

تاثیر پارامترهای مقاومت برشی توده‌سنگ بر ظرفیت باربری پی سنگ‌های مستغرق

احمد فهیمی فرا^۱؛ سید میثم ایمانی^{۲*}

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، واحد دانشگاهی گرمسار، Imani@aut.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۴/۰۲ پذیرش: ۱۳۹۴/۱۱

چکیده

در این تحقیق، تاثیر پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر و درزها بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌های حاوی دو دسته درز عمود بر هم در حضور آب زیرزمینی بررسی شده است. تحلیل‌های انجام شده، به روش مرز بالای آنالیز حدی بوده است. شیب یکی از دسته درزها، مقادیر $\alpha=15^\circ$ ، $\alpha=30^\circ$ و $\alpha=45^\circ$ در نظر گرفته شده و معیار خرابی قسمت بکر سنگ و درزها از نوع مور کولمب فرض شده است. روابط مرز بالای ظرفیت باربری یک شالوده نواری واقع بر پی سنگ برای دو حالت وجود و عدم وجود آب زیرزمینی تعیین شده است و نتایج بدست آمده با برخی از مهمترین تحقیقات انجام شده توسط سایر محققین مقایسه شده است. همچنین تاثیر پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر و درزها بر میزان کاهش ظرفیت باربری ناشی از وجود آب نیز مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که کاهش ظرفیت باربری ناشی از وجود آب، در حالت $\alpha=15^\circ$ بیشتر از سایر زوایای مورد بررسی است. همچنین افزایش چسبندگی درزها نسبت به چسبندگی سنگ بکر، سبب کاهش تاثیر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری پی سنگ می‌شود. علاوه بر این افزایش زاویه اصطکاک سنگ بکر و درزها سبب می‌شود که آب زیرزمینی، کاهش بیشتری در ظرفیت باربری ایجاد کند.

کلمات کلیدی

ظرفیت باربری، پی سنگ، آب زیرزمینی، مرز بالا، تحلیل حدی

۱- مقدمه

تعیین ظرفیت باربری پی سنگهای خشک و تاثیر مستغرق بودن آن بر ظرفیت باربری ارائه شده است. محاسبات برای توده سنگی حاوی دو دسته درز عمود بر هم انجام شده است. زاویه یکی از این دسته درزها با افق برابر مقادیر 15° ، 30° و 45° در نظر گرفته شده است. همچنین معیار خرابی قسمت بکر توده سنگ و درزها، از نوع مورکولمب در نظر گرفته شده است. فرض شده است که وجود آب زیرزمینی تاثیری بر پارامترهای مقاومتی سنگ بکر و درزها نداشته باشد.

روش ارائه شده در این تحقیق، امکان در نظر گرفتن عمقهای مختلف سطح آب زیرزمینی را دارد. در نهایت، نتایج این تحقیق به صورت جدول و نمودارهای ساده‌ای ارائه شده‌اند تا بتوان به سادگی در مسائل عملی از آنها استفاده کرد.

۲- روش تحلیل

برای تعیین اثر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری سنگ درزدار، از تئوری مرز بالای آنالیز حدی استفاده شده است. طبق این تئوری، در هر مکانیسم خرابی قابل قبول، نرخ اتلاف انرژی داخلی در مکانیسم، بزرگ‌تر یا مساوی نرخ کار انجام شده توسط نیروهای خارجی وارد بر مکانیسم است. بیان ریاضی این تئوری به صورت رابطه (۱) است:

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \geq \int_S T_i v_i dS + \int_V \gamma_i v_i dV \quad (1)$$

یکی از کاربردی‌ترین روشهای در نظر گرفتن اثر غوطه‌وری توده سنگ در رابطه (۱)، این است که برای بخشی از توده سنگ که در زیر سطح آب قرار دارد، از وزن مخصوص غوطه‌وری استفاده شده و نیروی تراوش آب نیز به معادله اضافه شود.

با فرض اینکه آب در داخل توده سنگ جریان ندارد، نیروی تراوش برابر صفر است. بنابراین تاثیر آب زیرزمینی تنها به صورت استفاده از وزن مخصوص غوطه‌وری برای توده سنگ واقع در زیر سطح آب در نظر گرفته شده است. بنابراین قسمت دوم از سمت راست رابطه (۲) به صورت رابطه (۲) در می‌آید:

$$\int_V \gamma_i v_i dV \geq \int_{V_w} \gamma' v_i dV_w + \int_{V_t} \gamma v_i dV_t \quad (2)$$

مبحث ظرفیت باربری، یکی از موضوعات مهم در طراحی ژئوتکنیکی پروژه‌های عمرانی است. مساله ظرفیت باربری خاک بطور گسترده‌ای مورد توجه محققین مختلف بوده است. در این راستا موضوعات مختلفی نظیر تاثیر آب زیرزمینی توسط آسلیو و کونته [۱]، تاثیر بارگذاری نامتقارن توسط میخالفسکی و یو [۲]، تاثیر بارهای لرزه‌ای توسط سوبرا [۳] و تاثیر لایه‌ای بودن خاک بر ظرفیت باربری توسط میخالفسکی و شی [۴] بررسی شده است.

به دلیل پیچیدگی توده سنگها، مساله ظرفیت باربری آنها به خوبی مورد بررسی قرار نگرفته است. از جمله محدود تحقیقات انجام شده در این مورد می‌توان به روش ارائه شده توسط ساتکلیف و همکاران [۵] اشاره کرد. آنها با استفاده از روش مرز پایین آنالیز حدی، ظرفیت باربری توده سنگی حاوی یک تا سه دسته درز با فاصله‌داری بسیار کوچک را بررسی کرده‌اند.

یانگ و بین [۶] مرز بالای بار نهایی را برای توده سنگی با معیار خرابی هوک و براون ارائه کرده‌اند. آنها برای سادگی تحلیل‌ها، معیار غیرخطی هوک و براون را خطی سازی کرده‌اند، بگونه‌ای که بار خرابی بدست آمده از این معیار خطی شده، همواره مرز بالای بار خرابی واقعی است. با استفاده از روش مشابه، سعدا و همکاران [۷] نیز مرز بالای بار خرابی توده سنگها را بدست آورده‌اند، اما آنها از معیار غیر خطی هوک و براون استفاده کرده‌اند.

مریفیلد و همکاران [۸] ظرفیت باربری توده سنگ را به صورت میانگینی از مرز بالا و مرز پایین بار خرابی ارائه کرده‌اند. آنها از رویکرد اجزاء محدود در حل روابط روش آنالیز حدی استفاده کرده‌اند.

علاوه بر موارد فوق، تاثیر بارهای لرزه‌ای بر ظرفیت باربری توده سنگها نیز در تحقیقات یانگ [۹] و سعدا و همکاران [۱۰] مورد بررسی قرار گرفته است. اخیراً ایمانی و همکاران [۱۱] در تحقیقات خود با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی، تاثیر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری توده سنگهای حاوی دو دسته ناپیوستگی را مورد بررسی قرار داده‌اند.

در تحقیق حاضر، میزان تاثیر پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر و درزها بر ظرفیت باربری توده سنگهای مستغرق مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور، ابتدا مراحل

۳- ظرفیت باربری توده سنگ خشک

۳-۱- انتخاب مکانیسم خرابی

اولین گام در تعیین ظرفیت باربری به روش مرز بالای آنالیز حدی، در نظر گرفتن یک مکانیسم خرابی قابل قبول است. در سنگ‌های درزدار، صفحات درزها سطوح ضعیفی هستند که ممکن است گسیختگی برشی توده سنگ در راستای آنها ایجاد شود. در نتیجه شکل مکانیسم خرابی وابسته به وضعیت قرارگیری ناپیوستگی‌هاست و بعضی از خطوط ناپیوستگی سرعت در مکانیسم خرابی، از داخل درزهای از قبل موجود عبور می‌کنند که این مساله سبب می‌شود موقعیت این خطوط ناپیوستگی سرعت از پیش مشخص باشد.

برای دستیابی به مناسب‌ترین شکل مکانیسم خرابی در توده سنگ درزدار، مدل‌های متعددی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء مجزا *UDEC* ساخته شده است تا بسته به شیب قرارگیری درزها، اشکال مختلف گسیختگی زیر شالوده تعیین شود. برای در نظر گرفتن فاصله‌داری‌های مختلف درزها، از مفهوم نسبت فاصله‌داری (*SR*) استفاده شده است که توسط سرانو و اولالا [۱۲] پیشنهاد شده و برابر است با:

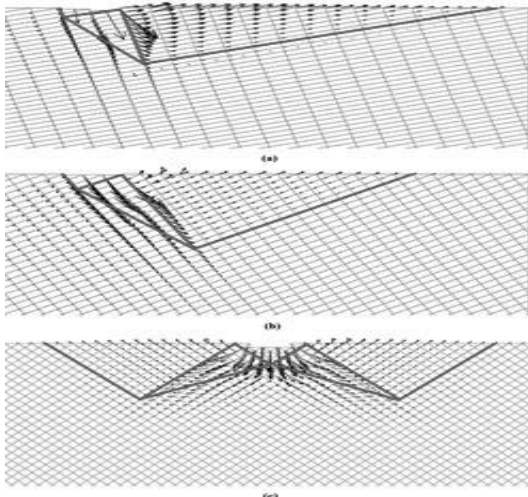
$$SR = B \sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i} \quad (3)$$

در مدل‌های ساخته شده، دامنه وسیعی از پارامترهای مقاومتی و شکل‌پذیری برای قسمت بکر سنگ و درزها در نظر گرفته شده است. تحلیل‌ها با در نظر گرفتن مقادیر 15° ، 30° و 45° به عنوان شیب یکی از دسته درزها انجام شده است (دسته درز دوم عمود بر دسته درز اول در نظر گرفته شده است). به عنوان مثال، برای توده سنگی با $c_1 = 5 \text{ MPa}$ ، kPa و $c_2 = 50$ و $\phi_1 = \phi_2 = 35^\circ$ بردارهای جابجایی ایجاد شده در زیر شالوده، در شکل ۱ نشان داده شده است. با توجه به این شکل (و همچنین نتایج مربوط به سایر مدل‌ها)، مشخص است که در حالت $\alpha = 45^\circ$ ، بردارهای جابجایی در دو سمت شالوده توسعه می‌یابند که در نتیجه، مکانیسم خرابی را می‌توان به صورت دو طرفه (*TS*) در نظر گرفت. همچنین در حالت 15° و 30° ، بردارهای جابجایی در یک سمت شالوده توسعه می‌یابند که در نتیجه، مکانیسم خرابی را می‌توان به صورت یک طرفه (*OS*) در نظر گرفت.

۳-۲- مکانیسم‌های خرابی *OS* و *TS*

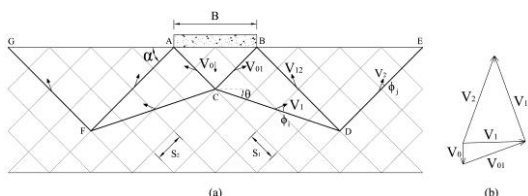
با استفاده از نتایج تحلیل‌های عددی انجام شده به روش اجزاء

مجزا، مکانیسم‌های انتخابی در این مطالعه به همراه هیدوگراف سرعت مربوط به هر یک از آنها در شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است. به منظور دستیابی به حداقل مقدار اتلاف انرژی در ناپیوستگی‌های سرعت و در نتیجه تعیین کوچکترین مقدار مرز بالای ظرفیت باربری، تلاش شده است تا بیشترین طول ممکن از خطوط ناپیوستگی سرعت (همان وجوه مختلف مکانیسم) از داخل درزها عبور کند. برای اینکه مکانیسم خرابی به لحاظ استاتیکی قابل قبول باشد، خط ناپیوستگی سرعت *CD* باید از داخل قسمت بکر سنگ عبور کند. در مکانیسم خرابی *TS*، گوه مرکزی *ABC* با سرعتی معادل سرعت شالوده به سمت پایین حرکت می‌کند. این حرکت سبب می‌شود که گوه‌های مجاور، به سمت طرفین حرکت کنند. بنا به قانون نرمالیت، بردار تغییرات سرعتی هر یک از ناپیوستگی‌های سرعت، زاویه‌ای معادل زاویه اصطکاک داخلی محیط با خط ناپیوستگی سرعت می‌سازد.

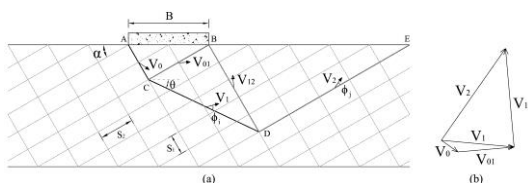


شکل ۱: بردارهای جابجایی زیر شالوده نواری در حالت $SR=10$ و برای

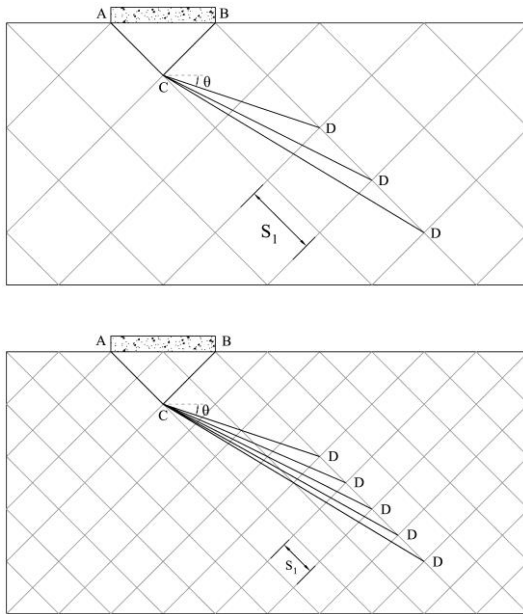
حالت‌های (a) $\alpha=15^\circ$ ، (b) $\alpha=30^\circ$ و (c) $\alpha=45^\circ$



شکل ۲: مکانیسم خرابی *TS* و (b) هیدوگراف مربوطه



شکل ۳: (a) مکانیسم خرابی *OS* و (b) هیدوگراف مربوطه



شکل ۴: موقعیت‌های ممکن برای نقطه D

$$D = D_{AC} + D_{BC} + D_{CD} + D_{BD} + D_{DE} \quad (7)$$

که در آن، D_{XY} اتلاف انرژی در امتداد خط ناپیوستگی سرعت XY است.

در شکل ۵، نیروهایی که سبب انجام کار خارجی در مکانیسم‌ها می‌شوند، نشان داده شده است. کار خارجی شامل کار انجام شده توسط سربار اطراف شالوده (q)، وزن هر یک از گوه‌ها (W_i) و بار شالوده (q_u) است. بنابراین کل کار خارجی ایجاد شده در مکانیسم‌های OS و TS به ترتیب مطابق روابط ۸ و ۹ خواهد بود:

$$W = W_{ABC} + W_{BCD} + W_{BDE} + W_{ACF} + W_{AFG} + 2W_q + W_{q_u} \quad (8)$$

$$W = W_{ABC} + W_{BCD} + W_{BDE} + W_q + W_{q_u} \quad (9)$$

که در آن، W_{XYZ} کار خارجی ناشی از وزن گوه XYZ ، W_q کار خارجی سربار q و W_{q_u} کار خارجی ناشی از بار شالوده است.

با مساوی قرار دادن کار خارجی و اتلاف انرژی در کل مکانیسم و بعد از ساده‌سازی روابط، رابطه کلی ظرفیت باربری نهایی شالوده واقع بر توده سنگ مستغرق به صورت رابطه ۱۰ خواهد بود:

$$q_u = c_j N_{c_j} + c_i N_{c_i} + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (10)$$

بنابراین در مکانیسم‌های خرابی OS و TS ، زاویه بردار سرعت روی خط ناپیوستگی سرعت CD ، زاویه‌ای معادل زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر (ϕ_i) با این خط می‌سازد. سایر بردارهای سرعت، زاویه‌ای معادل زاویه اصطکاک داخلی درزها (ϕ_j) با خطوط ناپیوستگی سرعت مربوط به خود تشکیل می‌دهند. سرعت هر یک از گوه‌های مثلثی بگونه‌ای تعیین می‌شود که بردار سرعت نسبی بین گوه‌های مجاور هم، زاویه‌ای معادل زاویه اصطکاک داخلی، با خط ناپیوستگی سرعت مربوطه بسازد. در صورتی که بتوان همه بردارهای سرعت را به این ترتیب تعیین کرد، مکانیسم خرابی ایجاد شده، یک مکانیسم خرابی قابل قبول خواهد بود. با توجه به اینکه مقدار مطلق سرعت تاثیری در ظرفیت باربری ندارد، لذا فرض می‌شود که مقدار سرعت V_0 برابر واحد باشد. با استفاده از روابط هندسی بین بردارهای سرعت در هیدوگراف، مقدار سایر بردارهای سرعت بر حسب V_0 بدست می‌آید.

نقطه D در مکانیسم‌های OS و TS ، در محل تقاطع دو دسته درز در نظر گرفته شده است. بنابراین زاویه θ به فاصله‌داری درزها (مقدار SR) بستگی دارد. با توجه بهاشکال ۳ و ۲، خواهیم داشت:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{n_0 S_1}{B \cos \alpha} \right) - \alpha \quad (4)$$

که در آن، n_0 عدد صحیحی است که از حاصلضرب آن در فاصله‌داری دسته درزها (S_1)، طول خط ناپیوستگی سرعت BD بدست می‌آید. بنابراین تنها پارامتر مجهول در مکانیسم خرابی، پارامتر n_0 خواهد بود. در شکل ۴، بعضی از موقعیت‌های ممکن برای نقطه D ، با توجه به مقدار فاصله‌داری درزها نشان داده شده است.

۳-۳- محاسبه اتلاف انرژی داخلی و کار خارجی

اتلاف انرژی در مکانیسم، در طول خطوط ناپیوستگی سرعت ایجاد می‌شود. نرخ اتلاف انرژی در هر یک از ناپیوستگی‌های سرعت برابر است با:

$$\Delta D_L = c \cdot \Delta V \cdot \cos \phi \quad (5)$$

که در آن، بردار تغییرات سرعت ΔV زاویه‌ای معادل ϕ_i یا ϕ_j با خط ناپیوستگی سرعت می‌سازد. بنابراین کل اتلاف انرژی ایجاد شده در مکانیسم OS و TS به ترتیب مطابق روابط ۶ و ۷ خواهد بود:

$$D = D_{AC} + D_{BC} + D_{CD} + D_{BD} + D_{DE} + D_{CF} + D_{AF} + D_{FG} \quad (6)$$

(پایین‌ترین نقطه آن) قرار داشته باشد، عملاً تأثیری بر ظرفیت باربری نخواهد داشت. با توجه به شکل مکانیسم‌های OS و TS ، عمق بحرانی برابر عمق نقطه D است که از رابطه ۱۲ بدست می‌آید:

$$d_{cr} = n_0 S_1 \cos \alpha \quad (12)$$

با توجه به فرض ساکن بودن آب در محیط و با عنایت به بسته در نظر گرفتن درزها، فشار آب وارده سطح درزها برابر صفر خواهد بود. بنابراین تغییری که در حالت وجود آب نسبت به حالت عدم وجود آب ایجاد می‌شود به این صورت است که برای وزن مخصوص توده‌سنگ واقع در زیر سطح آب، از وزن مخصوص غوطه‌ور توده‌سنگ استفاده می‌شود. مراحل تعیین اتلاف انرژی داخلی و کار خارجی در حالت مستغرق، مشابه روش استفاده شده در حالت عدم وجود آب است. رابطه ظرفیت باربری نهایی در حالت وجود آب زیرزمینی به صورت رابطه ۱۳ خواهد بود:

$$q_{uw} = c_j N_{cj} + c_i N_{ci} + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}^{sub} \quad (13)$$

که در آن، N_{cj} ، N_{ci} و N_q ضرایب ظرفیت باربری (مشابه حالت عدم وجود آب در پیوست «الف») و N_{γ}^{sub} ضریب ظرفیت باربری در حالت وجود آب زیرزمینی است که مقدار آن از رابطه ۱۴ بدست می‌آید:

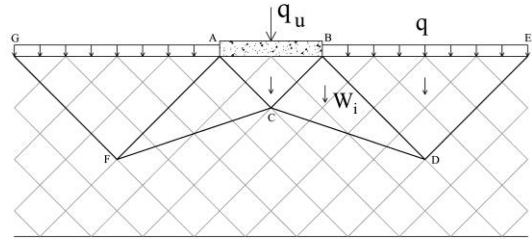
$$N_{\gamma}^{sub} = \frac{\gamma'}{\gamma} N_{\gamma} + \frac{d_w}{B} \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right) N_{\gamma w} \quad (14)$$

که در آن، N_{γ} ضریب مربوط به توده‌سنگ خشک (مطابق پیوست «الف») و $N_{\gamma w}$ ضریبی است که در پیوست‌های «الف» و «ب» (بسته به نوع مکانیسم) ارائه شده است.

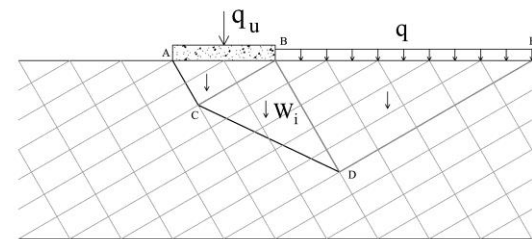
کمترین مقدار مرز بالای ظرفیت باربری، با بهینه‌سازی رابطه (۱۳) بدست می‌آید. روش بهینه‌سازی، پارامتر مجهول و قیود مورد استفاده مشابه حالت توده‌سنگ خشک است.

۵- بحث و نتایج

در این بخش، نتایج بدست آمده از روابط مرز بالا، با نتایج بدست آمده از مهمترین روابط موجود مقایسه شده است. همچنین تأثیر پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر و درزها بر میزان کاهش ظرفیت باربری ناشی از وجود آب زیرزمینی بررسی شده است.



(a)



(b)

شکل ۵: نیروهای ایجاد کننده کار خارجی در مکانیسم‌های (a)TS و (b)OS

که در آن، روش محاسبه ضرایب ظرفیت باربری N_{cj} ، N_{ci} و N_q برای مکانیسم TS در پیوست «الف» و برای مکانیسم OS در پیوست «ب» ارائه شده است. بهترین پاسخ مرز بالا برای رابطه ظرفیت باربری فوق‌الذکر، با بهینه‌سازی (می‌نیمم سازی) رابطه ۱۰ نسبت به تنها پارامتر مجهول آن (پارامتر n_0) بدست می‌آید.

برای بهینه‌سازی رابطه ۱۰، از ابزار الگوریتم ژنتیک در نرم افزار $MATLAB$ استفاده شده است. قیود در نظر گرفته شده برای بهینه‌سازی مکانیسم OS ، در رابطه ۱۱ ذکر شده است.

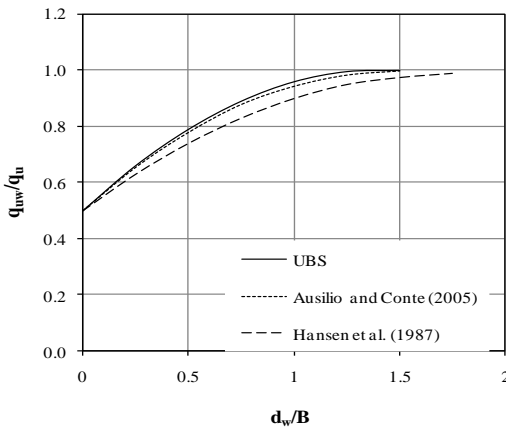
$$\alpha + \theta < \frac{\pi}{2}, 0 < \alpha + \theta - \phi_i - \phi_j < \frac{\pi}{2}, n_0 > 0 \quad (11)$$

برای مکانیسم TS ، علاوه بر قیود مذکور در رابطه ۱۱، شرط $\alpha - \theta + \phi_i + \phi_j < \frac{\pi}{2}$ نیز در نظر گرفته شده است.

۴- اعمال اثر آب زیرزمینی در رابطه ظرفیت باربری

برای در نظر گرفتن اثر آب زیرزمینی بر رابطه ظرفیت باربری، آب زیرزمینی در عمق d_w از زیر شالوده در نظر گرفته شده است که این عمق حداکثر تا مقدار «عمق بحرانی» تغییر می‌کند. عمق بحرانی (d_{cr}) عمقی است که اگر سطح آب پایین‌تر از آن باشد، تأثیری بر ظرفیت باربری توده‌سنگ نخواهد داشت. در صورتی که سطح آب پایین‌تر از کف مکانیسم

بدست آمده از روشهای مختلف، در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، مطابقت خوبی بین روش ارائه شده در این تحقیق با سایر روشهای مورد بررسی وجود دارد.



شکل ۶: مقایسه نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B

۵-۲- تاثیر پارامترهای مقاومت برشی توده‌سنگ بر ظرفیت باربری توده‌سنگ غوطه‌ور

با استفاده از روابط بدست آمده، اثر چسبندگی بر میزان کاهش ظرفیت باربری در حالت مستغرق، بررسی شده است. با فرض $q=0$ ، $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$ ، $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ و $\phi_i=\phi_j=35^\circ$ ، چسبندگی سنگ بکر برابر ۰٫۱، ۰٫۱، ۰٫۱ و ۱۰ مگاپاسکال و نسبت چسبندگی درزها به چسبندگی سنگ بکر برابر صفر، ۰٫۲۵ و ۰٫۵ در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۷ تا ۱۰ نتیجه تحلیل‌ها ارائه شده است. با توجه به این شکل‌ها، بیشترین کاهش ظرفیت باربری توده‌سنگ، ناشی از آب زیرزمینی، در حالت $\alpha=15^\circ$ و کمترین کاهش در حالت $\alpha=45^\circ$ ایجاد می‌شود. همچنین میزان تاثیر غوطه‌وری توده‌سنگ و زاویه α بر کاهش ظرفیت باربری، با افزایش نسبت c_i/c_j کاهش می‌یابد. این بدان معنی است که هر چه چسبندگی درزها بیشتر باشد، وجود آب زیرزمینی تاثیر کمتری در کاهش ظرفیت باربری خواهد داشت.

حداکثر عمق بحرانی مربوط به حالت $\alpha=15^\circ$ است که در این حالت مقدار آن در محدوده ۴٫۵ تا ۵٫۵ برابر عرض شالوده است. همچنین حداقل عمق بحرانی مربوط به حالت $\alpha=45^\circ$ است که در این حالت مقدار آن در محدوده ۲٫۵ تا ۳ برابر عرض شالوده است. برای حالت $\alpha=30^\circ$ ، عمق بحرانی در محدوده ۳٫۵ تا ۴ برابر عرض شالوده است.

۵-۱- مقایسه با سایر روش‌ها

با توجه به اینکه روشی برای تعیین اثر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌هایی با مشخصات مفروض در این تحقیق وجود ندارد، لذا نتایج بدست آمده از این تحقیق، با روشهای هانسن و همکاران [۱۳] و آسیلیو و کونته [۱] که برای شالوده‌های واقع بر خاک ارائه شده‌اند، مقایسه شده است. در روشهای اخیر، مکانیسم خرابی به صورت دوطرفه و متقارن در نظر گرفته شده است. بنابراین به منظور ایجاد بیشترین سازگاری بین این روشها با روابط ارائه شده در این تحقیق، مکانیسم خرابی TS برای مقایسه انتخاب شده است. همچنین پارامترهای مقاومت برشی سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها مساوی هم در نظر گرفته شده است تا از این جهت نیز، شرایط بستر سنگی شباهت بیشتری با محیط خاکی پیدا کند. برای شالوده‌ای واقع بر سطح خاک فاقد چسبندگی ($c=0$ ، $q=0$)، هانسن و همکاران [۱۳] رابطه ۱۵ را برای تعیین ظرفیت باربری در حالت وجود آب پیشنهاد کرده‌اند:

$$q_{uw} = \frac{1}{2} B (\gamma N_{\gamma 1} + \gamma' N_{\gamma 2}) \quad (15)$$

که در آن،

$$N_{\gamma 1} = \frac{d_w}{d_0} \left(2 - \frac{d_w}{d_0} \right) N_{\gamma} \quad (16)$$

$$N_{\gamma 2} = N_{\gamma} - N_{\gamma 1} \quad (17)$$

$$d_0 = 1.125 B \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \quad (18)$$

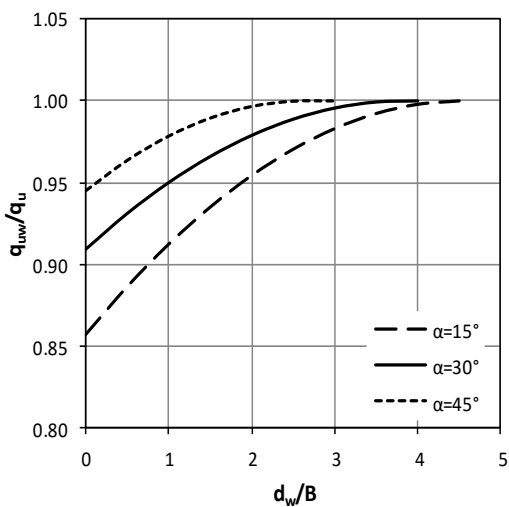
که در آن، d_w عمق آب زیرزمینی، d_0 عمق محدوده گسیختگی زیر شالوده و N_{γ} ضریب ظرفیت باربری در حالت عدم وجود آب است. همچنین آسیلیو و کونته [۱] نیز برای شرایطی مشابه، رابطه ۱۹ را ارائه کرده‌اند:

$$q_{uw} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}^* \quad (19)$$

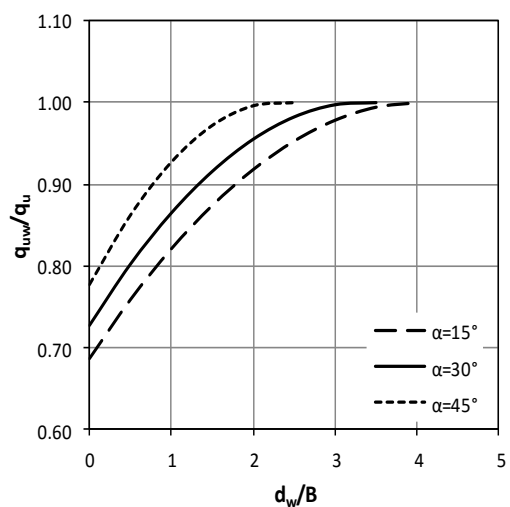
که در آن،

$$N_{\gamma}^* = \frac{\gamma'}{\gamma} N_{\gamma} + \frac{d_w}{B} \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma} \right) N_{\gamma w} \quad (20)$$

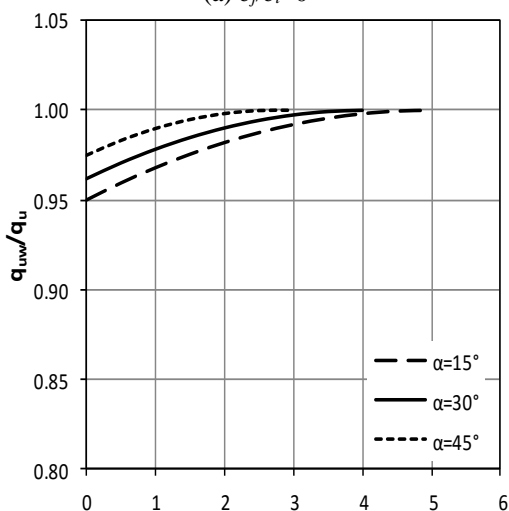
که در آن، N_{γ} ضریب ظرفیت باربری در حالت خاک خشک و $N_{\gamma w}$ ضریب دیگری است که اثر وجود آب زیرزمینی را در رابطه لحاظ می‌کند. برای شالوده‌ای واقع بر سطح توده‌سنگی با دو دسته درز عمود بر هم که در آن وزن مخصوص توده‌سنگ برابر ۲۷ کیلونیوتن بر مترمکعب، $\phi_i=\phi_j=35^\circ$ و $c_i=c_j=0$ است، منحنی تغییرات نسبت ظرفیت باربری در حالت وجود آب به ظرفیت باربری در حالت عدم وجود آب در مقابل نسبت عمق آب زیرزمینی به عرض شالوده،



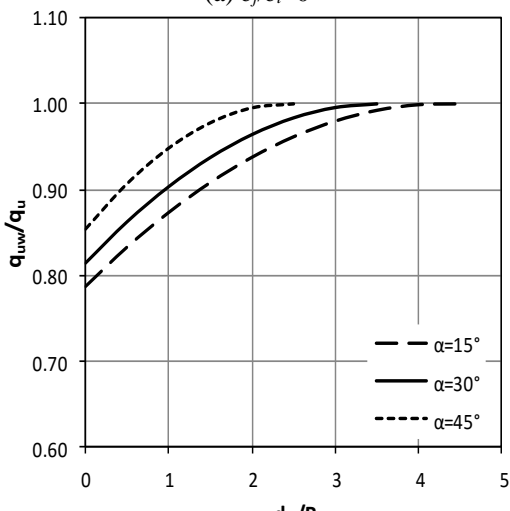
(a) $c_f/c_i=0$



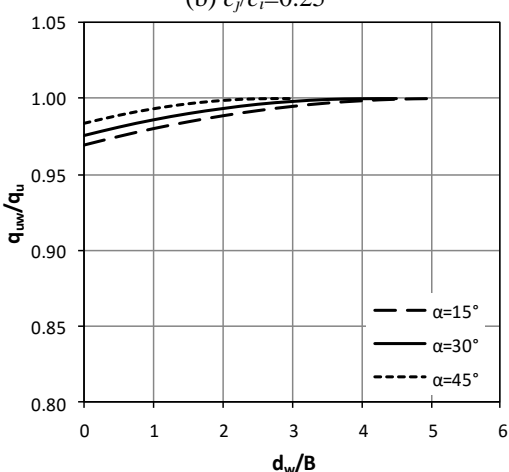
(a) $c_f/c_i=0$



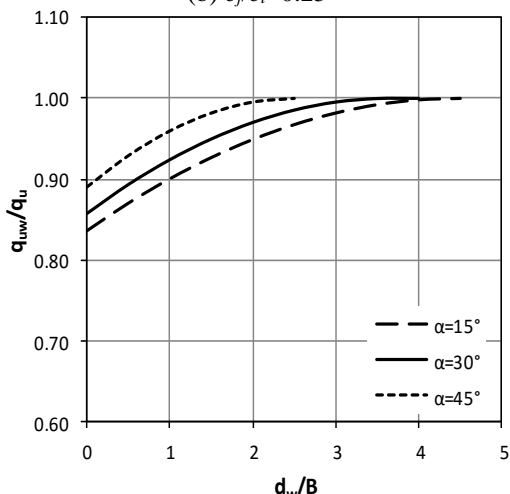
(b) $c_f/c_i=0.25$



(b) $c_f/c_i=0.25$



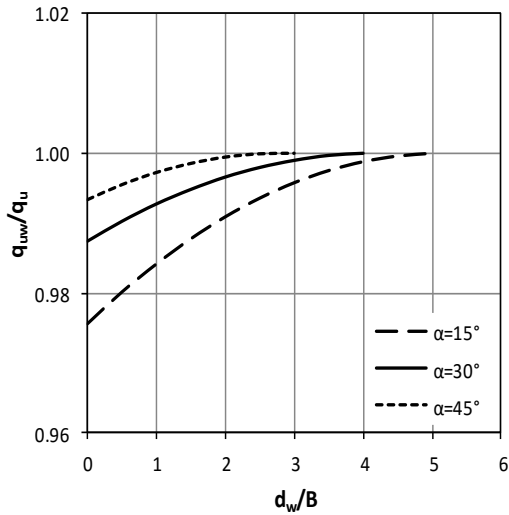
(c) $c_f/c_i=0.5$



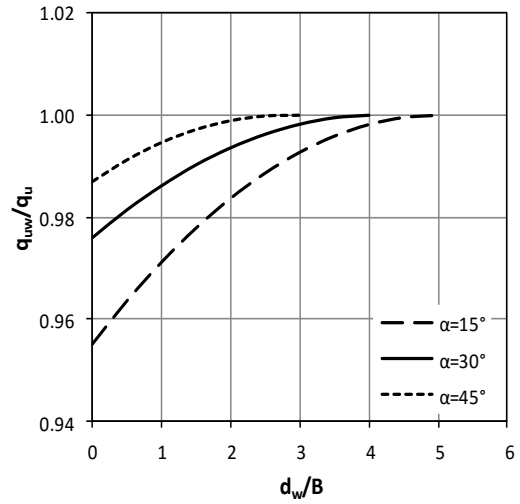
(c) $c_f/c_i=0.5$

شکل ۸: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $c_i=1$ MPa و $\phi_i=\phi_j=35^\circ$

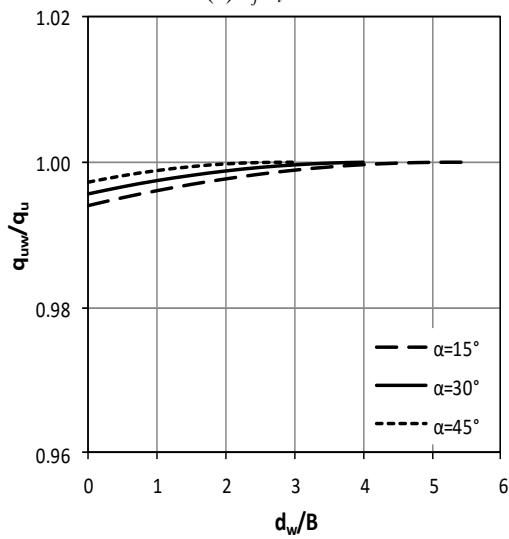
شکل ۷: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $c_i=0.1$ MPa و $\phi_i=\phi_j=35^\circ$



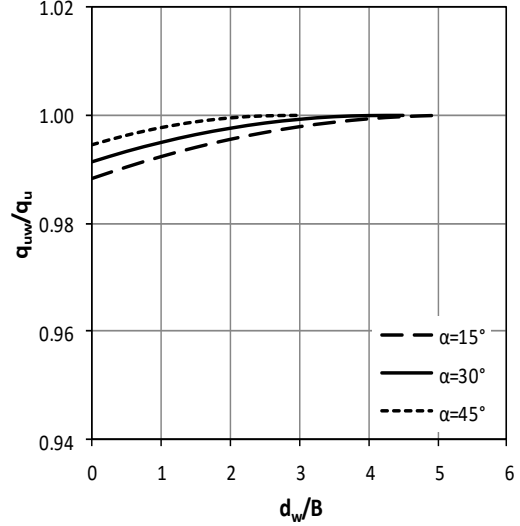
(a) $c_j/c_i=0$



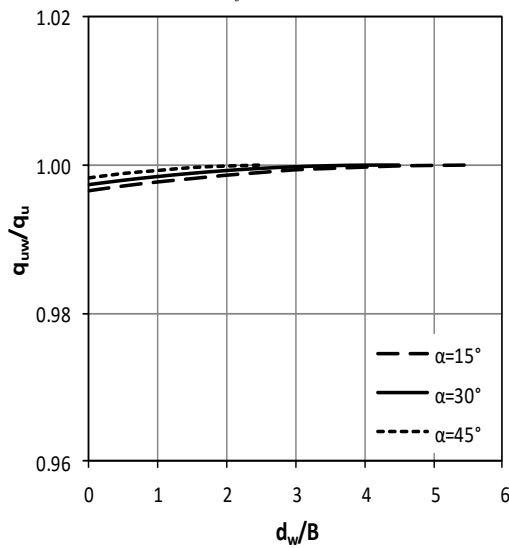
(a) $c_j/c_i=0$



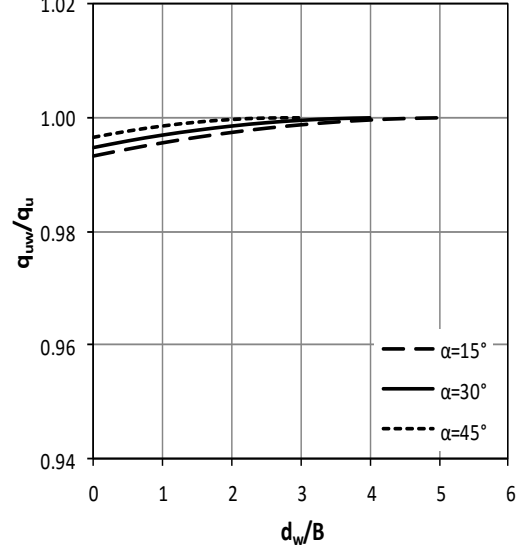
(b) $c_j/c_i=0.25$



(b) $c_j/c_i=0.25$



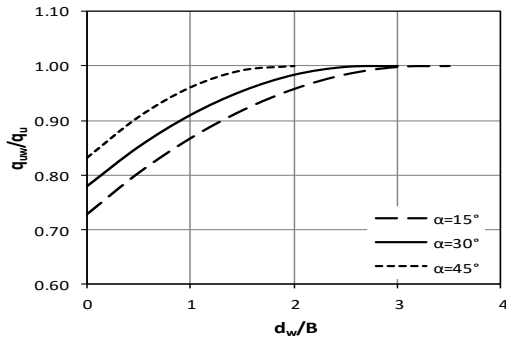
(c) $c_j/c_i=0.5$



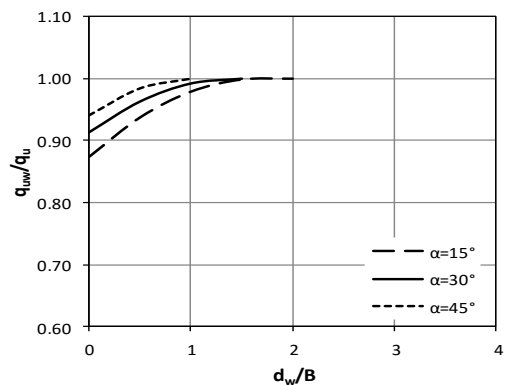
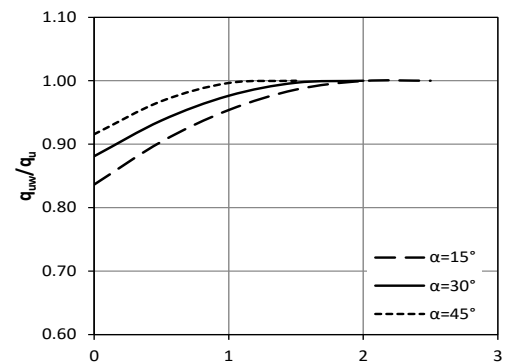
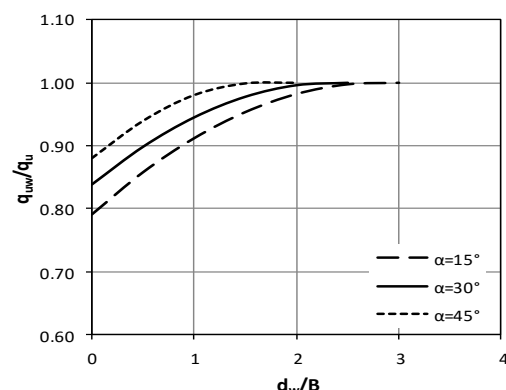
(c) $c_j/c_i=0.5$

شکل ۱۰: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $c_i=10\text{MPa}$ و $\varphi_i=\varphi_j=35^\circ$

شکل ۹: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $\varphi_i=\varphi_j=35^\circ$ و $c_i=5\text{MPa}$

(c) $\phi_j=30^\circ$

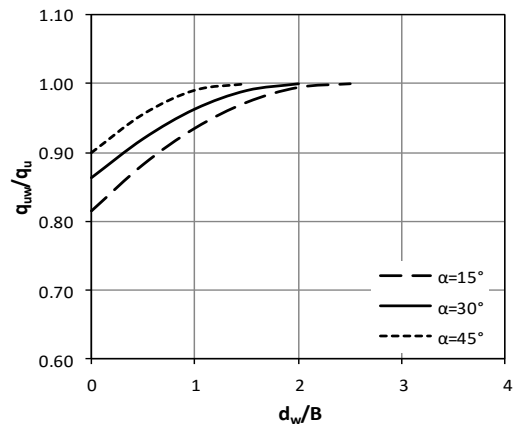
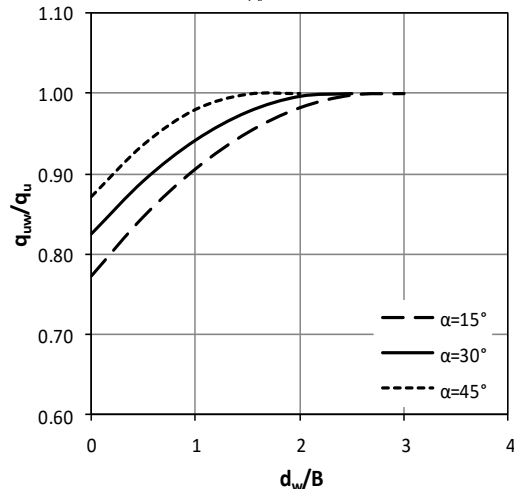
شکل ۱۱: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $\phi_i=35^\circ$

(a) $\phi_i=20^\circ$ (b) $\phi_i=30^\circ$ (c) $\phi_i=40^\circ$

شکل ۱۲: تغییرات نسبت q_{uw}/q_u بر حسب d_w/B با فرض $\phi_j=20^\circ$

با استفاده از روابط بدست آمده در این تحقیق، اثر زاویه اصطکاک داخلی بر میزان کاهش ظرفیت باربری در حالت مستغرق، مورد بررسی قرار گرفته است. فرض شده است که $c_j=0$ و $c_i=0.1 \text{ MPa}$ ، $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ ، $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$ ، $q=0$ باشد. نتایج در شکل ۱۱ و ۱۲ ارائه شده است. با توجه به این شکل‌ها، با بیشتر شدن زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر و درزها، کاهش بیشتری در ظرفیت باربری توده سنگ مستغرق نسبت به توده سنگ خشک ایجاد می‌شود. علت این مساله این است که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی، عمق مکانیسم خرابی بیشتر شده و در نتیجه، حجم بزرگتری از محدوده مکانیسم، زیر سطح آب قرار می‌گیرد.

این افزایش عمق مکانیسم، برای حالت $\alpha=15^\circ$ بیشتر از سایر شیب‌هاست. بنابراین با افزایش ϕ_i و ϕ_j ، وجود آب زیرزمینی سبب کاهش بیشتری در ظرفیت باربری توده‌سنگ‌های با زاویه شیب $\alpha=15^\circ$ نسبت به سایر شیب‌های درزها خواهد شد.

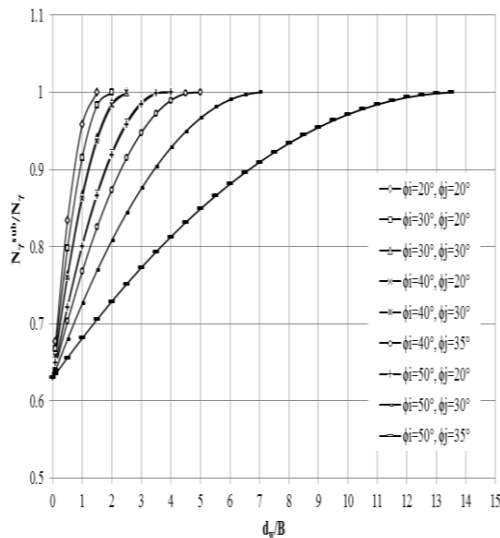
(a) $\phi_j=20^\circ$ (b) $\phi_j=25^\circ$

۵-۳- ضرایب ظرفیت باربری توده سنگ خشک

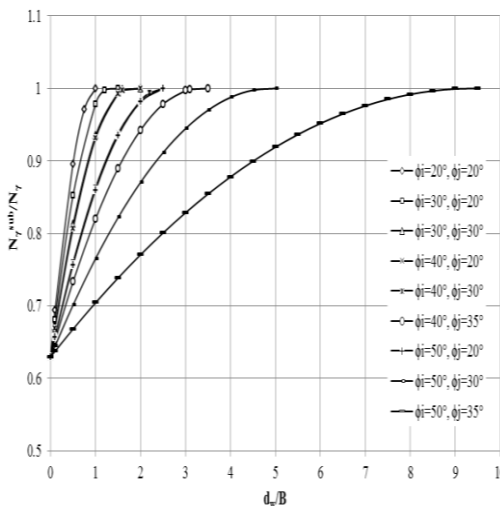
در جدول ۱، ضرایب ظرفیت باربری مورد نیاز برای تعیین ظرفیت باربری پی‌سنگ‌های خشک، با استفاده از روش ارائه شده در تحقیق حاضر ارائه شده است.

۵-۴- ضرایب ظرفیت باربری توده سنگ غوطه‌ور

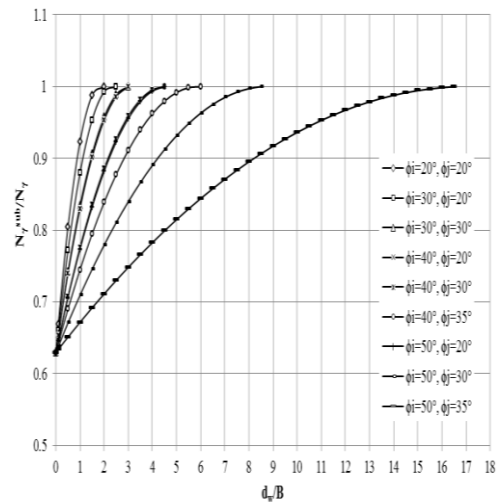
همانطور که قبلاً ذکر شد، وجود آب زیرزمینی تاثیری بر ضرایب N_{ci} ، N_{cj} و N_q ندارد و این ضرایب در توده‌سنگ‌های مستغرق، مشابه توده‌سنگ‌های خشک است (جدول ۱). علاوه بر ضرایب فوق، برای محاسبه ظرفیت باربری توده‌سنگ‌های مستغرق، می‌توان ضریب N_{γ}^{sub} را با استفاده از شکل ۱۳ تا شکل ۱۵ تعیین کرد. در این شکل‌ها، ضریب N_{γ} برای سنگ‌های خشک و مستغرق تفاوتی نداشته و از جدول ۱ بدست می‌آید.



شکل ۱۴: تغییرات نسبت $N_{\gamma}^{sub}/N_{\gamma}$ بر حسب d_w/B برای حالت $\alpha=30^\circ$



شکل ۱۵: تغییرات نسبت $N_{\gamma}^{sub}/N_{\gamma}$ بر حسب d_w/B برای حالت $\alpha=45^\circ$



شکل ۱۳: تغییرات نسبت $N_{\gamma}^{sub}/N_{\gamma}$ بر حسب d_w/B برای حالت $\alpha=15^\circ$

به منظور سهولت کاربرد در مسائل عملی، مقدار نسبت q_{uw}/q_u برای شالوده واقع بر بستر سنگی با فرض محافظه‌کارانه $c_j=0$ و به ازای $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$ در جداول ۲ تا ۴ ارائه شده است. برای بررسی میزان تاثیر پارامترهای B و γ بر مقادیر ارائه شده در جداول ۲ تا ۴، تحلیل حساسیتی بر روی این پارامترها انجام شده است و نتایج بدست آمده در جدول ۵ تا ۷ ارائه شده است. برای استفاده از این جداول، باید مقدار ضریب اصلاح ارائه شده در آنها را با عدد یک جمع کرده و حاصل آن را در مقدار نسبت q_{uw}/q_u مبنا (مربوط به حالت $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$) ضرب کرد.

جدول ۱: ضرایب ظرفیت باربری پی سنگ خشک

N_y	N_q	N_{ci}	N_{cj}	ϕ_j°	ϕ_i°	α°
۱۹,۸۹	۱۲,۰۸	۴,۷۸	۲۵,۶۵	۲۰	۲۰	
۴۳,۲۶	۱۹,۸۸	۶,۷۵	۴۱,۱۷	۲۰	۳۰	
۱۵۵,۵۹	۵۳,۰۱	۹,۰۲	۸۱,۰۷	۳۰		
۱۱۰,۲۳	۳۶,۸۶	۱۰,۴۷	۷۴,۳۹	۲۰	۴۰	۱۵
۵۴۷,۰۴	۱۲۳,۶۱	۱۷,۸۸	۱۸۶,۳۷	۳۰		
۳۸۷,۶۶	۸۵,۸۸	۱۹,۶۹	۱۶۸,۷۴	۲۰	۵۰	
۴۴۵۲,۵۴	۵۱۰,۸۷	۶۰,۵۸	۷۵۸,۰۷	۳۰		
۱۲,۹۲	۹,۵۲	۵,۴۵	۱۷,۹۵	۲۰	۲۰	
۲۸,۴۲	۱۵,۶۵	۷,۶۸	۲۸,۰۸	۲۰	۳۰	
۱۰۲,۶۲	۴۲,۳۲	۱۱,۳۵	۶۰,۲۲	۳۰		
۷۲,۶۳	۲۸,۹۹	۱۱,۹۱	۴۹,۴۵	۲۰	۴۰	۳۰
۳۶۰,۱۳	۹۸,۵۹	۲۲,۵۰	۱۳۶,۳۴	۳۰		
۲۵۳,۹۲	۶۷,۴۸	۲۲,۳۷	۱۰۹,۳۹	۲۰	۵۰	
۲۹۰۸,۲۴	۴۰۷,۷۷	۷۶,۲۷	۵۴۷,۱۱	۳۰		
۹,۷۵	۹,۸۷	۶,۷۵	۱۷,۶۲	۲۰	۲۰	
۲۱,۴۴	۱۶,۲۲	۹,۵۱	۲۶,۷۳	۲۰	۳۰	
۸۹,۶۵	۵۲,۳۲	۱۷,۷۸	۷۱,۱	۳۰		
۵۴,۲۶	۳۰,۰۰	۱۴,۷۳	۴۵,۷۲	۲۰	۴۰	۴۵
۳۱۱,۶۹	۱۲۱,۵۷	۳۵,۱۶	۱۵۷,۷۴	۳۰		
۱۸۷,۰۹	۶۹,۶۴	۲۷,۵۹	۹۸,۲۳	۲۰	۵۰	
۲۴۷۷,۰۹	۵۰۱,۵۷	۱۱۸,۹۴	۶۲۱,۵۰	۳۰		

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با استفاده از روش مرز بالای آنالیز حدی، تأثیر پارامترهای مقاومت برشی قسمت بکر سنگ و درزها بر ظرفیت باربری توده‌سنگ‌های مستغرق با دو دسته درز عمود بر هم بررسی شد. شیب یکی از درزها با افق 15° ، 30° و 45° در نظر گرفته شده است. با استفاده از روابط مرز بالای بدست آمده، نشان داده شد که در وقتی توده‌سنگ زیر سطح آب قرار داشته باشد، اثر وزن آن در ظرفیت باربری بطور چشمگیری کاهش می‌یابد. مقدار این کاهش در حالتی که شیب یکی از دسته درزها با افق برابر 45° کمتر از بقیه حالت‌ها است.

نتایج نشان می‌دهد که با افزایش نسبت c_j/c_i ، تأثیر آب زیرزمینی بر کاهش ظرفیت باربری کمتر می‌شود. همچنین افزایش زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر و درزها باعث می‌شود تا آب زیرزمینی کاهش بیشتری در ظرفیت باربری توده‌سنگ ایجاد کند. علت این مساله، افزایش عمق مکانیسم گسیختگی و به تبع آن افزایش حجمی از توده‌سنگ که تحت تأثیر آب زیرزمینی قرار می‌گیرد، است. نتایج این تحقیق به صورت جدول و نمودارهایی ارائه شده است که در مسائل عملی، به راحتی می‌توان مقدار تأثیر آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری توده‌سنگ را تعیین کرد.

جدول ۲: نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=15^\circ$, $c_j=0$, $B=1$ m و $\gamma=27$ kN/m³

c_i (MPa)						d_w/B	φ_j	φ_i
۱۰	۵	۲/۵	۱	۰/۵	۰			
۰/۶۶۸	۰/۶۵۰	۰/۶۴۰	۰/۶۳۴	۰/۶۳۲	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۹۶	۰/۶۸۰	۰/۶۷۱	۰/۶۶۵	۰/۶۶۳	۰/۶۶۱	۰/۱		
۰/۷۹۶	۰/۷۸۴	۰/۷۷۸	۰/۷۷۵	۰/۷۷۳	۰/۷۷۲	۰/۵		
۰/۸۹۲	۰/۸۸۶	۰/۸۸۳	۰/۸۸۱	۰/۸۸۰	۰/۸۸۰	۱	۲۰	۳۰
۰/۹۵۸	۰/۹۵۶	۰/۹۵۵	۰/۹۵۴	۰/۹۵۴	۰/۹۵۳	۱/۵		
۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۲		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۲/۵		
۰/۶۳۸	۰/۶۳۴	۰/۶۳۲	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۵۴	۰/۶۵۰	۰/۶۴۸	۰/۶۴۷	۰/۶۴۶	۰/۶۴۶	۰/۱		
۰/۷۱۴	۰/۷۱۱	۰/۷۰۹	۰/۷۰۸	۰/۷۰۸	۰/۷۰۸	۰/۵		
۰/۷۸۱	۰/۷۷۹	۰/۷۷۷	۰/۷۷۷	۰/۷۷۶	۰/۷۷۶	۱		
۰/۸۳۹	۰/۸۳۸	۰/۸۳۷	۰/۸۳۶	۰/۸۳۶	۰/۸۳۶	۱/۵		
۰/۸۸۹	۰/۸۸۷	۰/۸۸۷	۰/۸۸۶	۰/۸۸۶	۰/۸۸۶	۲	۳۰	۴۰
۰/۹۲۹	۰/۹۲۸	۰/۹۲۷	۰/۹۲۷	۰/۹۲۷	۰/۹۲۷	۲/۵		
۰/۹۶۰	۰/۹۵۹	۰/۹۵۹	۰/۹۵۹	۰/۹۵۹	۰/۹۵۹	۳		
۰/۹۸۲	۰/۹۸۲	۰/۹۸۲	۰/۹۸۲	۰/۹۸۲	۰/۹۸۲	۳/۵		
۰/۹۹۶	۰/۹۹۶	۰/۹۹۵	۰/۹۹۵	۰/۹۹۵	۰/۹۹۵	۴		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۴/۵		
۰/۶۳۳	۰/۶۳۱	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۴۲	۰/۶۴۰	۰/۶۳۹	۰/۶۳۸	۰/۶۳۸	۰/۶۳۸	۰/۱		
۰/۶۷۴	۰/۶۷۲	۰/۶۷۲	۰/۶۷۱	۰/۶۷۱	۰/۶۷۰	۰/۵		
۰/۷۱۲	۰/۷۱۱	۰/۷۱۰	۰/۷۱۰	۰/۷۰۹	۰/۷۰۹	۱		
۰/۷۴۸	۰/۷۴۷	۰/۷۴۶	۰/۷۴۶	۰/۷۴۶	۰/۷۴۵	۱/۵		
۰/۷۸۱	۰/۷۸۰	۰/۷۸۰	۰/۷۷۹	۰/۷۷۹	۰/۷۷۹	۲		
۰/۸۱۳	۰/۸۱۲	۰/۸۱۱	۰/۸۱۱	۰/۸۱۱	۰/۸۱۱	۲/۵		
۰/۸۴۱	۰/۸۴۰	۰/۸۴۰	۰/۸۴۰	۰/۸۴۰	۰/۸۴۰	۳		
۰/۸۶۸	۰/۸۶۷	۰/۸۶۷	۰/۸۶۶	۰/۸۶۶	۰/۸۶۶	۳/۵		
۰/۸۹۱	۰/۸۹۱	۰/۸۹۱	۰/۸۹۰	۰/۸۹۰	۰/۸۹۰	۴	۳۰	۵۰
۰/۹۱۳	۰/۹۱۳	۰/۹۱۲	۰/۹۱۲	۰/۹۱۲	۰/۹۱۲	۴/۵		
۰/۹۳۲	۰/۹۳۲	۰/۹۳۲	۰/۹۳۲	۰/۹۳۲	۰/۹۳۱	۵		
۰/۹۴۹	۰/۹۴۹	۰/۹۴۹	۰/۹۴۸	۰/۹۴۸	۰/۹۴۸	۵/۵		
۰/۹۶۳	۰/۹۶۳	۰/۹۶۳	۰/۹۶۳	۰/۹۶۳	۰/۹۶۳	۶		
۰/۹۷۵	۰/۹۷۵	۰/۹۷۵	۰/۹۷۵	۰/۹۷۵	۰/۹۷۵	۶/۵		
۰/۹۸۵	۰/۹۸۵	۰/۹۸۵	۰/۹۸۵	۰/۹۸۵	۰/۹۸۵	۷		
۰/۹۹۲	۰/۹۹۲	۰/۹۹۲	۰/۹۹۲	۰/۹۹۲	۰/۹۹۲	۷/۵		
۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۸		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۸/۵		

جدول ۳: نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=30^\circ$, $c_j=0$, $B=1$ m و $\gamma=27$ kN/m³

c_i (MPa)						d_w/B	φ_j	φ_i
۱۰	۵	۲/۵	۱	۰/۵	۰			
۰/۶۹۱	۰/۶۶۳	۰/۶۴۷	۰/۶۳۷	۰/۶۳۳	۰/۶۳۰	۰		
۰/۷۲۲	۰/۶۹۷	۰/۶۸۳	۰/۶۷۳	۰/۶۷۰	۰/۶۶۷	۰/۱		
۰/۸۳۱	۰/۸۱۶	۰/۸۰۷	۰/۸۰۱	۰/۷۹۹	۰/۷۹۷	۰/۵	۲۰	۳۰
۰/۹۳۰	۰/۹۲۳	۰/۹۱۹	۰/۹۱۷	۰/۹۱۶	۰/۹۱۵	۱		
۰/۹۸۶	۰/۹۸۴	۰/۹۸۴	۰/۹۸۳	۰/۹۸۳	۰/۹۸۳	۱/۵		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۲		
۰/۶۴۶	۰/۶۳۸	۰/۶۳۴	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۶۵	۰/۶۵۷	۰/۶۵۳	۰/۶۵۱	۰/۶۵۰	۰/۶۴۹	۰/۱		
۰/۷۳۵	۰/۷۲۹	۰/۷۲۶	۰/۷۲۴	۰/۷۲۴	۰/۷۲۳	۰/۵		
۰/۸۱۲	۰/۸۰۷	۰/۸۰۵	۰/۸۰۴	۰/۸۰۳	۰/۸۰۳	۱		
۰/۸۷۵	۰/۸۷۲	۰/۸۷۱	۰/۸۷۰	۰/۹۷۰	۰/۸۶۹	۱/۵	۳۰	۴۰
۰/۹۲۶	۰/۹۲۴	۰/۹۲۳	۰/۹۲۲	۰/۹۲۲	۰/۹۲۲	۲		
۰/۹۶۳	۰/۹۶۲	۰/۹۶۲	۰/۹۶۱	۰/۹۶۱	۰/۹۶۱	۲/۵		
۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۳		
۰/۹۹۹	۰/۹۹۹	۰/۹۹۹	۰/۹۹۹	۰/۹۹۹	۰/۹۹۹	۳/۵		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۴		
۰/۶۳۷	۰/۶۳۳	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۴۷	۰/۶۴۳	۰/۶۴۲	۰/۶۴۱	۰/۶۴۰	۰/۶۴۰	۰/۱		
۰/۶۸۶	۰/۶۸۳	۰/۶۸۱	۰/۶۸۰	۰/۶۸۰	۰/۶۸۰	۰/۵		
۰/۷۳۱	۰/۷۲۹	۰/۷۲۷	۰/۷۲۷	۰/۷۲۶	۰/۷۲۶	۱		
۰/۷۷۳	۰/۷۷۱	۰/۷۷۰	۰/۷۶۹	۰/۷۶۹	۰/۷۶۹	۱/۵		
۰/۸۱۱	۰/۸۱۰	۰/۸۰۹	۰/۸۰۸	۰/۸۰۸	۰/۸۰۸	۲		
۰/۸۴۶	۰/۸۴۵	۰/۸۴۴	۰/۸۴۴	۰/۸۴۳	۰/۸۴۳	۲/۵		
۰/۸۷۸	۰/۸۷۶	۰/۸۷۶	۰/۸۷۵	۰/۸۷۵	۰/۸۷۵	۳	۳۰	۵۰
۰/۹۰۵	۰/۹۰۴	۰/۹۰۴	۰/۹۰۴	۰/۹۰۴	۰/۹۰۳	۳/۵		
۰/۹۲۹	۰/۹۲۹	۰/۹۲۸	۰/۹۲۸	۰/۹۲۸	۰/۹۲۸	۴		
۰/۹۵۰	۰/۹۵۰	۰/۹۴۹	۰/۹۴۹	۰/۹۴۹	۰/۹۴۹	۴/۵		
۰/۹۶۷	۰/۹۶۷	۰/۹۶۷	۰/۹۶۷	۰/۹۶۷	۰/۹۶۶	۵		
۰/۹۸۱	۰/۹۸۰	۰/۹۸۰	۰/۹۸۰	۰/۹۸۰	۰/۹۸۰	۵/۵		
۰/۹۹۱	۰/۹۹۱	۰/۹۹۰	۰/۹۹۰	۰/۹۹۰	۰/۹۹۰	۶		
۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۶/۵		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۷		

جدول ۴: نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=45^\circ$, $c_j=0$, $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$

c_i (MPa)						d_w/B	φ_j	φ_i
۱۰	۵	۲/۵	۱	۰/۵	۰			
۰/۷۲۱	۰/۶۸۲	۰/۶۵۸	۰/۶۴۱	۰/۶۳۶	۰/۶۳۰	۰		
۰/۷۶۰	۰/۷۲۶	۰/۷۰۵	۰/۶۹۱	۰/۶۸۶	۰/۶۸۱	۰/۱		
۰/۸۸۹	۰/۸۷۳	۰/۸۶۳	۰/۸۵۷	۰/۸۵۵	۰/۸۵۲	۰/۵	۲۰	۳۰
۰/۹۸۴	۰/۹۸۲	۰/۹۸۰	۰/۹۷۹	۰/۹۷۹	۰/۹۷۹	۱		
۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۰/۹۹۷	۱/۲		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۵		
۰/۶۵۸	۰/۶۴۴	۰/۶۳۷	۰/۶۳۳	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۸۴	۰/۶۷۱	۰/۶۶۵	۰/۶۶۱	۰/۶۵۹	۰/۶۵۸	۰/۱		
۰/۷۷۹	۰/۷۷۰	۰/۷۶۵	۰/۷۶۲	۰/۷۶۱	۰/۷۶۰	۰/۵		
۰/۸۷۴	۰/۸۶۹	۰/۸۶۶	۰/۸۶۴	۰/۸۶۴	۰/۸۶۳	۱	۳۰	۴۰
۰/۹۴۲	۰/۹۴۰	۰/۹۳۹	۰/۹۳۸	۰/۹۳۸	۰/۹۳۸	۱/۵		
۰/۹۸۵	۰/۹۸۴	۰/۹۸۴	۰/۹۸۳	۰/۹۸۳	۰/۹۸۳	۲		
۰/۹۹۴	۰/۹۹۴	۰/۹۹۴	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۰/۹۹۳	۲/۲		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۲/۵		
۰/۶۴۲	۰/۶۳۶	۰/۶۳۳	۰/۶۳۱	۰/۶۳۰	۰/۶۳۰	۰		
۰/۶۵۷	۰/۶۵۱	۰/۶۴۸	۰/۶۴۶	۰/۶۴۵	۰/۶۴۴	۰/۱		
۰/۷۱۱	۰/۷۰۶	۰/۷۰۴	۰/۷۰۲	۰/۷۰۲	۰/۷۰۱	۰/۵		
۰/۷۷۳	۰/۷۶۹	۰/۷۶۷	۰/۷۶۶	۰/۷۶۶	۰/۷۶۵	۱		
۰/۸۲۸	۰/۸۲۵	۰/۸۲۳	۰/۸۲۲	۰/۸۲۲	۰/۸۲۲	۱/۵		
۰/۸۷۵	۰/۸۷۳	۰/۸۷۲	۰/۸۷۱	۰/۸۷۱	۰/۸۷۰	۲	۳۰	۵۰
۰/۹۱۴	۰/۹۱۳	۰/۹۱۲	۰/۹۱۲	۰/۹۱۲	۰/۹۱۱	۲/۵		
۰/۹۴۶	۰/۹۴۶	۰/۹۴۵	۰/۹۴۵	۰/۹۴۵	۰/۹۴۵	۳		
۰/۹۷۱	۰/۹۷۱	۰/۹۷۰	۰/۹۷۰	۰/۹۷۰	۰/۹۷۰	۳/۵		
۰/۹۸۸	۰/۹۸۸	۰/۹۸۸	۰/۹۸۸	۰/۹۸۸	۰/۹۸۸	۴		
۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۰/۹۹۸	۴/۵		
۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰	۵		

جدول ۵: حداکثر ضریب اصلاحی بر نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=15^\circ$, $c_j=0$, $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$

۲۹	۲۷	۲۵	γ (kN/m ³)
-۰/۰۰۵	صفر	۰/۰۰۵	B=1 m
-۰/۰۵۳	-۰/۰۵۱	-۰/۰۴۹	B=3 m
-۰/۰۶۴	-۰/۰۶۳	-۰/۰۶۲	B=5 m
-۰/۰۶۹	-۰/۰۶۸	-۰/۰۶۷	B=7 m

جدول ۶: حداکثر ضریب اصلاحی بر نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=30^\circ$, $c_j=0$ و $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$

γ (kN/m ³)	۲۵	۲۷	۲۹
B=1 m	۰٫۰۰۷	صفر	-۰٫۰۰۷
B=۳ m	-۰٫۰۷۱	-۰٫۰۷۴	-۰٫۰۷۷
B=۵ m	-۰٫۰۹۰	-۰٫۰۹۲	-۰٫۰۹۴
B=۷ m	-۰٫۰۹۹	-۰٫۱۰۱	-۰٫۱۰۲

جدول ۷: حداکثر ضریب اصلاحی بر نسبت q_{uw}/q_u برای حالت $\alpha=45^\circ$, $c_j=0$ و $B=1\text{ m}$ و $\gamma=27\text{ kN/m}^3$

γ (kN/m ³)	۲۵	۲۷	۲۹
B=1 m	۰٫۰۰۹	صفر	-۰٫۰۰۸
B=۳ m	-۰٫۰۹۰	-۰٫۰۹۵	-۰٫۰۹۹
B=۵ m	-۰٫۱۱۷	-۰٫۱۲۱	-۰٫۱۲۴
B=۷ m	-۰٫۱۳۰	-۰٫۱۳۳	-۰٫۱۳۵

۷- فهرست نمادها

نماد	واحد	شرح	نماد	واحد	شرح
B	m	عرض شالوده	q	MPa	تنش سربار
c_j, c_i	MPa	چسبندگی سنگ بکر و درزها	q_{uw}, q_u	MPa	ظرفیت باربری نهایی پی سنگ خشک و مستغرق
d_{cr}	m	عمق بحرانی	S_i	m	فاصله‌داری دسته‌درز i ام
d_w	m	عمق آب زیرزمینی	T_i	N	بردار نیروهای سطحی
D	$MN/m.s$	کل انرژی تلف شده	v_i	m/s	بردار سرعت بلوک i ام
W	$MN/m.s$	کل کار نیروهای خارجی	α	deg	زاویه یکی از دسته‌درزها با افق
n	-	تعداد دسته‌درزها	γ', γ	kN/m^3	وزن مخصوص طبیعی و غوطه‌ور توده‌سنگ
n_0	-	عددی صحیح	γ_w	kN/m^3	وزن مخصوص آب
N_{ci}, N_{cj}	-	ضریب ظرفیت باربری	θ	Deg	زاویه بین خط ناپیوستگی سرعت عبوری از داخل سنگ بکر با افق
N_γ, N_q	-	ضریب ظرفیت باربری	$\epsilon_{ij}, \sigma_{ij}$	MPa	تانسورهای تنش و کرنش
$N_{\gamma w}, N_{sub}^y$	-	ضریب ظرفیت باربری	ϕ_j, ϕ_i	Deg	زاویه اصطکاک داخلی سنگ بکر و درزها

۸- پیوست‌ها

$$\xi_5 = \phi_i - \theta \quad (25)$$

$$\xi_6 = \alpha - \phi_j \quad (26)$$

$$f_1 = \sin \xi_6 - \sin \xi_5 \cos \xi_1 \quad (27)$$

$$f_2 = -\sin \xi_6 \sin \xi_5 + \cos \xi_1 \quad (28)$$

$$f_3 = \sin 2\phi_j \cos \xi_2 + \sin \xi_1 \quad (29)$$

$$f_4 = \sin 2\phi_j + \cos \xi_2 \sin \xi_1 \quad (30)$$

۸-۱- ضرایب ظرفیت باربری مکانیسم خرابی TS

با فرض:

$$\xi_1 = \alpha + \theta - \phi_i - \phi_j \quad (21)$$

$$\xi_2 = \alpha + \theta - \phi_i + \phi_j \quad (22)$$

$$\xi_3 = \alpha + \phi_j \quad (23)$$

$$\xi_4 = \alpha + \theta \quad (24)$$

برای مکانیسم خرابی TS ، ضرایب ظرفیت باربری توده‌سنگ

خشک برابر است با:

$$g_3 = \sin 2\phi_j \cos \xi_2 + \sin \xi_1 \quad (39)$$

$$g_4 = \sin 2\phi_j + \cos \xi_2 \sin \xi_1 \quad (40)$$

برای مکانیسم خرابی OS، ضرایب ظرفیت باربری توده سنگ خشک برابر است با:

$$N_{cj} = \frac{\cos \phi_j \cos \alpha}{\cos \xi_3} \left[\tan \alpha + \frac{\cos^2 \xi_2}{g_1} \right] \quad (41)$$

$$+ \frac{g_2}{g_1 g_3} \tan \xi_4 \left(\sin^2 \xi_2 + \frac{g_4}{\tan \alpha} \right) \quad (42)$$

$$N_{ci} = \frac{g_2 \cos \phi_i \cos \alpha}{g_1 \cos \xi_3 \cos \xi_4} \quad (43)$$

$$N_q = \frac{g_2 g_4 \tan \xi_3 \tan \xi_4}{g_1 g_3 \tan \alpha} \quad (44)$$

$$N_\gamma = \cos \alpha \left[\frac{g_2 \cos \alpha \tan \xi_4}{g_1 \cos \xi_3} \left(\sin \xi_5 + \frac{g_4 \sin \xi_3 \tan \xi_4}{g_3 \tan \alpha} \right) - \sin \alpha \right] \quad (45)$$

با توجه به شکل مکانیسم OS که در (a)۳ نشان داده شده است، رابطه $N_{\gamma w}$ به ازای مقادیر مختلف d_w برابر است با:

(۱) به ازای $0 \leq d_w \leq h_c$ که در آن، h_c عمق نقطه C بوده و برابر است با: $h_c = B \sin \alpha \cos \alpha$

$$N_{\gamma w} = \frac{d_w}{B} \cdot \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \left(1 + \frac{g_2 \sin \xi_5}{g_1 \cos \xi_3} - \frac{g_2 g_4}{g_1 g_3} \tan \xi_3 \right) + \frac{g_2 g_4 \tan \xi_3 \tan \xi_4}{g_1 g_3 \tan \alpha} - 2 \quad (46)$$

(۲) به ازای $h_c \leq d_w \leq h_d$ که در آن، h_d عمق نقطه C بوده و برابر است با: $h_d = B \cos^2 \alpha \tan(\alpha + \theta)$

$$N_{\gamma w} = \frac{2g_2 \sin \xi_4 \cos \alpha}{g_1 \cos \xi_3} \cdot \left(\frac{\sin \xi_5}{\sin \theta} + \frac{g_4 \sin \xi_3}{g_3 \sin \alpha \cos \xi_4} \right) - \frac{d_w g_2}{B g_1 \cos \alpha \cos \xi_3} \cdot \left(\frac{\cos \xi_4 \sin \xi_5}{\sin \theta} + \frac{g_4 \sin \xi_3}{g_3 \sin \alpha} \right) + \frac{B}{d_w} \cdot \cos \alpha \cdot \left[\frac{g_2 \cos \alpha \tan \xi_4 \sin \xi_5}{g_1 \cos \xi_3} \cdot \left(1 - \frac{\cos \alpha \sin \xi_4}{\sin \theta} \right) - \sin \alpha \right] \quad (47)$$

(۳) به ازای $d_w > h_d$ مقدار N_{γ}^{sub} در رابطه ۱۴ برابر مقدار N_γ خواهد بود.

$$N_{cj} = \frac{2 \cos \phi_j \cos \alpha}{f_1} \left[\cos^2 \xi_5 + \frac{f_2}{f_3} \tan \xi_4 \left(\sin^2 \xi_2 + \frac{f_4}{\tan \alpha} \right) \right] \quad (31)$$

$$N_{ci} = \frac{f_2 \cdot 2 \cos \phi_i \cos \alpha}{f_1 \cos \xi_4} \quad (32)$$

$$N_q = \frac{f_2 f_4 \cdot 2 \sin \xi_3 \tan \xi_4}{f_1 f_3 \tan \alpha} \quad (33)$$

$$N_\gamma = \cos \alpha \left[\frac{2f_2}{f_1} \cos \alpha \tan \xi_4 \left(\sin \xi_5 + \frac{f_4 \sin \xi_3 \tan \xi_4}{f_3 \tan \alpha} \right) - \sin \alpha \right] \quad (34)$$

با توجه به شکل مکانیسم TS که در (a)۲ نشان داده شده است، رابطه $N_{\gamma w}$ به ازای مقادیر مختلف d_w برابر است با:

(۱) به ازای $0 \leq d_w \leq h_c$ که در آن، h_c عمق نقطه c بوده و برابر است با: $h_c = B \sin \alpha \cos \alpha$

$$N_{\gamma w} = \frac{d_w}{B} \cdot \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \left(1 + \frac{2f_2}{f_1} \sin \xi_5 - \frac{2f_2 f_4}{f_1 f_3} \sin \xi_3 \right) + \frac{4f_2 f_4 \sin \xi_3 \tan \xi_4}{f_1 f_3 \tan \alpha} - 2 \quad (35)$$

(۲) به ازای $h_c \leq d_w \leq h_d$ که در آن، h_d عمق نقطه c بوده و برابر است با: $h_d = B \cos^2 \alpha \tan(\alpha + \theta)$

$$N_{\gamma w} = \frac{4f_2}{f_1} \tan \xi_4 \cos \alpha \cdot \left(\frac{\cos \xi_4 \sin \xi_5}{\sin \theta} + \frac{f_4 \sin \xi_3}{f_3 \sin \alpha} \right) - \frac{2d_w f_2}{B f_1 \cos \alpha} \cdot \left(\frac{\cos \xi_4 \sin \xi_5}{\sin \theta} + \frac{f_4 \sin \xi_3}{f_3 \sin \alpha} \right) + \frac{B}{d_w} \cdot \cos \alpha \cdot \left[\frac{2f_2}{f_1} \cos \alpha \tan \xi_4 \sin \xi_5 \cdot \left(1 - \frac{\cos \alpha \sin \xi_4}{\sin \theta} \right) - \sin \alpha \right] \quad (36)$$

(۳) به ازای $d_w > h_d$ مقدار N_{γ}^{sub} در رابطه (۱۴) برابر مقدار N_γ خواهد بود.

۸-۲- ضرایب ظرفیت باربری مکانیسم خرابی OS

با فرض اینکه ضرایب α_1 تا α_6 مشابه پیوست «الف» باشند و:

$$g_1 = \cos \xi_1 \sin \xi_2 - \sin 2\phi_j \quad (37)$$

$$g_2 = \cos \xi_1 - \sin \xi_2 \sin 2\phi_j \quad (38)$$

مراجع

- [1] Ausilio, E., & Conte, E. (2005). Influence of Groundwater on the Bearing Capacity of Shallow Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 663-672.
- [2] Michalowski, R. L., & You, L. (1998). Non-Symmetrical Limit Loads on Strip Footings. *Soils and Foundations*, 195-203.
- [3] Soubra, A. H. (1999). Upper Bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 59-68.
- [4] Michalowski, R. L., & Shi, L. (1995). Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 421-427.
- [5] Sutcliffe, D. J., Yu, H. S., & Sloan, S. W. (2004). Lower Bound Solutions for Bearing Capacity of Jointed Rock. *Computers and Geotechnics*, 23-36.
- [6] Yang, X. L., & Yin, J. H. (2005). Upper Bound Solution of Ultimate Bearing Capacity with a Modified Hoek-Brown Failure Criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 550-560.
- [7] Saada, Z., Maghous, S., & Garnier, D. (2008). Bearing Capacity of Shallow Foundations on Rocks Obeying a Modified Hoek-Brown Failure Criterion. *Computers and Geotechnics*, 144-154.
- [8] Merifield, R. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2006). Limit Analysis Solutions for the Bearing Capacity of Rock Masses using the Generalized Hoek-Brown Criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 920-937.
- [9] Yang, X. L. (2009). Seismic Bearing Capacity of a Strip Footing on Rock Slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 943-954.
- [10] Saada, Z., Maghous, S., & Garnier, D. (2011). Seismic Bearing capacity of Shallow Foundations Near Rock Slopes using the Generalized Hoek-Brown Criterion. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 724-748.
- [11] Imani, M., Fahimifar, A., & Sharifzadeh, M. (2012). Upper Bound Solution for the Bearing Capacity of Submerged Jointed Rock Foundations. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 639-646.
- [12] Serrano, A., & Olalla, C. (1996). Allowable Bearing Capacity of Rock Foundations using a Non-linear Failure Criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 327-345.
- [13] Hansen, B., Denver, H., & Petersen, K. (1987). The Influence of Groundwater on Bearing Capacity of Footings. *Eur conf SMFE* (pp. 685-690). Dublin: SMFE.

Effect of Rock Mass Shearing Strength Parameters on the Bearing Capacity of Submerged Rock Foundations

Fahimifar, A.¹; Imani, M.²

1- Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Civil Engineering Group, Amirkabir University of Technology, Garmsar Campus, Iran

Received: April 2015

Accepted: January 2016

Keywords

Bearing Capacity
Rock Foundation
Groundwater
Upper Bound
Limit Analysis

Abstract

Summary

In this study, the effect of rock mass shearing strength parameters on the bearing capacity of submerged rock foundations was studied. Mohr-Coulomb failure criterion was assumed for the intact rock and the joints of the rock mass. The critical orientation of the joints in which the maximum reduction in the bearing capacity due to the groundwater took place, was obtained as a result of this study.

Introduction

Bearing capacity is one of the most important aspects of geotechnical design in civil engineering projects. But this subject has not been considered enough in literatures.

In this paper, bearing capacity of rock foundations was investigated in presence of groundwater. In this regard, the bearing capacity of a dry rock mass was investigated. Then, the effect of groundwater was added to the dry bearing capacity formula. The computations were performed for a rock mass containing two orthogonal joint sets in which, the orientation angle of the first joint set was considered equal to 15°, 30° and 45° to the horizontal. Different positions of groundwater were considered in this research. It was assumed that the groundwater does not affect the shearing strength parameters of the intact rock and the joint sets.

Methodology and Approaches

The upper bound theorem of limit analysis was used for obtaining the bearing capacity of rock foundations. According to the theorem, the rate of energy dissipation is not less than the rate of work of the external forces for any kinematically admissible failure mechanism. Assuming the groundwater does not flow through the rock foundation, the effect of seepage forces was ignored.

The optimum upper bound bearing capacity was obtained by minimizing the bearing capacity formula with respect to the unknown parameter. The genetic algorithm provided in MATLAB was used for minimization.

Results and Conclusions

Analytical expressions derived for the bearing capacity of dry and submerged rocks indicate that the submergence of the rock below the footing base reduces the contribution of the rock weight in the bearing capacity. The amount of this reduction in the orientation angle of 15° is larger than its magnitude in the orientation angle of 30°, and for the latter, is larger than that for 45°.

Increase in the ratio of the joints cohesion to the intact rock cohesion will decrease the effect of submergence on the bearing capacity, while increase in the friction angles of both the intact rock and the joint sets will increase the effect of submergence on the bearing capacity.
