشکلات گوناگونی در رابطه با پایداری تکیه گاه سد فراهم می کند و در صورتیکه تکیه گاه ها و پی دارای این نقصان ها باشد، باعث ناپایداری سد می گردد. مشخصات عمده ناپیوستگی هائی که در طراحی سازه های مهندسی بویژه طراحی سد از اهمیت زیادی برخوردارند عبارتند از:

- موقعیت هندسی ناپیوستگی ها شامل امتداد، شیب، تعداد دسته، نوع، فاصله و اندازه قطعات.
- وضعیت سطح ناپیوستگی ها شامل ناهمواری و زبری، مقاومت دیواره، بازشدگی، پرشدگی و نفوذپذیری.

وضعیت سطح ناپیوستگی نقش حیاتی در مقاومت برشی و پایداری توده سنگ دارد و چنانچه دیواره های ناپیوستگی با هم در تماس باشند زبری و ناهمواری عامل تعیین کننده ای در مقاومت سنگ می باشد. اندر کنش سازه سدهای قوسی و توده سنگ تکیه گاه بستگی به خواص مکانیکی ناپیوستگی ها، امتداد، شیب و فواصل آنها در توده سنگ دارد.

مدل چند لایه (Multilaminat Model)

در اینجا ما یک مدل پیشرفته را که براساس تئوری الاستوویسکوپلاستیسیته بیان شده می آوریم که قادر به مدل کردن لغزش، باز شدن و بسته شدن چندین سری درزه در توده سنگ می باشد [۱۱]. این مدل، مدل چند لایه می باشد. فواید زیادی در مدل کردن رفتار مکانیکی سنگ ها و توده های سنگ با تئوری الاستوویسکوپلاستیک وجود دارد. اول اینکه قابلیت وارد نمودن وابستگی زمانی رفتار سنگ و توده سنگی را داراست. حتی اگر پارامتر μ (ضریب روانی) مناسبی از آزمایشات موجود نباشد و یک مدل ویسکوپلاستیک کاذب پذیرفته شود یک تاریخچه ای از تغییر مکان و تنش بدست می آید که به مطالعه مسائلی مانند زمان اجرای پوشش و راک بولت در سازه های سنگی کمک بسیاری می کند. از طرفی این مدل از مدل الاستوپلاستیک راحت تر است زیرا در تحلیل الاستوپلاستیک اگر قانون جریان غیر

که D^J یک ماتریس سختی 3×3 و $\sigma = [\sigma_n \tau_{s1} \tau_{s2}]^T$ بردار تنش در سیستم مختصات محلی است. اعضای ماتریس سختی در محدوده تنش های وارده ثابت نمی باشد، اما اگر توجه خود را به رفتار الاستیک معطوف کنیم، این اعضا را می توان ثابت فرض نمود. معمولاً در عمل ترم های غیر قطری ماتریس سختی صفر فرض می شوند و ترم های غیر صفر سختی نرمال D_n^J و سختی برشی D_{s1}^J و D_{s2}^J موجود می باشند که برای ساده سازی بیشتر D_{s1}^J با D_{s2}^J مساوی فرض می شود. بنابراین شکل ساده شده D^J که در مسائل عملی استفاده می شود به صورت زیر است.

$$D^J = \begin{bmatrix} D_n^J & 0 & 0 \\ 0 & D_s^J & 0 \\ 0 & 0 & D_s^J \end{bmatrix} \quad (2)$$

و ماتریس نرمی یک درزه عکس این ماتریس سختی می باشد یعنی:

$$C^J = [D^J]^{-1} \text{ و } \delta = C^J \sigma \quad (3)$$

ماتریس نرمی سری درزه موازی هم بصورت زیر بدست می آید.

$$C^{JS} = f C^J \quad (4)$$

که C^{JS} ماتریس نرمی سری درزه (Joint set) و f فرکانس درزه ها است. این ماتریس سختی بدست آمده برای سری درزه، در سیستم مختصات محلی سری درزه می باشد. برای آنکه بتواند با ماتریس نرمی های دیگر جمع شود باید به سیستم مختصات کلی انتقال یابد یعنی:

$$C^{JSG} = f T^T C^J T \quad (5)$$

همبسته داشته باشیم، ماتریس سختی نامتقارن شده و با توجه به اینکه بارها باید بصورت جزء نیرو وارد شوند، منجر به محاسبات زیاد و طولانی می شود که مقرون به صرفه نیست. در صورتی که در مدل الاستوویسکوپلاستیک ترکیب قانون جریان غیر همبسته و نرم شوندگی کرنش پراحتی قابل کاربرد است و برای یک بار وارده حتی اگر تحلیل همگرا نشود، جواب های خوبی بدست می آید.

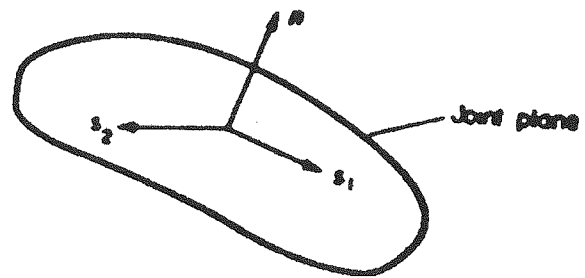
فرضیات این مدل عبارتند از:

- ۱- تمام درزه های یک سری پیوسته، موازی و بدون پر شدگی فرض می شوند.
- ۲- فاصله درزه ها در یک سری یکنواخت و خیلی کوچکتر از ابعاد سازه ای است که باید تحلیل شود.

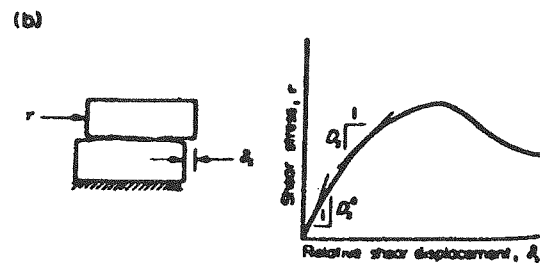
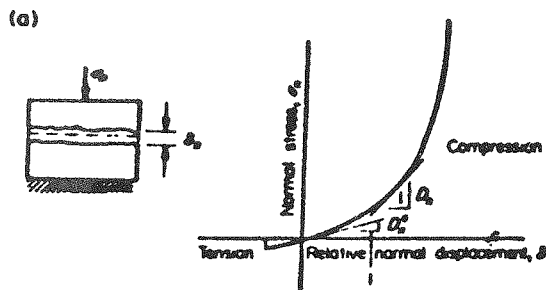
محاسبه ماتریس الاستیسیته توده سنگ درزه دار [۸]

اگر یک درزه صفحه ای پیوسته با محورهای محلی n, s_1 و s_2 (همانگونه که در شکل ۱ نشان داده شده) فرض شود. روی سطح درزه، تنش ها با تنش قائم σ_n و تنش های برشی τ_{s1} و τ_{s2} بیان می شود. تغییر مکان های نسبی در سه جهت در طول محورهای δ با δ_n, δ_{s1} و δ_{s2} مشخص شده است. رابطه بین تنش ها و تغییر مکان های نسبی به صورت زیر می باشد.

$$\sigma = D^J \delta \quad (1)$$

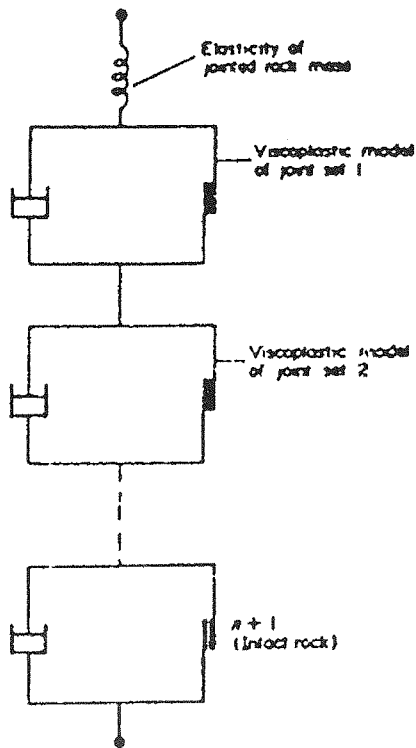


شکل (۱) سیستم مختصات محلی برای یک درزه.



شکل (۲) نمونه روابط تنش = تغییر مکان نسبی (a) بر حسب σ_n بر حسب δ_n و (b) بر حسب τ بر حسب δ_s .

می دهد. وقتی تنش در درزه ها یا در سنگ سالم به مرحله شکست رسید، جریان پلاستیکی توده سنگ جایگزین می شود که کرنش های پلاستیک توده سنگ درزه دار با این مدل قابل محاسبه است.



شکل (۳) مدل فیزیکی مدل چند لایه.

تنش های توده سنگ در مختصات کلی به مختصات محلی انتقال می یابد.

$$\sigma_k = T_k \sigma \quad (11)$$

که تنش های نرمال و برشی روی درزه و T_k ماتریس انتقال درزه k ام می باشد. اگر تابع شکست k امین سری درزه بصورت زیر نوشته شود

$$F_k(\sigma_k) = 0 \quad (12)$$

و یک قانون جریان غیر همبسته فرض شود تابع پتانسیل پلاستیک Q نیز لازم خواهد بود.

$$Q_k(\sigma_k) = cte. \quad (13)$$

در اینجا هر تابع شکست پتانسیل قابل جاگذاری است. با استفاده از تئوری الاستو ویسکو پلاستیسیته معادله

که C^{JSG} ماتریس نرمی سری درزه در مختصات کلی است و T در اینجا ماتریس انتقال 3×6 می باشد و با استفاده از زوایای امتداد (α) و شیب درزه (β) قابل محاسبه است.

$$T = \begin{bmatrix} \sin^2 \beta \cos^2 \alpha & \sin^2 \beta \sin^2 \alpha & \cos^2 \beta & -\sin^2 \beta \sin 2\alpha & -\sin \alpha \sin 2\beta & \cos \alpha \sin 2\beta \\ \frac{1}{2} \sin 2\alpha \sin \beta & \frac{1}{2} \sin 2\alpha \cos \beta & 0 & -\sin \beta \cos 2\alpha & -\cos \alpha \cos \beta & -\sin \alpha \cos \beta \\ \frac{1}{2} \cos^2 \alpha \sin 2\beta & \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \sin 2\beta & \frac{1}{2} \sin 2\beta & \frac{1}{2} \sin 2\alpha \sin \beta & \sin \alpha \cos 2\beta & -\cos \alpha \cos 2\beta \end{bmatrix} \quad (6)$$

اگر n سری درزه داشته باشیم نرمی کل C^* بصورت زیر بدست می آید.

$$C^* = \sum_{m=1}^n f_m T_m^T C_m^J T \quad (7)$$

کرنش کلی در توده سنگ جمع کرنش های سنگ سالم و کرنش های مربوط به سری درزه ها می باشد یعنی:

$$\epsilon^{RM} = \epsilon^{le} + \epsilon^{Je} = C^I \sigma + C^* \sigma = (C^I + C^*) \sigma \quad (8)$$

یا به عبارت دیگر می توان نوشت:

$$\sigma = (C^I + C^*)^{-1} \epsilon^{RM} = D^{RM} \epsilon^{RM} \quad (9)$$

D^{RM} ماتریس الاستیسیته توده سنگ درزه دار است که به صورت زیر بدست می آید.

$$D^{RM} = \left[C^I + \sum_{m=1}^n f_m T_m^T C_m^J T \right]^{-1} \quad (10)$$

در عمل معمولاً n کمتر از ۵ است و اگر بیشتر باشد ناهمسانی که به موجب سری درزه ها ایجاد می شود از بین رفته و توده سنگ به صورت همسان رفتار می کند.

بررسی ناهمسانی مقاومت

از نظر فیزیکی می توان این مدل را با شکل زیر نشان داد. [۸]

یعنی توده سنگ شامل واحدهای رئولوژیکی است که هر کدام یک سری درزه را نشان می دهد و یکی نیز مربوط به سنگ سالم است. در این مدل هر واحد شامل یک لغزنده و یک مستهلک کننده است که رفتار ویسکو پلاستیک درزه را نشان می دهند. یک فنر منفرد پاسخ الاستیکی را نمایش

جریان برای یک سری درزه می تواند به صورت زیر نوشته شود.

$$\dot{\varepsilon}_k^{vp} = \mu_k \langle F_k \rangle \frac{\partial Q_k}{\partial \sigma_k} \cdot \frac{\partial \sigma_k}{\partial \sigma} \quad (13)$$

$$\dot{\varepsilon}_k^{vp} = \left[\dot{\varepsilon}_x^{vp} \quad \dot{\varepsilon}_y^{vp} \quad \dot{\varepsilon}_z^{vp} \quad \dot{\gamma}_{xy}^{vp} \quad \dot{\gamma}_{yz}^{vp} \quad \dot{\gamma}_{xz}^{vp} \right]$$

که سهم k امین سری درزه از کرنش های ویسکوپلاستیک بوده و μ_k پارامتر سیلان درزه می باشد. $\langle F_k \rangle$ نیز دارای مفهوم زیر است.

$$\begin{aligned} \langle F_k \rangle &= 0 \quad \text{IF } F_k \leq 0 \\ \langle F_k \rangle &= F_k \quad \text{IF } F_k > 0 \end{aligned} \quad (14)$$

سنگ سالم بندرت به تسلیم می رسد مگر آنکه قیود زیاد باشند. اما برای تکمیل شدن مدل نرخ کرنش ویسکوپلاستیک سنگ سالم نیز به مقادیر مربوط به سری درزه ها اضافه می شود.

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \mu_i \langle F_i \rangle \frac{\partial Q_i}{\partial \sigma} + \sum_{k=1}^n \mu_k \langle F_k \rangle \frac{\partial Q_k}{\partial \sigma_k} \cdot \frac{\partial \sigma_k}{\partial \sigma} \quad (15)$$

اگر تغییرات کرنش ویسکوپلاستیک برای توده سنگ مشخص باشد روش حل ویسکوپلاستیک قابل کاربرد است. پارامترهای لازم برای این مدل عبارتند از:

- مشخصات سنگ سالم شامل الاستیسیته و ضریب پوآسن در حالت همسان یا ناهمسان، تابع تسلیم (شکست) و تابع پتانسیل. در بسیاری از مسائل عملی فرص می شود که سنگ سالم به تسلیم نمی رسد و توجه چندانی به آن لازم نیست. برای هر سری درزه امتداد، شیب، سختی الاستیک (D^I) و فاصله درزه ها، معیار شکست و تابع پتانسیل پلاستیک

- پارامتر سیلان. اگر وابستگی حقیقی در رفتار توده سنگ درزه دار مورد نظر باشد باید این پارامتر از آزمایش بدست آید. روش محاسبه این پارامتر از آزمایشات در فصل هفدهم مرجع ۸ آمده است. اما اگر زمان یک پارامتر کاذب باشد انتخاب مقدار دلخواهی می تواند صورت گیرد.

- معمولاً روش استفاده شده برای حل الگوریتم ویسکوپلاستیک روش جلو رونده اولر است که در آن تغییرات کرنش های پلاستیک در یک گام زمانی ثابت فرض می شود. به همین سبب احتمال عدم همگرایی وجود دارد طبق پیشنهاد کورمئو اگر معیار شکست موهر - کولب بکار رود حداکثر گام زمانی که منجر به واگرایی نخواهد شد به صورت زیر

بدست می آید [۱۰].

$$Dt_{Cr} = \frac{4(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-2\nu + \sin^2 \varphi_J^{\min})} \quad (16)$$

که در آن E و ν مدول الاستیسیته و ضریب پوآسن توده سنگ می باشند و φ_J^{\min} حداقل مقدار φ_J (زاویه اصطکاک) برای سری درزه می باشد. اگر E برحسب مگاپاسگال باشد، Dt_{Cr} برحسب ثانیه می باشد.

محدودیت های این مدل همانگونه که در فرضیات اشاره شده این است که فاصله درزه ها کوچکتر از ابعاد سازه تحلیل شده باشد و درزه دارای ماده پر کننده نباشد یا اینکه حجم آن در مقایسه با حجم سنگ خیلی ناچیز باشد.

در این مدل فرض می شود که درزه قادر به تحمل کشش نمی باشد، بنابراین وقتی درزه در کشش باشد تنش برشی را نیز تحمل نمی کند. وقتی درزه تحت کشش قرار می گیرد، توابع پتانسیل و تسلیم مربوط به ناحیه کشش استفاده می شود. همچنین وقتی که درزه باز شده، تحت فشار قرار می گیرد تا زمانی که درزه بسته نشود تابع پتانسیل و تسلیم ناحیه کشش بکار می رود. مدل چند لایه قادر به در نظر گرفتن ناهمسانی مدول الاستیسیته و مقاومت توده سنگ در اثر وجود درزه ها است و قادر به مدل نمودن رفتار اصطکاکی درزه است و قابلیت پذیرش هرگونه تابع تسلیم برای سطوح ناپیوستگی و مدل نمودن بازشدن، بسته شدن و لغزش چندین دسته درزه را داراست.

برنامه تحلیل توده سنگ درزه دار تکیه گاه سد [۳]

بعد از انتخاب مدل، برنامه تحلیل توده سنگ تهیه شده که قادر است تنش ها و کرنش ها را محاسبه نماید. چون برنامه های تحلیلی سازه سد فراوان در دسترس است در اینجا برنامه تنها برای تکیه گاه نوشته شده و نیروهای وارد شده از طرف سد به تکیه گاه با فرض رفتار قوسی سد همانند استوانه ای نازک بدست می آید و خود بدنه سد مدل نشده است. طبق این فرض تنش در محل تماس سد و تکیه گاه با رابطه تقریبی زیر بدست می آید.

$$\sigma = \frac{p_s \cdot r}{t} \quad (17)$$

که در آن p_s فشار نیروی هیدرواستاتیک، r شعاع متوسط قوس و t ضخامت سد در تراز مورد نظر می باشند. بعد از معرفی هندسه تکیه گاه، قیود و مشخصات مکانیکی سنگ و درزه به برنامه، ابتدا ماتریس الاستیسیته

باشیم. یعنی اگر ارتفاع آب تا گره مزبور باشد، فشار در آن نقطه برابر $\theta \gamma h$ می باشد که توزیع θ در تکیه گاه را به صورت شکل ۵ فرض کرده ایم.

با داشتن فشار گرهی و با توجه به مفهوم پتانسیل نیروی حجمی، نیروی حجمی در سه جهت به صورت زیر بدست می آید.

$$b_x = \frac{\partial p}{\partial x}, \quad b_y = \frac{\partial p}{\partial y}, \quad b_z = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (20)$$

این سه مقدار در داخل هر المان قابل محاسبه است. آنگاه نیروی گرهی ناشی از این نیروی حجمی بصورت زیر محاسبه شده است.

$$f = \int_V N^T \cdot b \cdot dv \quad (21)$$

مدل تکیه گاه یک سد دوقوسی

تکیه گاه در نظر گرفته شده مربوط به یک سد دوقوسی می باشد. برای تولید هندسه تکیه گاه، از مشخصات سد امیرکبیر استفاده شده است. دیواره رودخانه و دره بصورت مستقیم فرض شده و با استفاده از تقارن تنها نیمی از کل تکیه گاه و قسمتی که نیروی سد وارد می شود و پایین دست آن در نظر گرفته شده است. مدل تکیه گاه و ابعاد آن در شکل ۴ نشان داده شده است. بعد از مشخص کردن هندسه تکیه گاه باید آنرا المان بندی نمود.

برای همین منظور محدوده بالا به ۴۸۶ المان تقسیم شده و شامل ۷۰۰ گره می باشد. المان های نزدیک محل تماس سد با تکیه گاه کوچکتر از نقاط دورتر انتخاب شده است. شماره المان هایی که بار سد به آنها اعمال می شود به برنامه معرفی می شود. با توجه به اندازه نیرویی که در بخش قبل بصورت تقریبی بدست آمد، جهت نیرو نیز باید مشخص باشد، به همین منظور فرض می شود که زاویه نیروی اعمالی از طرف بدنه سد به تکیه گاه با محور y حدود ۱۵ درجه کمتر از زاویه مماس بر قوس با محور y می باشد. در صفحه $x=0$ گره ها در جهت y مقید می باشند. در محل پرده آب بند که فشار آب مستقیماً به آن وارد می شود نیز گره ها آزادی حرکت دارند اما در جاهای دیگر که توده سنگ مورد نظر از بقیه قسمت ها جدا شده، در سه جهت x, y, z قید داریم که شامل گره های روی صفحه $y=480$ می شود. المان ها ۸ گرهی در نظر گرفته شده و هر المان دارای ۸ نقطه گوس می باشد.

تحلیل تکیه گاه دارای چند سری ناپیوستگی

بیشتر توده های سنگی دارای مجموعه درزه هایی

توده سنگ بدست می آید. سپس ماتریس سختی کل توده سر هم شده و قیود تکیه گاهی نیز اعمال می شود. با اعمال بار به توده، تغییر مکان ها بدست آمده، سپس تنش ها در نقاط گوس المان ها محاسبه می شوند. اگر تحلیل غیر خطی مورد نظر باشد تنش ها در ضوابط تسلیم چک می شوند و کرنش های پلاستیک در هر نقطه گوس محاسبه شده، آنگاه بار غیر متعادل گرهی برای هر المان و سپس در سرتاسر توده محاسبه شده و ضابطه همگرایی چک می شود. در صورت ارضای ضابطه همگرایی تنش در مرکز هر المان محاسبه می شود. در غیر این صورت بار غیر متعادل اعمال شده و تغییر مکان مربوط به آن محاسبه می شود و تکرار صورت می گیرد تا همگرایی صورت گیرد. ضابطه همگرایی بکار رفته ضابطه انرژی است و به صورت زیر می باشد.

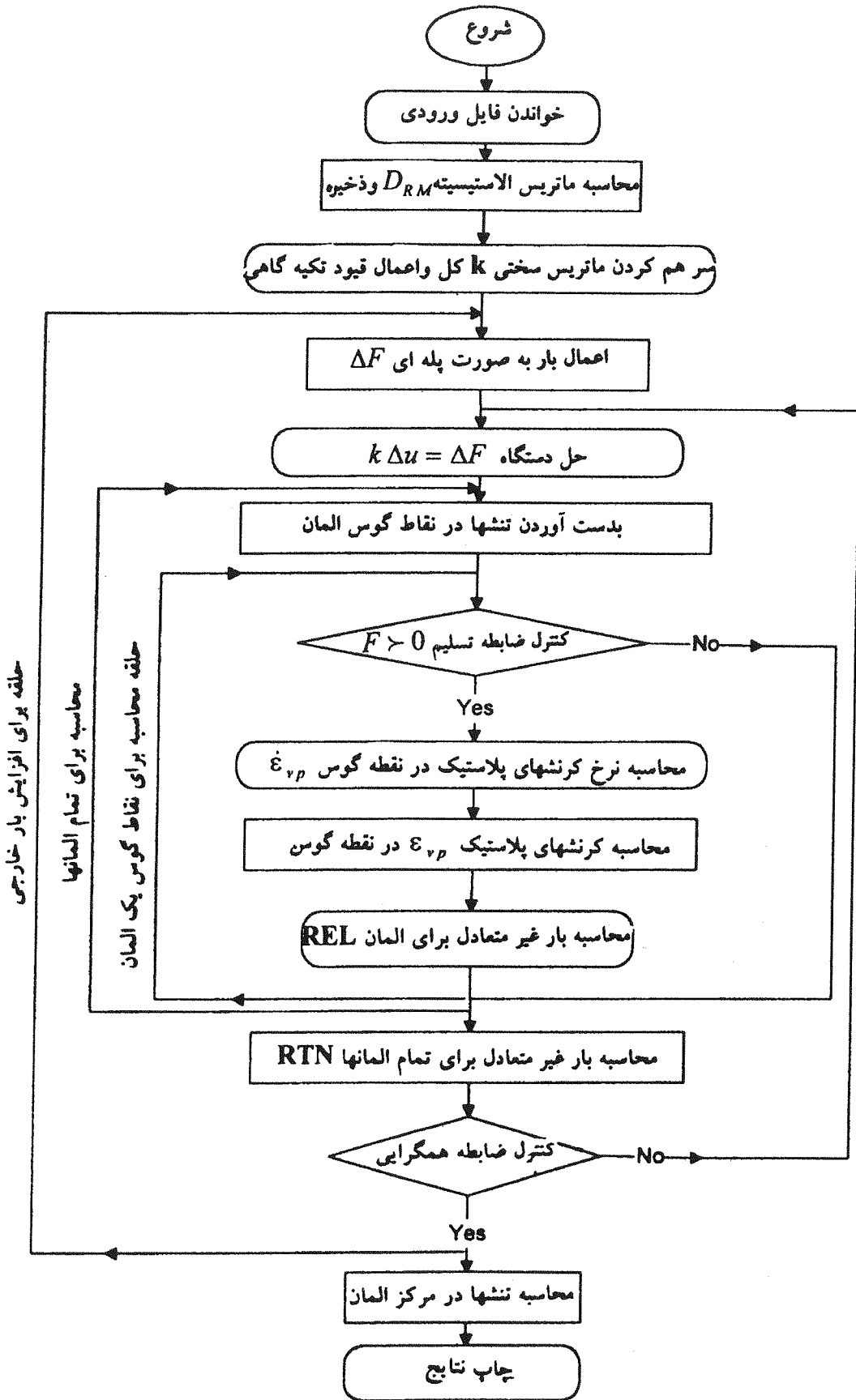
$$\Delta \sigma_n^T \cdot \Delta P_n < e \cdot (\Delta \sigma_1)^T \cdot (\Delta P_1) \quad (18)$$

که در آن Δa و ΔP جزء نیرو و تغییر مکان و ۱ بیانگر اولین گام بارگذاری و n بیانگر تکرار n ام می باشد و e عدد کوچکی است که شاخص همگرایی نامیده می شود. الگوریتم کلی برنامه در شکل ۴ نشان داده شده است. نوع تحلیل غیر خطی، ویسکوپلاستیک می باشد که در آن ماتریس سختی ثابت است. بعد از محاسبه نرخ کرنش های ویسکوپلاستیک نقاط گوس روی درزه ها و جمع آنها، بار غیر متعادل به صورت زیر بدست می آید.

$$r_i^n = \sum \int_V B^T D_{RM} (Dt \cdot \epsilon_{i-\Delta t}^{vp}) \cdot dv \quad (19)$$

قبل از اعمال بار سد به تکیه گاه باید برآوردی از تنش های اولیه در توده سنگ داشته باشیم بخصوص در تحلیل غیر خطی که گسیختگی وابسته به تنش اولیه است. از این رو یک تحلیل جداگانه برای بدست آوردن تنش های اولیه باید انجام گیرد. برای این کار ما فرض کرده ایم که نیروی حجمی قائمی به شدت γ به تمام محدوده مورد نظر وارد می شود.

علاوه بر نیروی هیدرواستاتیک آب که بر سد وارد شده و سد آنرا به تکیه گاه منتقل می کند، نیروی دیگری نیز در اثر وجود آب به تکیه گاه وارد می شود که نیروی برکنش نامیده می شود. این نیرو سهم عمده ای از نیروهای وارده را دارد و تخمین آن در پی و تکیه گاه نیاز به داشتن نفوذپذیری و یک تحلیل جریان در سنگ دارد که آن هم می تواند با در نظر گرفتن سیستم درزه ها، جهت، امتداد، فاصله آنها و تنش های تحمل شده با یک تحلیل اجزاء محدود بدست آید. اما ما در اینجا برای سادگی فرض کرده ایم که فشار در نقاط گرهی را داشته



شکل (۴) الگوریتم کلی برنامه.

سنگ سالم می باشند. سختی قائم و برشی درزه ها و نیز فاصله آنها بصورت زیر فرض شده اند.

$$D_N^J = 50000 \frac{\text{Mpa}}{\text{m}} \text{ و } D_S^J = 25000 \frac{\text{Mpa}}{\text{m}} \text{ و } D = 2\text{m}$$

که D_N^J و D_S^J سختی برشی قائم و برشی درزه بوده و D فاصله بین دو درزه می باشد.

در تمام تحلیل های انجام گرفته معیار تسلیم بارتن برای درزه استفاده شده و قانون جریان غیر همبسته بکار رفته است.

یعنی:

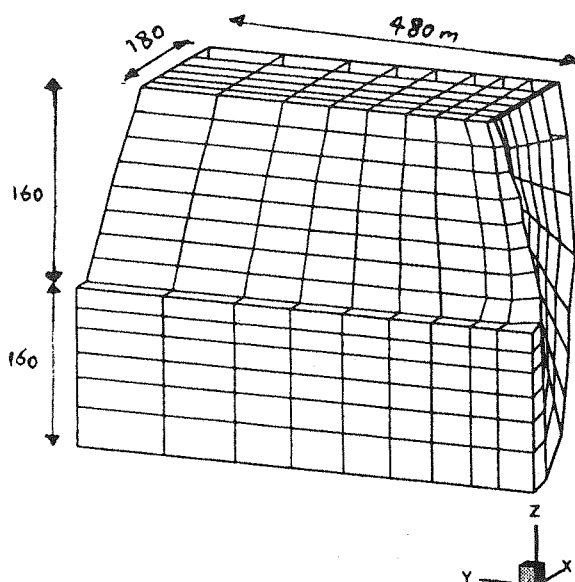
$$F = |\sigma_s| - \sigma_n \cdot \tan(\text{JRC} \log_{10} \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} + \phi_r) \quad (21)$$

$$Q = |\sigma_s| - \frac{\sigma_n \tan \lambda_2}{k_1} - \frac{\text{JRC}}{263.86} \cdot \frac{\sigma_n^2}{\text{JCS}} \quad (22)$$

که در آن:

$$k_1 = 1 - \tan \lambda_2 \cdot \tan \phi_r, \quad \lambda_2 = \lambda_1 - \phi_r \text{ و } \lambda_1 = \text{JRC} \cdot \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_r$$

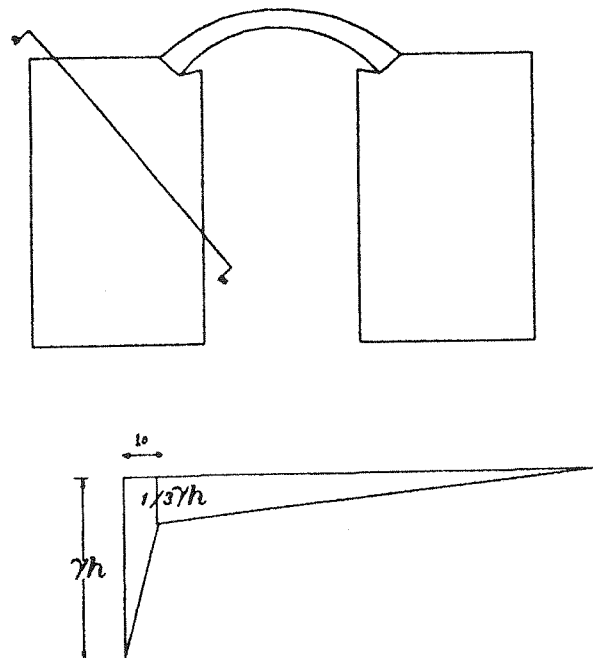
در روابط بالا σ_s و σ_n بترتیب تنش های قائم و مماس بر



می باشند، که نقش مهمی در شکل پذیری و مقاومت ایفا می کنند. یکی از مواردی که مطالعه و بررسی آن لازم می شود، پی و تکیه گاه سدها می باشد که دارای چند درزه موازی است. البته تشخیص و شناسایی دسته ها، تعیین امتداد و شیب و خواص مکانیکی درزه ها مستلزم داشتن بهره کافی از دانش مکانیک سنگ و زمین شناسی می باشد. پس از شناخت باید نحوه رفتار آنها در اندر کنش با سازه سد و اثری که بر پایداری سد می تواند داشته باشد، بررسی شود. در اینجا سعی شده با بهره گیری از مدل چند لایه رفتار توده سنگ تکیه گاه دارای چند سری درزه، تحت نیروهای وارد از طرف سد و فشار برکنش مورد مطالعه قرار گیرد. معمولاً ۳ یا ۴ سری درزه در توده سنگ تکیه گاه وجود دارد. ما در اینجا علاوه بر لایه بندی سنگ که نقش مهمی در رفتار توده دارد، دو سری درزه دیگر در نظر گرفته ایم که در شکل ۶ نشان داده شده اند. مطابق شکل (۶) بیانگر سطوح لایه بندی و $D2$ و $D3$ سری درزه های موازی موجود در تکیه گاه می باشند. مشخصات مکانیکی سنگ به صورت زیر در نظر گرفته شده است.

$$\gamma_R = 0.027 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \text{ و } \phi_{IR} = 45, C_{IR} = 20\text{Mpa}, \nu_{IR} = 0.27, E_{IR} = 12000 \text{ Mpa}$$

که γ_R و ϕ_{IR} بترتیب مدول الاستیسیته، ضریب پواسن، چسبندگی، زاویه اصطکاک و وزن حجمی



SEC. a_a

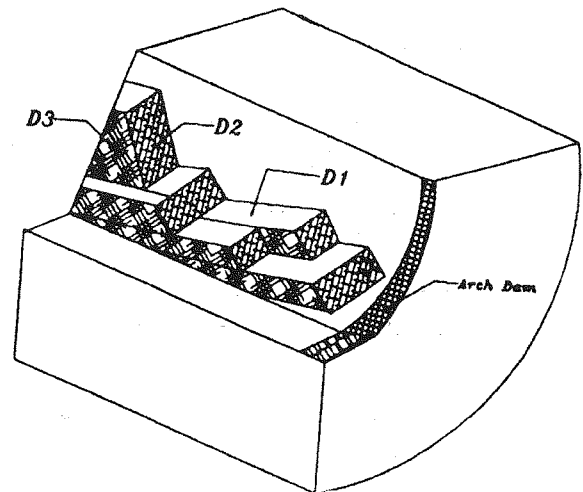
شکل (۵) شکل تکیه گاه (a) ابعاد و نحوه المان بندی (b) توزیع فشار در تراز h.

سطح درزه می باشند. همچنین ϕ_r ، JRC و JCS بترتیب زاویه اصطکاک مانده درزه، ضریب زبری درزه و مقاومت فشاری دیواره درزه می باشند که در معیار بارتن بکار می روند. لازم به ذکر است که تأثیر مقیاس بر روی JRC و JCS باید مورد نظر قرار گیرد. بطوریکه افزایش مقیاس باعث کاهش مقدار JRC می شود. روابطی که برای تأثیر مقیاس ارائه شده بصورت زیر می باشند.

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 JRC_0} \quad (22)$$

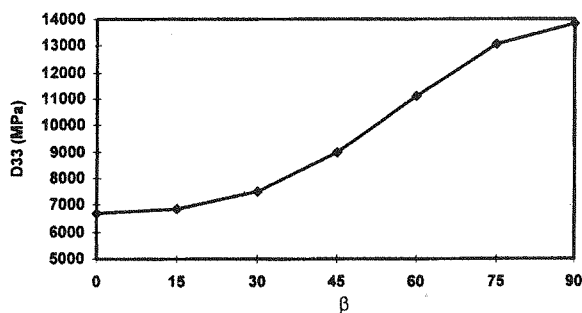
$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 JCS_0} \quad (24)$$

که JRC_0 و JCS_0 و L_0 مربوط به مقیاس پیشنهادی بارتن و JRC_n ، JCS_n و L_n مربوط به اندازه بلوک موجود در محل می باشد. یعنی اگر $JCS_0 = 85$ ، $JRC_0 = 10$ و $L_0 = 0.1 \text{ m}$ و $L_n = 2$ باشند، آنگاه $JRC_n = 5.5$ و $JCS_n = 35$ بدست می آید. با توجه به آنچه راجع به گام زمانی و نحوه انتخاب آن گفته شد در اینجا فرض $\mu = 1$ و مقدار $Dt = 0.0001$ برای تمام تحلیل ها در نظر گرفته شده است.



شکل (۶) تکیه گاه سد و سری درزه های موجود در آن.

برای بررسی این موضوع تابحال آزمایشات فیزیکی زیادی توسط محققین انجام گرفته است. نتیجه کلی اینکه در جهت موازی لایه بندی بیشترین مقدار مدول الاستیسیته و بعلاوه کمترین مقدار مقاومت توده سنگ در حالتی که شیب حدود ۶۰ درجه باشد اتفاق می افتد. بنابراین اثر شیب لایه بندی سنگ تکیه گاه بر رفتار آن باید مورد بررسی قرار گیرد. به همین منظور برای مدل ارائه شده سد و با شیب های مختلف لایه بندی تحلیل هایی صورت گرفته است تا اثر لایه بندی بررسی شود. امتداد و شیب لایه بندی در تکیه گاه حالات مختلفی می تواند داشته باشد. مثلاً امتداد لایه ها عمود بر محور سد یا موازی آن باشد و شیب نیز بین ۰ تا ۹۰ درجه تغییر کند. به این منظور در حالتی که امتداد لایه ها موازی محور سد و شیب آنها به طرف بالا دست و پایین دست باشد و نیز حالتی که امتداد لایه ها عمود بر محور سد و شیب آنها به طرف خارج دره باشد تحلیل هایی انجام گرفته است. مقادیر شیب ۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰، ۷۵ و ۹۰ درجه اختیار شده است. ضریب ناهمسانی مدول الاستیسیته (نسبت مدول الاستیسیته موازی لایه بندی به مدول الاستیسیته عمود بر لایه بندی) ۲ فرض شده است. با توجه به اینکه نیروی قائم ثقلی سهم قابل ملاحظه ای در توزیع تنش تکیه گاه دارد، به همین دلیل ما نیز اثر شیب لایه بندی را در حالت یاد شده بر مدول الاستیسیته در جهت قائم (محور z) D33 بررسی کرده ایم.

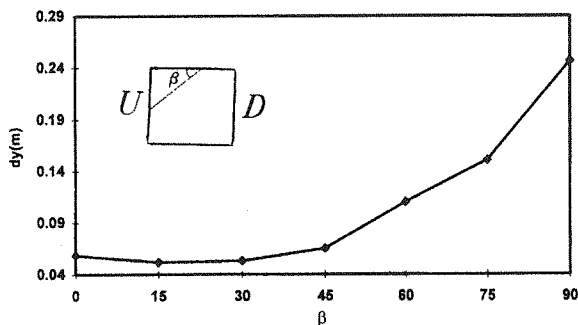


شکل (۷) اثر شیب لایه بندی بر مدول الاستیسیته توده سنگ در جهت z.

اثر شیب لایه بندی بر توزیع تنش در حالات مختلف نیز قابل بررسی است. امتداد درزه ها (α) نسبت به محور l و در جهت حرکت عقربه های ساعت بوده و بین ۰ تا ۳۶۰ درجه تغییر می کند شیب لایه بندی (β) نیز از ۰ تا ۹۰ تغییر کند. تغییر مکان ماکزیم ایجاد شده در تکیه گاه در اثر نیروهای وارده، با زاویه شیب لایه بندی به صورت زیر تغییر می کند و ملاحظه می شود که در شیب ۶۰ درجه که مقاومت توده سنگ کمتر است بیشترین تغییر مکان ایجاد می شود و وقتی که

تحلیل تکیه گاه در حالات مختلف لایه بندی

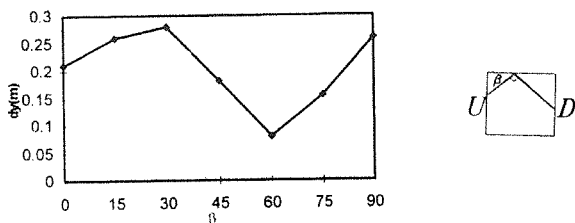
یکی از موارد ناهمسانی توده سنگ تکیه گاه لایه بندی است که باعث می شود مدول الاستیسیته و ضریب پواسن در امتداد لایه بندی و عمود بر آن متفاوت باشد. تغییر شیب لایه بندی منجر به ناهمسانی در مقاومت نیز می شود به طوری که در زوایای مختلف شیب لایه بندی، مقاومت ماکزیم توده سنگ مقادیر متفاوتی خواهد داشت.



شکل (۱۰) اثر شیب لایه بندی بر ماکزیمم تغییر مکان تکیه گاه در حالت امتداد لایه بندی موازی محور سد و شیب به طرف بالا دست.

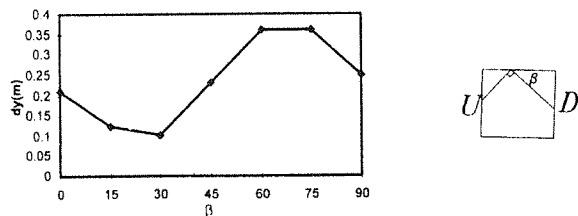
تحلیل تکیه گاه دارای دو سری ناپیوستگی

بعد از بررسی حالات مختلف لایه بندی اینک به بررسی رفتار تکیه گاه شامل دو سری ناپیوستگی می پردازیم. در اینجا فرض کرده ایم که امتداد دو سری، موازی محور سد بوده و شیب یکی به طرف بالا دست و دیگری به طرف پایین دست و بر هم عمود باشند و یک سری از ناپیوستگی ها همان لایه بندی باشد. برای حالتی که لایه بندی به طرف بالا دست است، تحلیل هایی انجام گرفته که نتایج بصورت ماکزیمم تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۱۱) اثر شیب بر ماکزیمم تغییر مکان تکیه گاه شامل دو سری درزه (لایه بندی به طرف بالا دست).

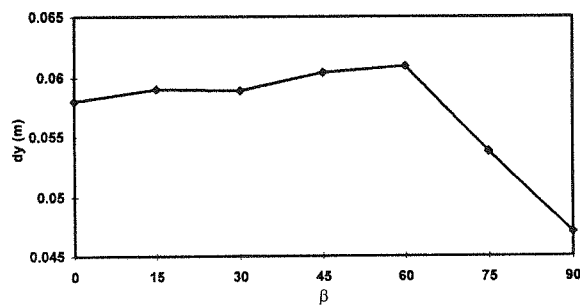
و در حالتی که لایه بندی به طرف پایین دست باشد تغییر مکان های ماکزیمم به صورت زیر در می آید.



شکل (۱۲) اثر شیب بر ماکزیمم تغییر مکان تکیه گاه شامل دو سری درزه (لایه بندی به طرف پایین دست).

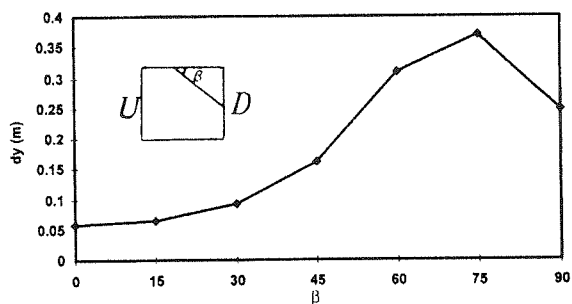
از نمودارهای بالا نتیجه می شود که در هر دو حالت وقتی شیب دسته درزه به طرف پایین دست، ۶۰ درجه باشد تغییر

شیب ۹۰ درجه می باشد، یعنی وقتی که نیروی وزن و نیروی وارد از طرف سد تقریباً به موازات لایه بندی می باشند، کمترین تغییر مکان ملاحظه می شود و وضعیت مطلوبی از نظر لایه بندی می باشد. این موضوع در تحقیقی که توسط آقایان صدقیانی و جلالی انجام گرفته نیز نتیجه شده است. البته تحلیل انجام گرفته توسط ایشان خطی و الاستیک و با کمک نرم افزار ANSYS بوده است [۱].



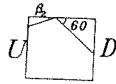
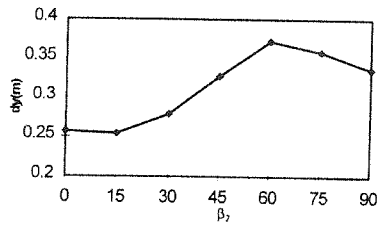
شکل (۸) اثر شیب لایه بندی بر ماکزیمم تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه وقتی امتداد لایه بندی عمود بر محور سد باشد.

همچنین در حالتی که امتداد لایه ها موازی محور سد باشد، همانگونه که انتظار می رود وقتی شیب لایه ها به طرف بالا دست باشد نتایج بهتری نسبت به حالتی که شیب به طرف پایین دست است بدست می آید. نمودارهای ماکزیمم تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه برحسب شیب لایه بندی در دو حالت در زیر آورده شده است.

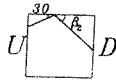
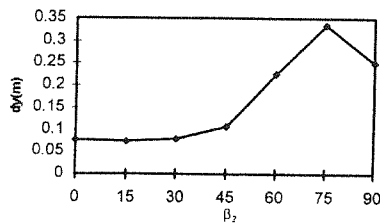


شکل (۹) اثر شیب لایه بندی بر ماکزیمم تغییر مکان تکیه گاه در حالت امتداد لایه بندی موازی محور سد و شیب به طرف پایین دست.

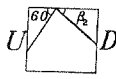
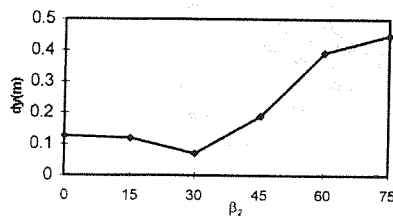
باید به این نکته توجه داشت که وقتی امتداد لایه بندی عمود بر محور سد می باشد و شیب تغییر می کند تقارن طبیعی دو تکیه گاه به هم خورده و باید دو تکیه گاه با هم مدل شوند، اما در اینجا تنها یک طرف مدل شده است و هدف بررسی اثر تغییر شیب می باشد.



شکل (۱۴) اثر شیب دسته درزه دوم بر تغییر مکان ماکزیمم تکیه گاه، وقتی لایه بندی به طرف پایین دست و شیب ۶۰ درجه باشد.



شکل (۱۵) اثر شیب دسته درزه دوم بر تغییر مکان ماکزیمم تکیه گاه، وقتی لایه بندی به طرف بالادست و شیب ۳۰ درجه باشد.



شکل (۱۶) اثر شیب درزه دوم بر تغییر مکان تکیه گاه، وقتی لایه بندی به طرف بالا دست و شیب ۶۰ درجه باشد.

در حالت شکل ۱۴ تغییر مکان ها نسبت به حالت قبل افزایش چشمگیری داشته و بیشترین مقدار در زاویه ۶۰ درجه اتفاق می افتد.

در حالت شکل ۱۵ اگر شیب درزه دوم کمتر از ۴۵ درجه باشد ایمنی بیشتری حاصل می شود. با افزایش شیب امکان ایجاد تغییر مکان های بزرگتر بیشتر می شود.

در حالت های ذکر شده ایمن ترین شرایط وقتی است که شیب دسته درزه دوم حدود ۳۰ درجه باشد و با افزایش آن تغییر مکان های بزرگتری حاصل می شود. با آنکه معمولاً لایه بندی به طرف بالادست شرایط ایمن تری ایجاد می کند اما ملاحظه می شود که حالت لایه بندی با شیب ۶۰ درجه به طرف بالادست و شیب بیش از ۶۰ درجه دسته دوم به طرف پایین دست بدترین حالت می باشد. از بررسی حالات بالا نتیجه می شود که نه تنها امتداد و شیب لایه بندی، بلکه امتداد و شیب دسته درزه دوم نیز بر مقاومت و پایداری تکیه گاه مؤثر می باشد. همانگونه که گفته شد اثر تغییر شیب بر

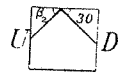
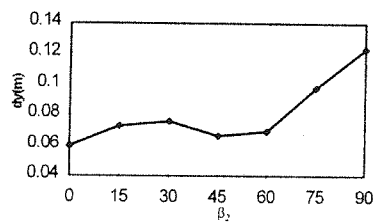
مکان بزرگتری ایجاد می شود. مثلاً وقتی لایه بندی به طرف بالا دست و با شیب ۳۰ درجه باشد، بیشترین تغییر مکان در تکیه گاه اتفاق می افتد و ایمن ترین حالت وقتی است که شیب لایه بندی ۶۰ درجه باشد. و در حالت لایه بندی به طرف پایین دست وقتی شیب ۶۰ درجه باشد بیشترین تغییر مکان و وقتی ۳۰ درجه باشد ایمن ترین حالت است. در کل لایه بندی به طرف بالادست بهتر از لایه بندی به طرف پایین دست است. این نتیجه قبلاً نیز توسط ویتکه ارائه شده است [۱۲].

تحلیل تکیه گاه دارای سه سری ناپیوستگی

علاوه بر دو سری ناپیوستگی که ذکر شد معمولاً سری درزه سوم هم عمود بر محور سد و به موازات محور رودخانه و با شیب ۹۰ درجه وجود دارد. در این صورت با توجه به اثر لایه بندی حالات زیر مورد تحلیل قرار گرفته است.

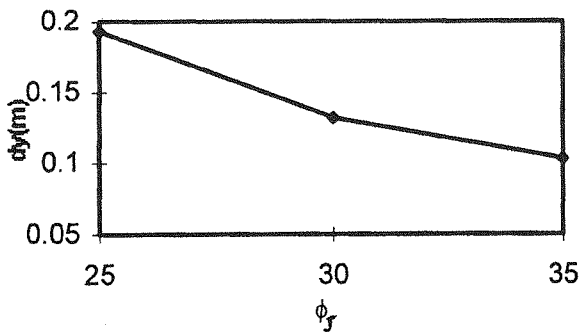
- ۱- حالتی که لایه بندی به سمت پایین دست و شیب آن مساوی ۳۰ درجه باشد.
- ۲- حالتی که لایه بندی به سمت پایین دست و شیب آن مساوی ۶۰ درجه باشد.
- ۳- حالتی که لایه بندی به سمت بالادست و شیب آن مساوی ۳۰ درجه باشد.
- ۴- حالتی که لایه بندی به سمت بالادست و شیب آن مساوی ۶۰ درجه باشد.

در تمام حالات ذکر شده، فرض شده که اولین دسته ناپیوستگی لایه بندی بوده و شیب دسته درزه دوم از ۰ تا ۹۰ درجه تغییر کند. دسته درزه سوم برای تمام حالات در امتداد محور رودخانه و قائم فرض می شود. برای تمامی حالات، تحلیل انجام گرفته که نتایج برحسب حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در شکل های زیر رسم شده است. شیب سیستم درزه دوم را با β_2 نمایش می دهیم.

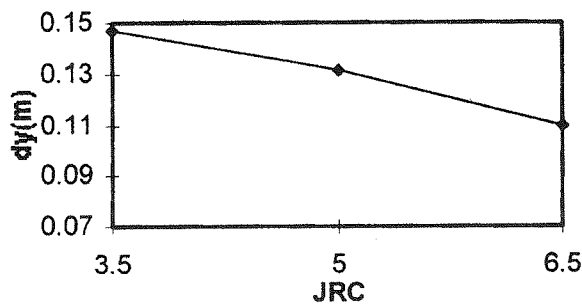


شکل (۱۳) اثر شیب دسته درزه دوم بر ماکزیمم تغییر مکان تکیه گاه، وقتی لایه بندی به سمت پایین دست و شیب ۳۰ درجه باشد.

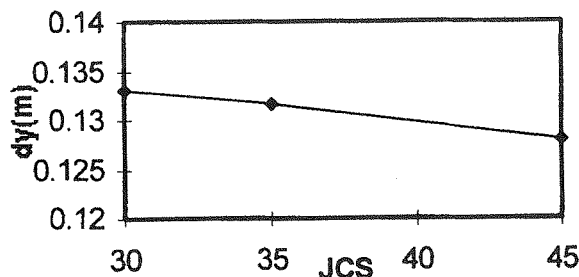
همانگونه که ملاحظه می شود با افزایش شیب دسته درزه دوم بیش از ۶۰ درجه تغییر مکان افزایش می یابد. این حالت یکی از ایمن ترین حالات می باشد.



شکل (۱۸) اثر تغییر ϕ درزه بر رفتار توده سنگ تکیه گاه.



شکل (۱۹) اثر تغییر JRC درزه بر رفتار توده سنگ.



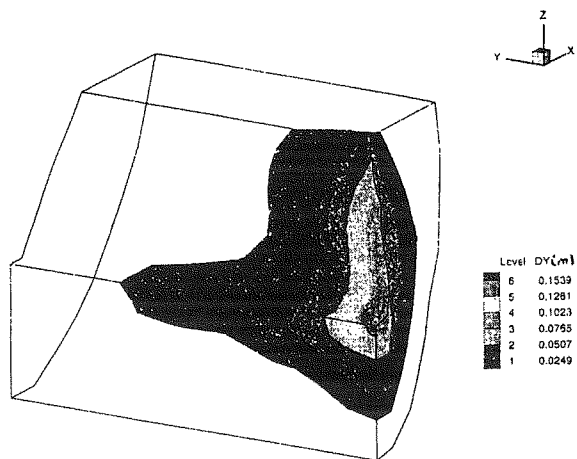
شکل (۲۰) اثر تغییر JCS درزه بر رفتار توده سنگ.

نتیجه گیری

با مدل کردن توده سنگ درزه دار تکیه گاه سد قوسی به کمک مدل چند لایه و با انجام تحلیل غیر خطی ویسکوپلاستیک رفتار توده سنگ درزه دار و عوامل مؤثر بر آن مورد بحث و بررسی قرار گرفت. با توجه به مدل تکیه گاه بکار رفته و با اعمال نیروهای وزن، هیدرواستاتیک و برکنش و تحلیل های انجام گرفته برای آن نتایج کلی زیر حاصل شده است.

- ۱- شیب و امتداد لایه بندی و سری درزه های دیگر موجود در توده سنگ تأثیر قابل ملاحظه ای بر رفتار آن دارند.
- ۲- در حالتی که فقط لایه بندی داشته باشیم و امتداد آن عمود بر محور سد و شیب آن ۶۰ درجه باشد، کمترین مقاومت

بیشترین تغییر مکان تکیه گاه بررسی شده است. به عنوان نمونه کانتورهای تغییر مکان در تکیه گاه در حالتی که لایه بندی به طرف بالادست و با شیب ۶۰ و سری درزه دوم با شیب ۴۵ درجه به طرف پایین دست و سری درزه سوم قائم و در امتداد عمود بر محور سد باشد در شکل ۱۷ نشان داده شده است. در تمام حالات بحث شده فرض شده که مقاومت اصطکاکی سطوح لایه بندی بیشتر از دسته درزه ۲ و ۳ می باشد. زیرا معمولاً درزه ها حاوی مقداری ماده پرکننده می باشند، که چسبندگی را افزایش و اصطکاک را کاهش می دهند. هر چند این امکان وجود دارد که پرکننده موجود مقاومت اصطکاکی را افزایش دهد.



شکل (۱۷) کانتورهای تغییر مکان در تکیه گاه.

بررسی اثر تغییر پارامترهای توده سنگ بر رفتار آن

در مدل ارائه شده می توان اثر تغییر JRC و JCS بر توزیع تنش و تغییر مکان را بررسی نمود. هر چند با توجه به اندازه بلوک و مطلبی که راجع به اثر مقیاس بر این پارامترها عنوان نمودیم، تغییر JRC و JCS در رفتار توده سنگ تغییر زیادی ایجاد نمی کند. اما زاویه اصطکاک ϕ نقش مهمی در رفتار درزه و مقاومت آن دارد. برای بررسی این تأثیر در حالتی که زاویه لایه بندی با بالادست و دسته درزه دوم با پایین دست ۴۵ درجه بوده و دسته درزه سوم عمود بر محور سد باشد و با تغییر پارامترهای فوق تحلیل هایی صورت گرفته که در نمودارهای زیر خلاصه شده است. همانگونه که ملاحظه می شود با افزایش مقادیر پارامترهای بالا ماکزیمم تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه کمتر می شود یعنی توده سنگ مقاوم تر می شود. در این بین اثر ϕ بر رفتار توده سنگ تکیه گاه برجسته تر است، از این رو در انتخاب ϕ باید دقت کافی بعمل آید.

و بیشترین تغییر مکان را در اثر نیروهای وارده داریم. ایمن ترین حالت وقتی است که لایه بندی قائم باشد. یعنی بار نیروی وزن و هیدرواستاتیک آب به موازات لایه بندی وارد شوند. با اینحال تحلیل مدل کامل دره در این حالت ضروری بنظر می رسد.

۳- وقتی امتداد لایه بندی موازی محور سد و شیب کمتر از ۳۰ درجه باشد، تفاوت چندانی بین شیب پایین دست و بالادست وجود ندارد. یعنی مقاومت در هر دو حالت مشابه است.

۴- در حالتی که لایه بندی موازی محور سد و شیب آن به طرف پایین دست باشد بحرانی ترین حالت زمانی است که شیب لایه بندی حدود ۶۰ درجه باشد.

۵- در حالت لایه بندی به طرف بالادست با افزایش شیب، تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه بیشتر می شود ولی از حالتی که لایه بندی به طرف پایین دست باشد کمتر است. از این رو لایه بندی به طرف بالادست بهتر از لایه بندی به طرف پایین دست می باشد.

۶- در حالتی که تکیه گاه شامل دو سری ناپیوستگی متعامد باشد که یکی موازی محور سد و با شیب به طرف پایین دست و دیگری نیز موازی محور سد و با شیب به طرف بالادست باشد، بحرانی ترین حالت زمانی است که لایه بندی به طرف پایین دست بوده و شیب آن ۶۰ درجه باشد و ایمن ترین حالت زمانی است که لایه بندی به طرف بالادست و با شیب ۶۰ درجه باشد.

۷- در حالتی که تکیه گاه شامل سه سری ناپیوستگی باشد که یکی موازی محور سد و با شیب به طرف پایین دست دیگری نیز موازی محور سد و با شیب به طرف بالادست و سومی عمود بر محور سد باشد، اگر شیب لایه بندی کمتر از ۳۰ درجه باشد و نیز شیب درزه دوم کمتر از ۴۵ درجه باشد، تفاوت چندانی بین اینکه لایه بندی به طرف بالادست یا پایین دست باشد وجود ندارد.

۸- بدترین حالت وقتی است که لایه بندی به طرف بالادست و شیب ۶۰ درجه باشد و شیب درزه دوم به طرف پایین دست و ۶۰ درجه باشد. اما اگر شیب درزه دوم ۳۰ باشد

این حالت جزء بهترین حالات است. همچنین اگر لایه بندی به طرف پایین دست با شیب ۳۰ درجه باشد و دسته درزه دوم به طرف بالادست و شیب ۶۰ درجه باشد از بهترین حالات می باشد.

۹- بطور خلاصه می توان گفت دو عامل باعث ایجاد شکل پذیری حداکثر در توده سنگ تکیه گاه می شود. یکی لایه بندی در امتداد محور سد و نزدیک به قائم و دیگری وجود یک سری درزه در امتداد محور سد و با شیب حدود ۶۰ درجه به طرف پایین دست است. حال اگر این دو با هم اتفاق افتد پیش بینی می شود تغییر مکان ایجاد شده در تکیه گاه باز هم افزایش یابد.

۱۰- افزایش JRC، JCS و ϕ_r درزه باعث افزایش مقاومت توده سنگ می شود اما در این بین اثر ϕ_r مهمتر و قابل توجه تر از بقیه است. لزوم اعمال ϕ_r بزرگ در تحلیل های انجام گرفته بدلیل اعمال میدان تنش اولیه پایین ناشی از نیروی ثقل است و در صورتی که تنش ها بیشتر از این مقادیر باشد امکان اعمال ϕ_r کوچکتر نیز وجود دارد.

۱۱- با توجه به اینکه تسلیم شدن درزه و توده سنگ مستقیماً به تنش های اولیه اعمال شده بستگی دارد و با توجه به امکان وجود تنش های دیگری علاوه بر تنش های ناشی از وزن (مانند تنش های تکتونیکی) تخمین دقیق تر تنش های اولیه، رفتار توده سنگ را به واقعیت نزدیک می کند.

۱۲- انجام یک تحلیل جداگانه به کمک روش معادل یا هر روش دیگر بر اساس نفوذپذیری سری درزه ها و اعمال جهت و امتداد آنها برای محاسبه دقیق تر نیروی برکنش توصیه می شود. هر چند امروزه رفتار هیدرومکانیکی توده سنگ ها تحت مطالعه است.

۱۳- با توجه به اندرکنش موجود بین تکیه گاه و سد و اثری که تغییر مکان های تکیه گاه بر توزیع تنش و پایداری سد دارند اگر مدل سد نیز در مدل حاضر گنجانده شود، نیروی آب به خود سد اعمال می شود و نیز وزن سد که در اینجا صرف نظر شده به حساب آورده می شود.

مراجع

- [۱] جلالی، علیرضا، تأثیر لایه بندی و ناهمسانی توده سنگ در اندرکنش با سازه سد های بتنی دو قوسی، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۵.
- [۲] مرعشی، سید علی، تحلیل رشد ترک در سدهای بتنی به روش افزایش بار استاتیک، دانشگاه تربیت مدرس ۱۳۷۴.
- [۳] مقصودی شورابی، حسینعلی، تحلیل عددی رفتار توده سنگ درزه دار تکیه های سد بتنی قوسی، دانشگاه تربیت مدرس ۱۳۷۸.
- [4] Alonso, E., "Evaluation of Safety Factor in Discontinuous rock", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 1996, 33, 5, 513-537.
- [5] Alonso, E. "Foundation Analysis of an Arch Dam.

- Comparison of Two Modelling techniques: No tension and Jointed Rock Material”, Rock Mechanic and Rock Engineering 1985, 18, 3, 149-182.
- [6] Barton, N. & Choubey, V., “The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice” Rock Mechanics,” 1977, 10, 1/2, 1-54.
- [7] Bathe, K. J., “Finite Element Methods for Nonlinear Problems”, Berlin, 1986.
- [8] Hudson, J. A., “Comperhensive Rock Engineering”, London, 1993.
- [9] Mostyn, G. Helgstedt, M. D. & Douglas, K. J., “Toward Field Bounds Rock Mass Failure Criteria”, International Journal of Rock Mechanic and Minning Science, 1997, 3-4, 208.
- [10] Naylor, D. J. & Pande, G. N., “Finite Element Method in Geotecnical Engineering”, Swansea, 1985.
- [11] Pande, G. N., Beer, G. & Williams, J. R., “Numerical Methods in Rock Mechanic”, London, 1990.
- [12] Wittke, Walter “Rock Mechanics,” Berlin, 1990.