

بهینه‌سازی ابعاد دیوار پرتال وزنی تونل‌ها با در نظر گرفتن اثر اصطکاک جانبی دیوار با جداره گالری و دیواره ترانشه

شبیر ارشدنژاد*

۱-استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد محلات، گروه مهندسی معدن، s_arshadnejad@yahoo.com

(دریافت ۲۱ اردیبهشت ۱۳۹۳، پذیرش ۲۲ شهریور ۱۳۹۴)

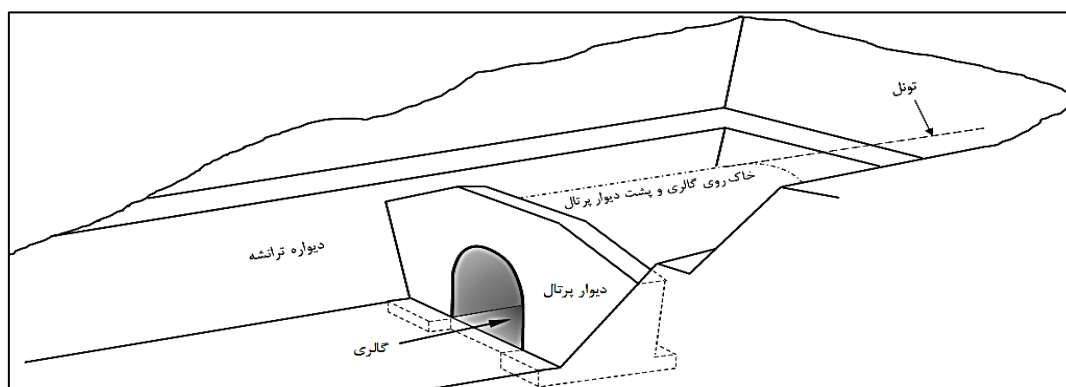
چکیده

دیوارهای پرتال تونل‌ها در ابتدا و انتهای تونل و درست در دهانه گالری‌ها ساخته می‌شوند تا خاک روی گالری و طرفین آن را مهار کنند. آنچه تاکنون معمول بوده، استفاده از اصول طراحی دیوار حایل است. طراحی دیوار حایل وزنی با فرض نمای مقطع عرضی به پهنای یک متر (در امتداد طول دیوار) و بر اساس تئوری کرنش صفحه‌ای (طول بینهایت دیوار) انجام می‌شود. با توجه به هندسه دیوار پرتال تونل (با طول اندک) که در دو سوی خود به دیواره ترانشه و جداره گالری متصل است، مقدار قابل ملاحظه‌ای اصطکاک در جهت مقاوم برای سازه مورد بحث ایجاد می‌شود که به پایداری آن کمک می‌کند. اما الگوریتم کنونی طراحی دیوار حایل این واقعیت را در نظر نگرفته و در طراحی با این روش سازه‌هایی سنگین‌تر از حد نیاز طرح می‌شوند. در این مقاله سعی شده است تا با محاسبه نیروهای اصطکاک‌یاد شده به روش تحلیلی، الگوریتمی تکامل یافته ارائه شود. نیروی‌های اصطکاک‌یاد شده به وجود آمده بر اساس عکس‌العمل سطح تماس دیوار پرتال با جداره گالری و ترانشه محاسبه شده‌اند. چون ضخامت دیوار از بالا به پایین افزایش می‌یابد، توزیع تنش و به دنبال آن توزیع نیرو تابعی غیر خطی از عمق خواهد بود بنابراین ابتدا معادله توزیع نیرو با کمک انتگرال‌گیری با متغیر عمق به دست آمده و بر اساس اصول استاتیکی، مکان اعمال نیرو مشخص گشته و در نهایت طراحی دیوار با اصول تعادل حدی و ارضای ضرایب اطمینان در لغزش، واژگونی و ظرفیت باربری، انجام شد. به منظور بررسی میزان اثر این نیروها در بهینه کردن طرح نهایی دیوار پرتال، محاسبات برای سه ارتفاع ۶، ۷/۵ و ۹/۵ متری انجام شدند. برای دیوارهای به ارتفاع ۶ تا ۹/۵ متری و با اعمال شتاب زلزله $0.2g$ ، طرح جدید بین ۳۶ تا ۵۲ درصد سبک‌تر از روش معمول خواهد بود.

کلمات کلیدی

دیوار پرتال تونل، اصطکاک، تحلیل پایداری، تعادل حدی.

می‌شود که به گالری منسوب است. به منظور جلوگیری از آسیب‌پذیری جداره گالری، ناشی از سقوط سنگ از بالادست و همچنین کمک به پایداری دیواره ترانشه با هدف کاهش ارتفاع ترانشه بوسیله پر کردن سطح مقابل پایین‌ترین پله که پیرامون گالری واقع شده است - پیرامون گالری تا تراز ۱ تا ۲ متر بالاتر از سقف آن، با خاک پر می‌شود. سازه پرتال در شرایط بیان شده عبارت از یک دیوار نگهدارنده خاک محصور کننده گالری و عمود بر امتداد مسیر تونل بوده که اغلب در دو وجه خود به دیواره گالری و دیواره ترانشه متصل است. شکل ۱ گالری و دیوار پرتال آن را نشان می‌دهد.



شکل ۱: نمای سه بعدی ترانشه، گالری و دیوار پرتال تونل.

۲- نیروهای مؤثر بر دیوار پرتال

کولمب [۱] نظریه فشار خاک محرک و مقاوم روی دیوارهای حایل را با فرض سطح گسیختگی روی یک صفحه را ارائه کرد [۲]. در مدل ارائه شده توسط کولمب اصطکاک بین خاکریز و دیوار در نظر گرفته شده و علاوه بر آن وزن گوه گسیختگی خاک، زاویه سطح خاکریز، زاویه پشت دیوار (نسبت به خط قائم)، زاویه اصطکاک داخلی خاکریز، زاویه گسیختگی، وزن حجمی خاکریز و دیوار و ارتفاع دیوار، پارامترهای طراحی هستند. به منظور تحلیل پایداری دیوار لازم است تا ضرایب اطمینان در برابر واژگونی و لغزش و همچنین ظرفیت باربری پی دیوار کنترل شده و در حدود مجاز برای دو حالت استاتیکی و دینامیکی باشند. جدول ۱ مقادیر ضرایب اطمینان مذکور را بر اساس آیین نامه آشتو [۳] نشان می‌دهد.

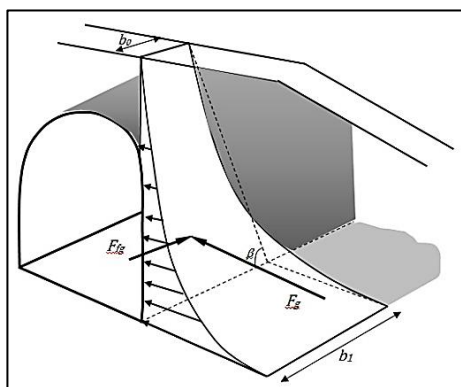
جدول ۱: مقادیر ضرایب اطمینان در طراحی دیوار حایل [۳].

نوع تحلیل	دیوار واقع بر بستر خاکی		دیوار واقع بر بستر سنگی	
	استاتیکی	دینامیکی	استاتیکی	دینامیکی
واژگونی	۲	۱/۵	۱/۵	۱/۱۲۵
لغزش	۱/۵	۱/۱۲۵	۱/۵	۱/۱۲۵
ظرفیت باربری	۳	۱/۵	۳	۱/۵
خروج از مرکزیت	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$	$e \leq B/4$	$e \leq B/3$

۱- مقدمه
ساخت یک سازه ایمن در محل دهانه ورودی و خروجی تونل‌های راه و راه آهن به منظور جلوگیری از سقوط سنگ و واریزه در مسیر اهمیت زیادی دارد. گاهی شیب توپوگرافی باعث احداث ارتفاع زیاد سرترانشه مشرف به دهانه تونل می‌گردد. در چنین شرایطی سازه تونل تا مسافتی که ارتفاع سرترانشه به اندازه ایمن برسد، ادامه یافته و به صورت یک سازه متوسطی و منطبق با هندسه دهانه تونل ساخته

اصول طراحی دیوار پرتال، به‌طور کامل مشابه اصول طراحی دیوار حایل است که می‌تواند به صورت وزنی و بتن مسلح و یا حتی خاک مسلح طراحی و ساخته شود، اما هندسه ویژه این دیوار باعث می‌شود تا دو نیروی مقاوم ناشی از اصطکاک بین وجوه دیوار و جداره گالری و همچنین دیوار و دیواره ترانشه، به‌وجود آمده و سبب افزایش نیروهای مقاوم در برابر واژگونی و لغزش شود. این پدیده سبب می‌شود تا دیوار پرتال نسبت به یک دیوار حایل با شرایط مشابه، به میزان قابل ملاحظه‌ای سبکتر و اقتصادی‌تر باشد.

در این مقاله سعی می‌شود تا با تجزیه و تحلیل نیروهای مقاوم یاد شده، روشی تکامل یافته بر اساس اصول طراحی دیوارهای وزنی ارائه شود. در این الگوریتم جدید از روش تحلیل کولمب و مونونوبه - اوکابه (در حالت وقوع زلزله) با دخالت اثر اصطکاک جانبی دیوار استفاده می‌شود. نوآوری این الگوریتم آن است که می‌تواند هندسه‌های مختلف دیوار پرتال، ترانشه و گالری و حتی جنس متفاوت بدنه ترانشه (سنگی یا خاکی بودن) را در طراحی لحاظ کند.



شکل ۴: تنش افقی اعمالی از جانب دیوار پرتال به دیواره ترانشه و گالری.

۳- تحلیل نیروی اعمالی به دیواره گالری

معادله منحنی توزیع نیروی یاد شده به شرح زیر است.

$$Q = \int \sigma_h b \cdot dh \quad (1)$$

که در آن Q معادله توزیع نیروی گسترده غیریکنواخت، σ_h تنش افقی اعمالی از سوی دیوار پرتال به جداره گالری و b معادله خط شیب پشت دیوار پرتال است.

$$b = b_1 + ah \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{b_1 - b_0}{H_1} \quad (3)$$

$$\sigma_h = k\gamma h \quad (4)$$

که در آن h متغیر عمق هر نقطه، k نسبت تنش افقی به قائم برای مصالح دیوار، b_0 ضخامت بالای دیوار، b_1 ضخامت پایین دیوار، γ وزن حجمی مصالح دیوار و H_1 ارتفاع دیوار است. نسبت تنش افقی به قائم برای یک جامد پیوسته در حالت کرنش صفحه‌ای و در میدان تنش الاستیک به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$k = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5)$$

که در آن ν نسبت پواسون مصالح دیوار پرتال است. با جایگزینی رابطه ۲ و ۴ در رابطه ۱ می‌توان معادله توزیع نیرو را به شرح زیر اصلاح نمود.

$$Q = \int (k\gamma h) \cdot (b_1 + ah) dh \quad (6)$$

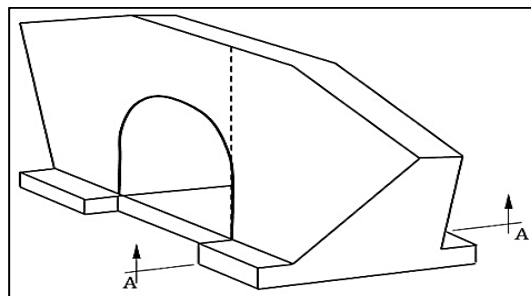
$$Q = k\gamma \left[\frac{b_1 h^2}{2} + \frac{ah^3}{3} \right] + w_1 \quad (7)$$

که در رابطه فوق w_1 مقدار ثابت حاصل از انتگرالگیری نامعین است که با اعمال شرایط مرزی می‌توان مقدار آن را محاسبه کرد. در سطح فوقانی دیوار ($h = 0$) مقدار نیروی اعمالی صفر است ($Q = 0$). بنابراین با اعمال این مقدار (صفر) در معادله ۷ می‌توان نشان داد که مقدار w_1 برابر با صفر است.

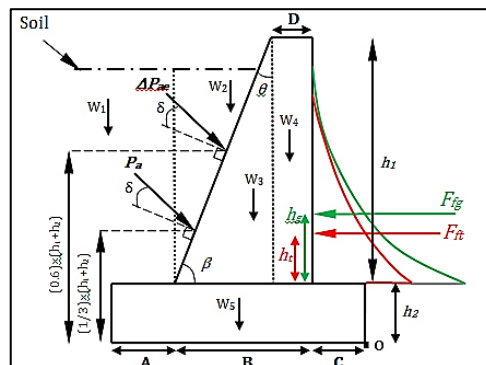
اما لازم است تا در طراحی دیوار پرتال، اثر دو نیروی جانبی مقاوم ناشی از اصطکاک بین دیوار پرتال و دیواره ترانشه و دیواره گالری در نظر گرفته شوند. بنابراین ابتدا منحنی‌های توزیع نیروی گسترده غیر یکنواخت روی دیوار گالری و دیواره ترانشه مشخص می‌شوند. علت غیرخطی بودن این دو منحنی تاثیر دو مؤلفه همزمان عرض و ارتفاع دیوار است. شکل ۲ نمایی از مقطع عرضی دیوار پرتال و نیروهای مؤثر بر آن را نشان می‌دهد. نیروهای اصطکاک مقاوم در شکل F_{fg} و F_{ft} هستند.

شکل ۳ منحنی توزیع نیروی گسترده غیریکنواخت بر روی دیواره گالری را نشان می‌دهد. از آنجا که نیروی افقی اعمالی به دیواره گالری با افزایش عمق افزایش می‌یابد و همچنین هندسه دیوار پرتال به گونه‌ای است که با افزایش عمق عرضتر شده و محل تماس گسترش می‌یابد، هر دو مؤلفه عرض و ارتفاع همزمان اثر کرده و منحنی غیرخطی توزیع نیرو را ایجاد می‌کنند.

شکل ۴ مقطع عرضی دهانه گالری را نشان می‌دهد که در آن می‌توان موقعیت تنش‌های افقی اعمالی از دیوار پرتال را به طرفین مشاهده نمود.

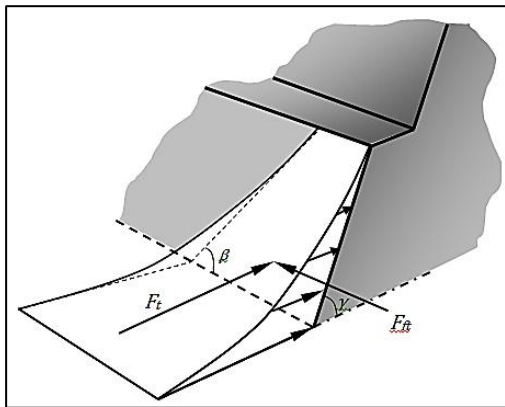


شکل ۲: مقطع عرضی دیوار پرتال و نیروهای مؤثر بر آن.

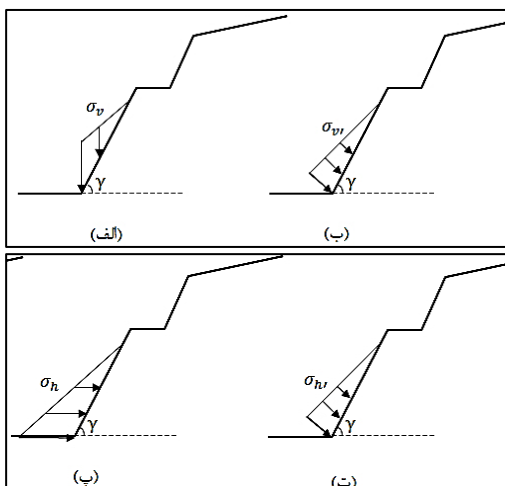


شکل ۳- توزیع نیروی اعمالی به دیواره گالری

مستقل عمود بر سطح هستند. شکل ۶- (ب) مؤلفه عمود بر سطح ناشی از تنش قائم نشان داده شده در شکل ۶- (الف) بوده و همچنین شکل ۶- (ت) مؤلفه عمود بر سطح ناشی از تنش افقی نشان داده شده در شکل ۶- (پ) است.



شکل ۵: توزیع نیروی اعمالی به دیواره ترانشه.



شکل ۶: توزیع تنش‌های افقی و قائم روی دیواره ترانشه.

بنابراین می‌توان مقدار هر یک از آن‌ها به صورت زیر محاسبه کرد.

$$\sigma'_v = \sigma_v \times \cos \lambda \quad (16)$$

$$S_1 = \int \sigma'_v b \cdot dh \quad (17)$$

$$b = b_2 + \alpha' h \quad (18)$$

$$\alpha' = \frac{b_3 - b_2}{H_2} \quad (19)$$

که در آن S_1 معادله توزیع نیروی گسترده غیر یکنواخت ناشی از مؤلفه تنش قائم دیوار است. b معادله خط پشت دیوار، b_2 ضخامت بالای دیوار، b_3 ضخامت پایین دیوار و H_2 ارتفاع دیوار در ناحیه‌ای که به دیواره ترانشه متصل می‌شود، می‌باشند.

اکنون با انتگرال‌گیری از معادله توزیع نیروی Q می‌توان نیروی برآیند عمود بر سطح تماس با جداره گالری را محاسبه کرده و سپس اقدام به محاسبه مکان اعمال آن کرد.

$$F_g = \int_0^{H_1} Q dh \quad (8)$$

$$F_g = \int_0^{H_1} k\gamma \left[\frac{b_1 h^2}{2} + \frac{\alpha h^3}{3} \right] dh \quad (9)$$

$$F_g = k\gamma \left[\frac{b_1 H_1^3}{6} + \frac{\alpha H_1^4}{12} \right] \quad (10)$$

$$h_c = \int_0^{H_1} \frac{h \cdot Q}{F_g} dh \quad (11)$$

$$h_c = \int_0^{H_1} \frac{k\gamma}{F_g} \left[\frac{b_1 h^3}{2} + \frac{\alpha h^4}{3} \right] dh \quad (12)$$

$$h_c = \frac{1.5b_1 H_1^4 + 0.8\alpha H_1^5}{2b_1 H_1^3 + \alpha H_1^4} \quad (13)$$

نکته‌ای که باید به آن توجه شود آن است که h_c از تراز بالای دیوار محاسبه می‌شود. بنابر محاسبات بالا می‌توان با کمک رابطه ۱۰ مقدار نیروی برآیند و با کمک رابطه ۱۳ مکان اعمال آن را محاسبه کرد. F_g مقدار نیروی برآیند ناشی از توزیع نیروی گسترده Q که همان عکس‌العمل سطح تماس دیوار پرتال با جداره گالری است و h_c مکان اعمال نیروی F_g است. برای محاسبه نیروی اصطکاک بین دیوار پرتال و جداره گالری از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$F_{fg} = \mu F_g = \tan \delta \cdot F_g \quad (14)$$

که در آن F_{fg} نیروی اصطکاک بین دیوار پرتال و جداره گالری، μ ضریب اصطکاک و δ زاویه اصطکاک بین دیوار و جداره گالری است. برای برآورد زاویه اصطکاک فوق رابطه تجربی زیر توصیه شده است [۴].

$$\delta = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3} \right) \Phi_{min} \quad (15)$$

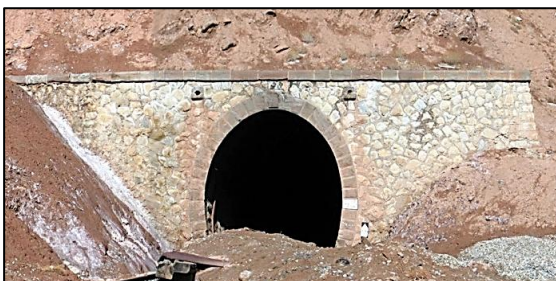
که در آن Φ_{min} حداقل زاویه اصطکاک داخلی هر یک از دو مصالح دیوار و گالری بوده و پیشنهاد شده است که از ضریب ۰/۶۶۷ در تحلیل استاتیکی و مقدار ۰/۵ در تحلیل دینامیکی استفاده شود [۵].

۴- تحلیل نیروی اعمالی به دیواره ترانشه

شکل ۵ نمایی از توزیع نیروی اعمالی به دیواره ترانشه را نشان می‌دهد. بر اساس اصول استاتیکی نیروی اصطکاک بین دو سطح با کمک عکس‌العمل سطح که یک نیروی عمود بر سطح تماس است، محاسبه می‌شود. با توجه به شیبدار بودن ترانشه تنش‌های قائم و افقی ناشی از دیوار، هر یک مؤلفه‌ای عمود بر سطح ترانشه داشته که به شرح زیر قابل محاسبه می‌باشند. شکل ۶ وضعیت اعمال این نیروها را نشان می‌دهد. اگر به این شکل توجه شود ملاحظه می‌گردد که هر یک از دو تنش قائم و افقی اعمالی به دیواره ترانشه، دارای یک مؤلفه

۱۱] مکان اعمال نیروی زلزله بر دیوار ۰/۵ تا ۰/۶ ارتفاع دیوار پیشنهاد شده است که اغلب طراحان، در جهت اطمینان مقدار ۰/۶ را ترجیح می‌دهند. در ادامه به منظور مقایسه روش معمول طراحی دیوار حایل وزنی و روش تعمیم داده شده در این مقاله، سه دیوار با ارتفاع‌های ۶، ۷/۵ و ۹/۵ متر با اعمال شتاب افقی ۰/۲g طراحی شدند. مراحل کامل محاسبات طرح دیوار پرتال ۹/۵ متری با روش جدید با کمک نرم‌افزار *MathCad* انجام شده و در پیوست این مقاله ارائه شده است. مشخصات دیوار پرتال ارائه شده در پیوست عبارت است از ترانسه با زاویه ۵۶ درجه و ضخامت‌های بالا و پایین دیوار به ترتیب برابرند با ۰/۳ و ۴ متر.

مقایسه روش پیشنهادی در طراحی دیوار پرتال با روش معمول طراحی دیوار حایل نشان داد که می‌توان برای ارتفاع‌های ۶، ۷/۵ و ۹/۵ متری حجم سازه را بین ۳۶ تا ۵۲ درصد کاهش داد که بسیار قابل ملاحظه است. لازم به ذکر است که موارد زیادی از دیوارهای پرتال وزنی در دنیا ساخته شده‌اند که در مقایسه با دیوار حایل وزنی با شرایط یکسان، سبک‌تر بوده و در گذر زمان پایداری مطلوبی از خود نشان داده‌اند. ولی باید اشاره شود که دیوارهای مذکور بر اساس تجربه ساخته شده‌اند و تاکنون هیچ الگوریتم محاسباتی مشابه آنچه در این مقاله بیان شد، ارائه شده است. شکل‌های ۷ و ۸ دو نمونه از دیوارهای پرتال وزنی ساخته شده در راه آهن تهران- ساری با قدمت بیش از ۷۵ سال را نشان می‌دهند که نسبت به طرح معمول دیوار حایل سبکتر هستند. این دو دیوار در ناحیه‌ای ماری که حاوی رس قابل ملاحظه‌ای است، احداث شده‌اند و بنابراین نیروهای اصطکاکی اندکی به دیوار کمک می‌کند. اما همین اندک نیرو بسیار مؤثر بوده است.



شکل ۷: دیوار پرتال وزنی در یکی از تونل‌های راه آهن تهران - ساری.

$$S_1 = \int \gamma h \cdot \cos\lambda (b_2 + \alpha' h) dh \quad (20)$$

$$S_1 = \left(\gamma \cos\lambda (b_2 \frac{h^2}{2} + \alpha' \frac{h^3}{3}) \right) + w_2 \quad (21)$$

با اعمال شرایط مرزی برای معادله ۲۱، می‌توان مقدار w_2 را تعیین کرد.

$$h = 0 \ \& \ S_1 = 0 \ \rightarrow \ w_2 = 0$$

اکنون با انتگرال‌گیری از معادله ۲۱ می‌توان مقدار نیروی برآیند (F_{t1}) را محاسبه نمود. همچنین مکان اعمال این نیرو (h'_{c1}) نیز به شرح زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{t1} = \int_0^{H_2} S_1 dh \quad (22)$$

$$F_{t1} = \int_0^{H_2} \gamma \cos\lambda \left[\frac{b_2 h^2}{2} + \frac{\alpha' h^3}{3} \right] dh \quad (23)$$

$$F_{t1} = \gamma \cos\lambda \left[\frac{b_2 H_2^3}{6} + \frac{\alpha' H_2^4}{12} \right] \quad (24)$$

$$h'_{c1} = \int_0^{H_2} \frac{h S_1}{F_{t1}} dh \quad (25)$$

$$h'_{c1} = \frac{1.5 b_2 H_2^4 + 0.8 \alpha' H_2^5}{2 b_2 H_2^3 + \alpha' H_2^4} \quad (26)$$

همان‌طور که عنوان شد، تنش افقی دیوار نیز مؤلفه‌ای قائم روی سطح دیواره ترانسه ایجاد می‌کند. بنابراین اگر همین روند محاسبات بالا برای آن تکرار شود می‌توان مقدار و مکان نیروی برآیند را محاسبه کرد.

$$F_{t2} = k y \sin\lambda \left[\frac{b_2 H_2^3}{6} + \frac{\alpha' H_2^4}{12} \right] \quad (27)$$

$$h'_{c2} = \frac{1.5 b_2 H_2^4 + 0.8 \alpha' H_2^5}{2 b_2 H_2^3 + \alpha' H_2^4} \quad (28)$$

برای محاسبه نیروی اصطکاک ناشی از هر یک از نیروهای F_{t1} و F_{t2} ، می‌توان از روابط زیر کمک گرفت.

$$F_{ft1} = \mu F_{t1} = \tan\delta \cdot F_{t1} \quad (29)$$

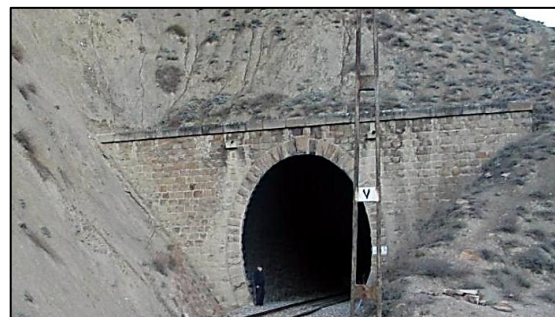
$$F_{ft2} = \mu F_{t2} = \tan\delta \cdot F_{t2} \quad (30)$$

برای محاسبه مقدار δ رابطه ۱۵ پیشنهاد می‌شود.

۵- مقایسه الگوریتم جدید و الگوریتم موجود

در تحلیل پایداری دیوار پرتال لازم است تا امکان واژگونی و لغزش دیوار در دو حالت استاتیکی و دینامیکی کنترل شود. شتاب زلزله برای دیوارهایی که نباید تغییر شکل دهند، باید به مقدار نهایی خود در تحلیل‌ها در نظر گرفته شود. اما اگر سازه امکان تغییر شکل محدود دارد، می‌توان مقدار آن را ۰/۵ تا ۰/۶۶۷ برابر مقدار نهایی انتخاب کرد [۶]. ریچاردز و المز [۷]، روش مونونوبه- اوکابه [۸، ۹] را با اعمال نیروی اینرسی ناشی از وزن دیوار در تحلیل پایداری، تکمیل کردند. بدیهی است که باید شتاب انتخابی برای دیوار و خاکریز به منظور بروز تغییر شکل هماهنگ، یکسان انتخاب شود. علاوه بر این همانند تحلیل پایداری شیب‌های خاکی و سنگی، از مقدار مؤلفه شتاب زلزله قائم در تحلیل پایداری دیوارهای حایل صرفه نظر می‌شود [۴]. بر اساس تحقیقات انجام شده [۱۰]،

حمایت مالی دانشگاه آزاد اسلامی واحد محلات به انجام رسیده است. بنابراین نویسنده بر خود واجب می‌داند که از آن دانشگاه و معاونت محترم پژوهشی تشکر و قدردانی بنماید. همچنین لازم است تا نهایت سپاس خود را نسبت به جناب آقای دکتر علی محمد رجبی اعلام بدارد، چرا که در بررسی و ویرایش این مقاله کمک ارزنده‌ای به نویسنده مبذول داشته‌اند.



شکل ۸: دیوار پرتال وزنی در یکی از تونل‌های راه آهن تهران - ساری.

فهرست منابع

- [1]. Coulomb, C.A., "Essai sur une application des maximis et minimis a quelques problems de statique relatifs a l'architecture", Memoires de l'Academie Royal Press Divers Savants, 7 (1776).
- [2]. Das, B., "Principles of Geotechnical Engineering", Thomson (2006).
- [3]. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), "Standard Specifications for Highway Bridges", Seventeenth Edition (2002).
- [4]. Kavazanjian, Jr., Matasovic, T., Hadj-Hamou, T., Sabatini, P. J., "Geotechnical Engineering Circular No.3", 1, FHWA (SA-97-076), (Federal Highway Administration) (1997).
- [5]. Bazant, Z.P., Cedolin, L., "Stability of Structures", Dover Publications, Inc., New York (2003).
- [6]. Das, B.M., Ramada, G.V., "Principle of soil dynamics", Second edition, Cengage Learning (2011).
- [7]. Richards, R.Jr., Elms, D.G., "Seismic behavior of gravity walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(GT4), pp. 449-464 (1979).
- [8]. Okabe, S., "General theory of earth pressures", Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1) (1926).
- [9]. Mononobe, N., "Earthquake-Proof construction of Masonary Dams", Proc. World Engineering Conference, 9, p. 275 (1929).
- [10]. Lam, I.P., Martin, G.R., "Seismic design of Highway bridge foundations", II, Design Procedures and Guidelines, Report No. FHWA/RD-86-102, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, McLean, Virginia (1986).
- [11]. Whitman, R.V., "Seismic design of gravity retaining walls", Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 817-842 (1990).

۶- نتیجه‌گیری

بر اساس آنچه که در روش معمول طراحی دیوار حایل وزنی مرسوم است، دیوار در نمای مقطع عرضی و به پهنای یک متر و با فرض برقراری تئوری کرنش صفحه‌ای (طول بینهایت دیوار) طراحی می‌شود. اما با توجه به هندسه دیوار پرتال (با طول اندک) که در دو سوی خود به دیواره ترانشه و جداره گالری متصل است، مقدار قابل ملاحظه‌ای اصطکاک در برای مقاوم برای سازه مورد بحث ایجاد می‌شود که به پایداری آن کمک می‌کند. براساس الگوریتم ارائه شده در این مقاله مشخص شد که می‌توان در طراحی دیوار پرتال وزنی با در نظر گرفتن اثر نیروهای اصطکاکی مذکور به مقدار قابل ملاحظه‌ای طرح را بهینه کرد. برای مثال برای دیوارهای به ارتفاع ۶ تا ۹/۵ متری و با اعمال شتاب زلزله $0.2g$ طرح جدید بین ۳۶ تا ۵۲ درصد سبک‌تر از روش معمول خواهد بود. البته محاسبات نشان داد که با افزایش شتاب زلزله، مقدار اختلاف بین مقادیر حاصل از روش پیشنهادی و روش موجود کمتر خواهد شد. برای مثال اگر شتاب زلزله $0.3g$ باشد، برای دیوارهای با ارتفاع مذکور طرح جدید بین ۲۲ تا ۳۵ درصد بهینه خواهد بود. بنابر آنچه در این مقاله اشاره شد، می‌توان نتیجه گرفت که این الگوریتم و فرمول‌های پیشنهادی در آن، به منظور بهینه کردن طرح دیوارهای پرتال وزنی در تونل‌های راه و راه‌آهن مناسب بوده و باعث صرفه اقتصادی در طرح خواهد شد.

تشکر و قدردانی

این مقاله حاصل یک طرح پژوهشی با عنوان «الگوریتم طراحی بهینه دیوارهای پرتال وزنی برای تونل‌ها» بوده که با

نیروهای محرک استاتیکی خاک

$$K_a := \frac{(\sin(\beta + \phi_2))^2}{(\sin(\beta))^2 \cdot \sin(\beta - \delta s_2) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi_2 + \delta s_2) \cdot \sin(\phi_2 - \alpha))}{(\sin(\beta - \delta s_2) \cdot \sin(\alpha + \beta))}} \right]^2} = 0.607$$

$$P_a := \left(\frac{1}{2} \right) K_a \cdot \gamma \cdot 2 \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)^2 \quad \rightarrow \quad P_a = 493.465 \quad (\text{kN})$$

نیروهای مقاوم استاتیکی خاک

$$K_p := \frac{(\sin(\beta - \phi_3))^2}{(\sin(\beta))^2 \cdot \sin(\beta + \delta s_3) \left[1 - \sqrt{\frac{(\sin(\phi_3 + \delta s_3) \cdot \sin(\phi_3 + \alpha))}{(\sin(\beta + \delta s_3) \cdot \sin(\alpha + \beta))}} \right]^2} = 3.223$$

$$P_p := \left(\frac{1}{2} \right) K_p \cdot \gamma \cdot 3 \cdot (J)^2 \quad \rightarrow \quad P_p = 70.711 \quad (\text{kN})$$

Mononobe - Okabe's Method

نیروهای محرک دینامیکی خاک

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 0.197$$

$$K_{ae} := \frac{(\sin(\beta + \phi_2 - \theta))^2}{(\sin(\beta))^2 \cdot \sin(\beta - \theta - \delta s_2) \cdot \cos(\theta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi_2 + \delta s_2) \cdot \sin(\phi_2 - \theta - \alpha))}{(\sin(\beta - \theta - \delta s_2) \cdot \sin(\alpha + \beta))}} \right]^2} = 0.875$$

$$P_{ae} := \left(\frac{1}{2} \right) (1 - K_v) K_{ae} \cdot \gamma \cdot 2 \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)^2 \quad \rightarrow \quad P_{ae} = 711.07 \quad (\text{kN})$$

$$\Delta P_{ae} := P_{ae} - P_a \quad \rightarrow \quad \Delta P_{ae} = 217.605 \quad (\text{kN})$$

$$W_w := \gamma \cdot 1 \cdot [(J \cdot (A + G + F)) + [0.5 \cdot (I + F) \cdot L]] = 585.35 \quad (\text{kN}) \quad \text{وزن دیوار}$$

$$P_{aew} := W \cdot K_h = 117.07 \quad (\text{kN}) \quad \text{اینرسی زلزله دیوار}$$

$$H_w := 0.6 \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) = 5.55 \quad (\text{m}) \quad \text{مکان اعمال اینرسی زلزله}$$

نیروهای مقاوم دینامیکی خاک

$$K_{pe} := \frac{(\sin(\beta + \theta - \phi_3))^2}{(\sin(\beta))^2 \cdot \sin \left[\beta + \theta + \delta s_3 - \left(\frac{\pi}{2} \right) \right] \cdot \cos(\theta) \left[1 - \sqrt{\frac{(\sin(\phi_3 + \delta s_3) \cdot \sin(\phi_3 + \alpha - \theta))}{(\sin(\beta + \theta + \delta s_3) \cdot \sin(\alpha + \beta))}} \right]^2} = 35.819$$

$$P_{pe} := \left(\frac{1}{2} \right) K_{pe} \cdot (1 - K_v) \cdot \gamma \cdot 3 \cdot (J)^2 \quad \rightarrow \quad P_{pe} = 785.781 \quad (\text{kN})$$

$$\Delta P_{pe} := P_{pe} - P_p \quad \rightarrow \quad \Delta P_{pe} = 715.07 \quad (\text{kN})$$

$$T_{A0} := \Delta P_{pe} \cdot \cos(\delta d_3) = 695.312 \quad (\text{kN})$$

$$T_{11} := \Delta P_{pe} \cdot \sin(\delta d_3) = 166.93 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی در جداره گالری

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.25$$

$$\eta_1 = \frac{b_1 - b_0}{H_1} = 0.389$$

$$F_{g1} := K_0 \cdot \gamma_1 \cdot \left[b_1 \cdot \frac{(H_1)^3}{6} + \eta_1 \cdot \frac{(H_1)^4}{12} \right] = 4.807 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

نیروی اصطکاک بین دیوار و جداره گالری

$$h_{c0} := \frac{[1.5 \cdot b_1 \cdot (H_1)^4 + 0.8 \eta_1 \cdot (H_1)^5]}{[2 \cdot b_1 \cdot (H_1)^3 + \eta_1 \cdot (H_1)^4]} = 7.275 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از بالای دیوار

$$H_{c1} := H_1 - h_{c0} = 2.225 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از تراز کف فونداسیون

$$F_{f_{g1}} := F_{g1} \cdot \tan(\delta s_1) = 1.813 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی بین دیوار و جداره گالری در حالت استاتیکی

$$F_{f_{gd}} := F_{g1} \cdot \tan(\delta d_1) = 1.333 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی بین دیوار و جداره گالری در حالت دینامیکی

نیروهای مقاوم اصطکاکی در جداره ترانشه

$$\eta_2 = \frac{b_3 - b_2}{H_2} = 0.411$$

$$F_{t1} := \cos(\lambda) \cdot \gamma_1 \cdot \left[b_2 \cdot \frac{(H_2)^3}{6} + \eta_2 \cdot \frac{(H_2)^4}{12} \right] = 3.36 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

عکس العمل اول سطح بین دیوار و جداره ترانشه

$$h_{c1} := \frac{[1.5 \cdot b_2 \cdot (H_2)^4 + 0.8 \cdot \eta_2 \cdot (H_2)^5]}{[2 \cdot b_2 \cdot (H_2)^3 + \eta_2 \cdot (H_2)^4]} = 7.137 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از بالای دیوار

$$H_{c2} := H_2 - h_{c1} = 1.863 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از تراز کف فونداسیون

$$F_{f_{t1}} := F_{t1} \cdot \tan(\delta s_4) = 796.27 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی اول بین دیوار و جداره ترانشه در حالت استاتیکی

$$F_{f_{td1}} := F_{t1} \cdot \tan(\delta d_4) = 592.411 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی اول بین دیوار و جداره ترانشه در حالت دینامیکی

$$F_{t2} := \sin(\lambda) \cdot \gamma_1 \cdot K_0 \cdot \left[b_2 \cdot \frac{(H_2)^3}{6} + \eta_2 \cdot \frac{(H_2)^4}{12} \right] = 1.245 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

عکس العمل دوم سطح بین دیوار و جداره ترانشه

$$h_{c2} := \frac{[1.5 \cdot b_2 \cdot (H_2)^4 + 0.8 \cdot \eta_2 \cdot (H_2)^5]}{[2 \cdot b_2 \cdot (H_2)^3 + \eta_2 \cdot (H_2)^4]} = 7.137 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از بالای دیوار

$$H_{c3} := H_2 - h_{c2} = 1.863 \quad (\text{m})$$

فاصله محل اعمال نیرو از تراز کف فونداسیون

$$F_{f_{t2}} := F_{t2} \cdot \tan(\delta s_4) = 295.13 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی دوم بین دیوار و جداره ترانشه در حالت استاتیکی

$$F_{f_{td2}} := F_{t2} \cdot \tan(\delta d_4) = 219.571 \quad (\text{kN})$$

نیروی مقاوم اصطکاکی دوم بین دیوار و جداره ترانشه در حالت دینامیکی

$$R_{d1} = 0.6$$

(Rd1) ضریب کاهش نیروهای مقاوم اصطکاکی در جداره گالری

$$R_{d2} = 0.4$$

(Rd2) ضریب کاهش نیروهای مقاوم اصطکاکی در جداره ترانشه

محاسبه لنگر مقاوم در حالت استاتیکی

نیروی (kN)	بازو (m)	لنگر (kN-m)
$P_1 := I \cdot L \cdot \gamma_1 = 55.2$	$R_{A4} := A + 0.5 \cdot I = 0.9$	$M_1 := P_1 \cdot R_1 = 49.68$
$P_2 := L \cdot \frac{(F-D)}{2} \cdot \gamma_1 = 340.4$	$R_2 := A + I + \left[\left(\frac{1}{3} \right) \cdot (F-D) \right] = 2.283$	$M_2 := P_2 \cdot R_2 = 777.247$
$P_3 := J \cdot (A + F + G) \cdot \gamma_1 = 189.75$	$R_3 := 0.5 \cdot (A + F + G) = 2.75$	$M_3 := P_3 \cdot R_3 = 521.813$
$P_4 := P_p \cdot \cos(\delta s_2) = 67.25$	$R_4 := \left(\frac{1}{3} \right) \cdot J = 0.5$	$M_4 := P_4 \cdot R_4 = 33.625$
$P_5 := P_a \cdot \sin(\delta s_2) = 152.489$	$R_5 := \left[\left[\left(\frac{1}{6} \right) \cdot (H_1 + H_2) \right] - L \right] \cdot \left[\frac{(F-D)}{-L} \right] + I + A = 3.324$	$M_5 := P_5 \cdot R_5 = 506.867$
$P_6 := R_{d1} \cdot F_{f_{g1}} = 1.088 \times 10^3$	$R_6 := H_{c1} = 2.225$	$M_6 := P_6 \cdot R_6 = 2.42 \times 10^3$
$P_7 := R_{d2} \cdot F_{f_{t1}} = 318.508$	$R_7 := H_{c2} = 1.863$	$M_7 := P_7 \cdot R_7 = 593.314$
$P_8 := R_{d2} \cdot F_{f_{t2}} = 118.052$	$R_8 := H_{c3} = 1.863$	$M_8 := P_8 \cdot R_8 = 219.906$

$$M_r := \sum M = 5.123 \times 10^3 \quad (\text{kN-m})$$

محاسبه لنگر محرک در حالت استاتیکی

نیرو (kN)	بازو (m)	لنگر (kN-m)
$U_1 := Pa \cdot \cos(\delta s_2) = 469.313$	$r_1 := \left(\frac{1}{3}\right) \cdot \frac{(H1 + H2)}{2} = 3.083$	$M_{U1} := U_1 \cdot r_1 = 1.447 \times 10^3$
$M_o := \sum m = 1.447 \times 10^3 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$		

$SFovers := \frac{Mr}{Mo} = 3.54$

ضریب اطمینان در برابر واژگونی دیوار در حالت استاتیکی :

Control_Ov_st1 := "OK" if SFovers ≥ 1.5 **Wall on Rock** Control_Ov_st1 = "OK"
 "No" otherwise

Control_Ov_st2 := "OK" if SFovers ≥ 2 **Wall on Soil** Control_Ov_st2 = "OK"
 "No" otherwise

محاسبه لنگر مقاوم در حالت دینامیکی

نیرو (kN)	بازو (m)	لنگر (kN-m)
$T_1 := I \cdot L \cdot \gamma_1 = 55.2$	$Ds_1 := A + 0.5 \cdot I = 0.9$	$Q_1 := T_1 \cdot Ds_1 = 49.68$
$T_2 := 0.5 \cdot L \cdot \gamma_1 \cdot (F - D) = 340.4$	$Ds_2 := A + I + \left[\left(\frac{1}{3}\right) \cdot (F - D)\right] = 2.283$	$Q_2 := T_2 \cdot Ds_2 = 777.247$
$T_3 := J \cdot (A + F + G) \cdot \gamma_1 = 189.75$	$Ds_3 := 0.5 \cdot (A + F + G) = 2.75$	$Q_3 := T_3 \cdot Ds_3 = 521.813$
$T_4 := Pp \cdot \cos(\delta d_2) = 68.757$	$Ds_4 := \left(\frac{1}{3}\right) \cdot J = 0.5$	$Q_4 := T_4 \cdot Ds_4 = 34.378$
$T_5 := Pa \cdot \sin(\delta d_2) = 115.197$	$Ds_5 := \left[\left[\left(\frac{1}{6}\right) \cdot (H1 + H2)\right] - L\right] \cdot \left[\frac{(F - D)}{-L}\right] + I + A = 3.324$	$Q_5 := T_5 \cdot Ds_5 = 382.91$
$T_6 := \Delta Pa_e \sin(\delta d_2) = 50.799$	$Ds_6 := \left[\left[\left(\frac{1}{6}\right) \cdot (H1 + H2) \cdot 0.6\right] - L\right] \cdot \left[\frac{(F - D)}{-L}\right] + I + A = 3.894$	$Q_6 := T_6 \cdot Ds_6 = 197.83$
$T_7 := Rd1 \cdot Ffd_1 = 799.803$	$Ds_7 := Hc1 = 2.225$	$Q_7 := T_7 \cdot Ds_7 = 1.779 \times 10^3$
$T_8 := Rd2 \cdot Ffd_1 = 236.964$	$Ds_8 := Hc2 = 1.863$	$Q_8 := T_8 \cdot Ds_8 = 441.415$
$T_9 := Rd2 \cdot Ffd_2 = 87.829$	$Ds_9 := Hc3 = 1.863$	$Q_9 := T_9 \cdot Ds_9 = 163.606$
$Q_r := \sum Q = 4.348 \times 10^3 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$		

محاسبه لنگر محرک در حالت دینامیکی

نیرو (kN)	بازو (m)	لنگر (kN-m)
$t_1 := Pa \cdot \cos(\delta d_2) = 479.831$	$ds_1 := \left(\frac{1}{3}\right) \cdot \frac{(H1 + H2)}{2} = 3.083$	$q_1 := t_1 \cdot ds_1 = 1.479 \times 10^3$
$t_2 := \Delta Pa_e \cos(\delta d_2) = 211.593$	$ds_2 := 0.6 \cdot \frac{(H1 + H2)}{2} = 5.55$	$q_2 := t_2 \cdot ds_2 = 1.174 \times 10^3$
$t_3 := Paew = 117.07$	$ds_3 := Hw = 5.55$	$q_3 := t_3 \cdot ds_3 = 649.739$
$Q_o := \sum q = 3.304 \times 10^3 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$		

$SFoverd := \frac{Q_r}{Q_o} = 1.316$

ضریب اطمینان در برابر واژگونی دیوار در حالت دینامیکی :

Control_Ov_dyn1 := "OK" if SFoverd ≥ 1.125 **Wall on Rock** Control_Ov_dyn1 = "OK"
 "No" otherwise

Control_Ov_dyn2 := "OK" if SFoverd ≥ 1.5 **Wall on Soil** Control_Ov_dyn2 = "No"
 "No" otherwise

محاسبه نیروی مقاوم لغزش در حالت استاتیکی

$$F_{ps} := 0.66 \cdot (A + G + F) \cdot C_3 + (P_1 + P_2 + P_3 + P_5) \cdot \tan(\delta s_3) + P_6 + P_7 + P_8 = 1.873 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

محاسبه نیروی محرک لغزش در حالت استاتیکی

$$F_{as} := U_1 = 469.313 \quad (\text{kN})$$

$$SF_{shears} := \frac{F_{ps}}{F_{as}} = 3.991$$

ضریب اطمینان در برابر لغزش در حالت استاتیکی

$$Control_Shear_st := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } SF_{shears} \geq 1.5 \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock or Soil} \quad Control_Shear_st = \text{"OK"}$$

محاسبه نیروی مقاوم لغزش در حالت دینامیکی

$$F_{pd} := 0.50 \cdot (A + G + F) \cdot C_3 + (T_1 + T_2 + T_3 + T_5 + T_6) \cdot \tan(\delta d_3) + T_7 + T_8 + T_9 = 1.387 \times 10^3 \quad (\text{kN})$$

محاسبه نیروی محرک لغزش در حالت دینامیکی

$$F_{ad} := t_1 + t_2 = 691.423 \quad (\text{kN})$$

$$SF_{sheard} := \frac{F_{pd}}{F_{ad}} = 2.007$$

ضریب اطمینان در برابر لغزش در حالت دینامیکی

$$Control_Shear_dyn := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } SF_{sheard} \geq 1.125 \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock or Soil} \quad Control_Shear_dyn = \text{"OK"}$$

ظرفیت باربری پی دیوار پرتال در حالت استاتیکی

$$V_s := P_1 + P_2 + P_3 + P_5 = 737.839 \quad (\text{kN})$$

$$M_{nets} := M_r - M_o - [0.5(M_6 + M_7 + M_8)] = 2.059 \times 10^3 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$X_s := \frac{M_{nets}}{V_s} = 2.79 \quad (\text{m})$$

$$Control_Xs1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{(A + F + G)}{4} \leq X_s \leq \frac{3(A + F + G)}{4} \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock} \quad Control_Xs1 = \text{"OK"}$$

$$Control_Xs2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{(A + F + G)}{3} \leq X_s \leq \frac{2(A + F + G)}{3} \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Soil} \quad Control_Xs2 = \text{"OK"}$$

$$e_s := \left| \frac{(A + F + G)}{2} - X_s \right| = 0.04 \quad (\text{m})$$

$$Control_e_st1 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } e_s \leq \left[\frac{(A + F + G)}{4} \right] \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock} \quad Control_e_st1 = \text{"OK"}$$

$$Control_e_st2 := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } e_s \leq \left[\frac{(A + F + G)}{6} \right] \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Soil} \quad Control_e_st2 = \text{"OK"}$$

$$q_{maxs} := \left(\frac{V_s}{A + F + G} \right) \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{es}{A + F + G} \right) = 140.075 \quad (\text{kPa})$$

$$q_{mins} := \left(\frac{V_s}{A + F + G} \right) \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{es}{A + F + G} \right) = 128.231 \quad (\text{kPa})$$

$$Bs := (A + F + G) - 2 \cdot es = 5.419 \quad (\text{m})$$

$$\psi_s := \text{atan} \left(\frac{Pa \cdot \cos(\delta s_2) - Pp \cdot \cos(\delta s_2)}{V_s} \right) = 0.499$$

$$F_{cds} := 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D}{Bs} \right) = 1.148 \quad F_{qds} := 1 + 2 \cdot \tan(\phi_3) \cdot (1 - \sin(\phi_3))^2 \cdot \left[\frac{D}{(Bs)} \right] = 1.112 \quad F_{\gamma ds} := 1$$

$$F_{cis} := \left(1 - \frac{\psi_s}{0.5\pi} \right)^2 = 0.466 \quad F_{qis} := F_{cis} = 0.466 \quad F_{\gamma is} := \left(1 - \frac{\psi_s}{\phi_3} \right)^2 = 3.454 \times 10^{-3}$$

$$N_{qs} := e^{\pi \cdot \tan(\phi_3)} \cdot \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_3}{2} \right) \right)^2 = 13.199 \quad N_{cs} := (N_{qs} - 1) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\phi_3)} \right) = 23.942 \quad N_{\gamma s} := (N_{qs} - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi_3) = 9.463$$

$$q_{us} := C_3 \cdot N_{cs} \cdot F_{cds} \cdot F_{cis} + q_{3s} \cdot N_{qs} \cdot F_{qds} \cdot F_{qis} + 0.5 \cdot \gamma_3 \cdot N_{\gamma s} \cdot F_{\gamma ds} \cdot F_{\gamma is} \cdot Bs = 652.107 \quad (\text{kPa})$$

$$SF_s := \frac{q_{us}}{q_{maxs}} = 4.655$$

$$\text{Control_bearing_st} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } SF_s \geq 3 \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Control_bearing_st} = \text{"OK"}$$

Wall on Rock or Soil

ظرفیت باربری پی دیوار پرتال در حالت دینامیکی

$$V_d := T_1 + T_2 + T_3 + T_5 + T_6 = 751.346 \quad (\text{kN})$$

$$M_{netd} := Q_r - Q_o - [0.1 \cdot (Q_7 - Q_8 - Q_9)] = 927.278 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$X_d := \frac{M_{netd}}{V_d} = 1.234 \quad (\text{m})$$

$$\text{Control_Xd1} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{(A + F + G)}{6} \leq X_d \leq \frac{5(A + F + G)}{6} \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock or Soil} \quad \text{Control_Xd1} = \text{"OK"}$$

$$e_d := \left| \frac{(A + F + G)}{2} - X_d \right| = 1.516 \quad (\text{m})$$

$$\text{Control_e_dyn1} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } e_s \leq \left[\frac{(A + F + G)}{3} \right] \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Rock} \quad \text{Control_e_dyn1} = \text{"OK"}$$

$$\text{Control_e_dyn2} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } e_s \leq \left[\frac{(A + F + G)}{3} \right] \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Wall on Soil} \quad \text{Control_e_dyn2} = \text{"OK"}$$

$$q_{maxd} := \left(\frac{V_d}{A + F + G} \right) \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_d}{A + F + G} \right) = 362.511 \quad (\text{kPa})$$

$$q_{mind} := \left(\frac{V_d}{A + F + G} \right) \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_d}{A + F + G} \right) = -89.294 \quad (\text{kPa})$$

$$q_{3d} := \gamma_3 \cdot D = 39 \quad (\text{kPa})$$

$$B_d := (A + F + G) - 2 \cdot e_d = 2.468 \quad (\text{m}) \quad \psi_d := \text{atan} \left(\frac{Pa \cdot \cos(\delta d_2) - Pp \cdot \cos(\delta d_2)}{V_d} \right) = 0.501$$

$$F_{cdd} := 1 + 0.4 \cdot \left(\frac{D}{B_d} \right) = 1.324 \quad F_{qdd} := 1 + 2 \cdot \tan(\phi_3) \cdot (1 - \sin(\phi_3))^2 \cdot \left[\frac{D}{(B_d)} \right] = 1.246 \quad F_{\gamma dd} := 1$$

$$F_{cid} := \left(1 - \frac{\psi_d}{0.5\pi} \right)^2 = 0.464 \quad F_{qid} := F_{cid} = 0.464 \quad F_{\gamma id} := \left(1 - \frac{\psi_d}{\phi_3} \right)^2 = 3.889 \times 10^{-3}$$

$$N_{qd} := e^{\pi \cdot \tan(\phi_3)} \cdot \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_3}{2} \right) \right)^2 = 13.199 \quad N_{cd} := (N_{qd} - 1) \cdot \left(\frac{1}{\tan(\phi_3)} \right) = 23.942 \quad N_{\gamma d} := (N_{qd} - 1) \cdot \tan(1.4 \cdot \phi_3) = 9.463$$

$$q_{ud} := C_3 \cdot N_{cd} \cdot F_{cdd} \cdot F_{cid} + q_{3d} \cdot N_{qd} \cdot F_{qdd} \cdot F_{qid} + 0.5 \cdot \gamma_3 \cdot N_{\gamma d} \cdot F_{\gamma dd} \cdot F_{\gamma id} \cdot B_d = 740.078 \quad (\text{kPa})$$

$$SF_d := \frac{q_{ud}}{q_{maxd}} = 2.042$$

$$\text{Control_bearing_dyn} := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } SF_d \geq 1.5 \\ \text{"No"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Control_bearing_dyn} = \text{"Ok"}$$

Wall on Rock or Soil