



محاسبه پتانسیل روانگرایی خاک با استفاده از سرعت موج برشی

عسگر جانعلیزاده چوب بستنی^۱، مهران نقی زاده رکنی*^۲، محسن نقی زاده رکنی^۳

۱- دانشیار دانشگاه صنعتی نوشیروان asskar@nit.ac.ir

۲- کارشناس ارشد ژئوتکنیک دانشگاه آزاد زنجان naghizademehran@yahoo.com

۳- کارشناس ارشد ژئوتکنیک دانشگاه آزاد زنجان jj.mehran@gmail.com

چکیده

مقاومت روانگرایی خاکها را می توان با استفاده از آزمون های آزمایشگاهی، مانند آزمون نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش نفوذ مخروط (CPT) و سرعت موج برشی (Vs) مورد ارزیابی قرار داد. طرح کلی این مقاله بر اساس محاسبه پتانسیل روانگرایی با استفاده از سرعت موج برشی بنا نهاده شده است و در آن از فرمت کلی روش سید و ایدریس بر اساس آزمون نفوذ استاندارد استفاده شده است. بر اساس روش ارائه شده، یک رابطه مهم میان سرعت موج برشی و مقاومت نفوذ استاندارد خاک های ریز دانه به دست آمده است. با استفاده از آزمون نفوذ استاندارد (SPT) و بر اساس نمودارهای روانگرایی خاک، نمودارهای جدید ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک بر اساس داده های سرعت موج برشی برای زلزله با بزرگای متفاوت به دست آمده است.

واژه های کلیدی: خاک، روانگرایی، سرعت موج برشی، مقاومت نفوذ استاندارد

۱- مقدمه

پتانسیل روانگرایی یک لایه خاک را می توان از طریق تست های آزمایشگاهی بر روی نمونه های خاک دست نخورده و یا از طریق آزمون های درجا تعیین کرد. ترکیبی از این دو روش نیز می تواند در تجزیه و تحلیل روانگرایی خاک بکار رود. از آنجا که هزینه جمع آوری نمونه دست نخورده، بطور قابل توجهی بالا است و شرایط های آزمایشگاهی به درستی نمی توانند شرایط های عرصه واقعی را شبیه سازی کنند، در نتیجه آزمون های آزمایشی درجا بهترین روش برای محاسبه پتانسیل روانگرایی خاک ها در نظر گرفته می شوند. تست های نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش های نفوذ مخروط (CPT)، آزمایش های تنظیم قدرت تخت (DMT) و روش سرعت موج برشی (SWV) به طور معمول در آزمون درجا برای پیش بینی پتانسیل روانگرایی بکار می روند. در میان روش های آزمایشی، روش سرعت موج برشی بهترین معرف خصوصیات دینامیکی خاک در نظر گرفته می شود زیرا پدیده روانگرایی خاک به طور مستقیم به خصوصیات دینامیکی خاک مربوط می شود.

۲- ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک بر اساس سرعت موج برشی

اعتقاد بر این است این تکنیک بهترین روش پیش بینی پتانسیل روانگرایی خاک است. روش سرعت موج برشی نسبت به سایر آزمایش های نفوذ درجا برتر است، زیرا (الف) وجود ذرات بزرگ در پایه خاک (به عنوان مثال، خاک های ماسه ای) که تأثیر کمی بر روش SWV دارد را غیر فعال میکنند (ب) یک آزمایش غیر مخرب است و (ج) این آزمایش یکی از چند خواص دینامیکی خاک است که می تواند هم در آزمایشگاه و هم در زمین [1] اندازه گیری شود.

محدودیت های روش SWV عبارتند از: (الف) داده های عملکرد زمین دارای محدودیت در مناطق زلزله برای ایجاد ارتباط بین SWV و روانگرایی خاک است، (ب) صوت SWV معمولاً در فواصل بزرگ (به بزرگی ۱ متر) اجرا می شوند و (ج) هیچ نمونه خاک از طریق روش SWV بازیافت نمی شود. در میان این محدودیت ها، شاید پایگاه داده محدود، محدودیت بسیار مهمی برای استفاده از روش SWV در پیش بینی روانگرایی خاک است. تکنیک های پیش بینی روانگرایی خاک حاضر با استفاده از آزمون های درجا، به شدت در حجم بزرگی از داده های جمع آوری شده از مناطق SPT شناخته شده برای

مناطق روانگرا و غیر روانگرا تحت بار زلزله بکار می روند. آزمون نفوذ مخروط (CPT) مبتنی بر روش ارزیابی روانگرایی و با توجه به ارتباط خوب میان مقاومت SPT و CPT خاک های کم انسجام است. هدف این مقاله ارائه نمودارهای پتانسیل روانگرایی خاک برای زلزله با بزرگای مختلف با استفاده از SWV در خاکهای متخلخل است. نمودارهای روانگرایی سید بر اساس داده SPT برای ساخت نمودارهای ارزیابی روانگرایی خط پایه استفاده شده اند. روش اداریس- سید برای ارزیابی مقاومت روانگرایی اساسا محاسبه دو پارامتر را شامل می شود: (۱) سطح بارگذاری چرخه ای بر خاک ناشی از زلزله، به صورت نسبت تنش چرخه ای بیان شده است؛ و (۲) مقاومت خاک برای روانگرایی، به صورت یک نسبت مقاومت چرخه ای بیان شده است. نسبت تنش چرخه ای CRS در عمق دقیق در سطح نشست خاک [2] محاسبه شده است:

$$CSR = 0.65(a_{max}/g)(\sigma_v/\sigma'_v)r_d \quad (1)$$

که a_{max} حداکثر شتاب افقی سطح زمین (روباره)، g شتاب گرانش σ_v مجموع فشار عمودی در عمق، σ'_v فشار روباره موثر در عمق یکسان و r_d ضریب کاهش تنش برشی.

سه روش، یا منحنی، برای تعیین نسبت مقاومت چرخه ای CRR، در شکل a-c ۱ نشان داده شده اند. در شکل a ۱، منحنی برای تعیین CRR از انرژی - و فشار روباره - تعداد ضربه SPT، $(N_1)_{60}$ تصحیح شده توسط سید و همکاران [۳] و اصلاح شده بوسیله یود و همکاران [۴] نشان داده شده است. این منحنی برای زلزله ها با بزرگی لحظه ای، $M_w = 7.5$ و ماسه ها با حجم ریز، $FC \leq 5\%$ رسم شده است. برای اعمال منحنی بیش از حد خاک با $FC < 5\%$ ، اداریس با کمک سید اصلاح زیر را برای مقدار معادل شن و ماسه تمیز [۵] توسعه داده اند:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2)$$

که در آن $(N_1)_{60CS}$ معادل مقدار شن و ماسه تمیز $(N_1)_{60}$ ، α و β ، ضریب تعیین که با استفاده از نسبت های زیر به دست می آید:

$$\alpha = 0.0 \quad \text{for } FC \leq 5\% \quad (3)$$

$$\alpha = \exp[1.76 - 190/FC^2] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \quad (4)$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{for } FC \geq 35\% \quad (5)$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{for } FC \leq 5\% \quad (6)$$

$$\beta = [0.99 + FC^{1.5}/1000] \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \quad (7)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{for } FC \geq 35\% \quad (8)$$

معادلات (۳) الی (۸) برای محاسبات معمول مقاومت روانگرایی ارائه شده اند [4]. در شکل b ۱، منحنی برای تعیین CRR از فشار روباره - اصلاح مقاومت نوک CPT، q_{c1N} توسط رابرتسون و ویرد [۶] نشان داده شد. این منحنی برای زلزله ها با بزرگای ۷.۵ و ماسه ها با $FC \leq 5\%$ و اندازه دانه متوسط، $D_{50} = 0.25 - 2.0$ میلی متر است. در بکار بردن این منحنی برای خاک با $FC > 5\%$ ، رابرتسون و ویرد [۶] اصلاح زیر را برای مقدار معادل شن و ماسه تمیز توسعه دادند:

$$K_c = 1.0 \quad \text{for } I_c \leq 1.64 \quad (9)$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{for } I_c \leq 1.64 \quad (10)$$

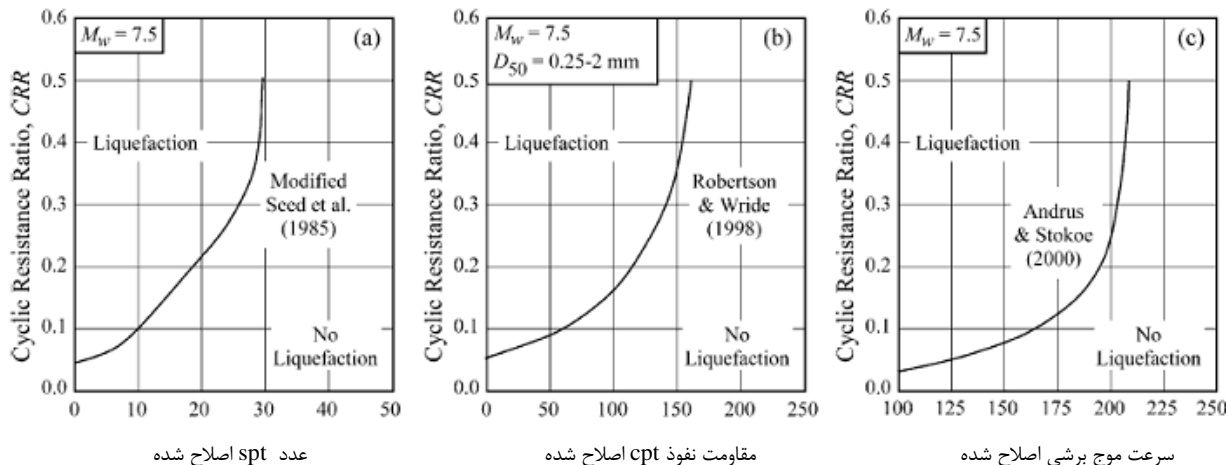
که در آن I_c شاخص نوع رفتار خاک است و توسط فرمول زیر تعیین می شود:

$$I_c = \left[(3.74 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (11)$$

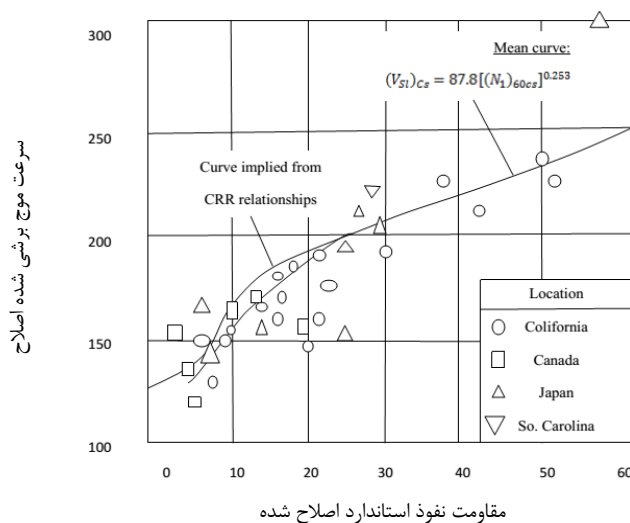
$$Q = \left[(q_c - \sigma_v) / P_a \right] \left[P_a / \sigma'_v \right]^n \quad (12)$$

$$F = \left[f_s / (q_c - \sigma_v) \right] 100\% \quad (13)$$

که در آن q_c ، مقاومت نوک مخروط اندازه گیری شده، FS مقاومت آستین مخروط اندازه گیری شده، P_a فشار مرجع 100 کیلو پاسکال (یا 1 اتمسفر) و n توان، که بستگی به نوع خاک دارد. مقادیر $\sigma'_v, P_a, f_s, q_c, \sigma'_v$ همه در واحد های مشابه هستند.



شکل ۱: منحنی های مقاومت روانگرایی بر اساس SPT، CPT، و V_S

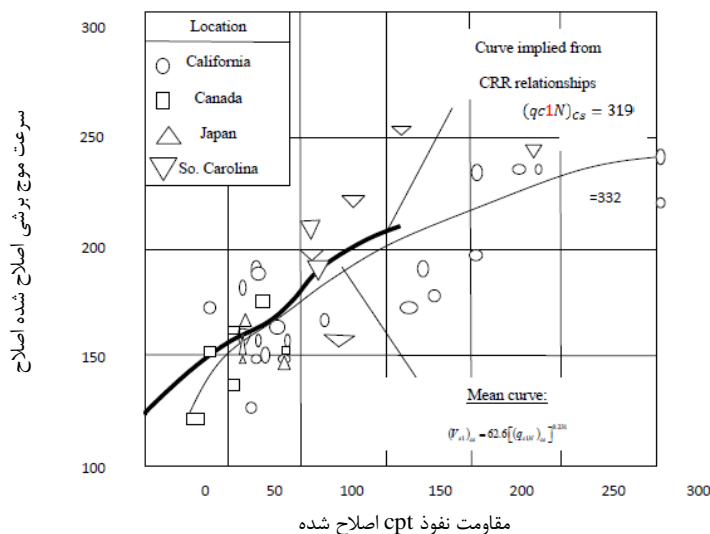


شکل ۲: نسبت های میان $(V_{S1})_{CS}$ و $(N_1)_{60CS}$ برای ماسه های هولوسن غیر سیمانی

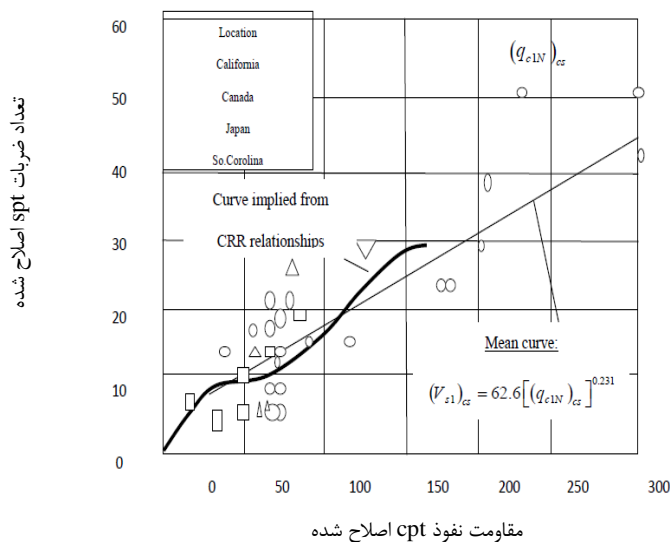
مقدار محدوده ها از 0.5 برای خاک تمیز تا 1.0 برای خاک رس $[V]$ ، می تواند از طریق روش تکراری $[6]$ تقریب زده شود. در شکل 1c، منحنی برای تعیین CRR از فشار روباره- برش اصلاح شده- سرعت موج $VS1$ توسط اندروس و استوکو $[8]$ نشان داده شده است. این منحنی برای زلزله با بزرگای 7.5 ، شن ها و ماسه غیرچسبان تازه با $FC \leq 5\%$ رسم شده است. برای بکار بردن این منحنی برای خاک ها با $FC > 5\%$ و یا خاک های قدیمی تر، $VS1$ می تواند برای معادله جدید، مقدار خاک تمیز توسط معادله زیر اصلاح شود:

$$(V_{S1})_{csa1} = K_{a1} (V_{S1})_{CS} = K_{a1} K_{CS} V_{S1} \quad (14)$$

که $(V_{S1})_{csa1}$ معادل جدید مقدار خاک تمیز V_{S1} ، $(V_{S1})_{CS}$ معادل مقدار خاک تمیز از لحاظ سنی، K_{CS} ضریب تصحیح مقدار ریز دانه ها و K_{a1} فاکتور سنی برای اصلاح مقادیر است.



شکل ۳: نسبت های میان $(V_{s1})_{CS}$ و $(q_{c1N})_{cs}$ برای ماسه های هولوسن غیر سیمانی



شکل ۴: نسبت های $(N_1)_{60CS}$ و $(q_{c1N})_{cs}$ ماسه های هولوسن غیر سیمانی

جانگ و همکاران [۹] نسبت های زیر را ارائه کرده اند:

$$K_{cs} = 1.0 \quad \text{for } FC \leq 5\% \quad (15)$$

$$K_{cs} = 1 + (FC - 5)T \quad \text{for } 5\% < FC < 35\% \quad (16)$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \quad \text{for } FC \geq 35\% \quad (17)$$

$$T = 0.009 - 0.0109(V_{s1}/100) + 0.0038(V_{s1}/100)^2 \quad (18)$$

از آنجا که سه منحنی نشان داده شده در شکل ۱ همه برای زلزله ها $M_W = 7.5$ و ماسه ها با $FC \geq 5\%$ هستند، به نسبت های میان SPT، CPT و Vs اشاره دارند. یکی از آنها، این نسبت ها را با رسم مقادیر $(N_1)_{60CS}$ ، $(q_{c1N})_{cs}$ و $(V_{s1})_{csa1}$ با مقادیر یکسان CRR بدست می آورد. نسبت های $(N_1)_{60CS}$ ، $(V_{s1})_{csa1}$ و $(q_{c1N})_{cs}$ ، $(V_{s1})_{csa1}$ - $(q_{c1N})_{cs}$ و

های V_s است، به این دلیل که آنها مقایسه های روش های ارزیابی پتانسیل روانگرایی را بدون نیاز به محاسبه CSR ارائه می دهند. بنابراین، داده ها از مکان ها توسط زمین لرزه ها نمی لرزند و نیز می توان برای اعتبار میان روش های ارزیابی پتانسیل روانگرایی مورد استفاده قرار بگیرند.

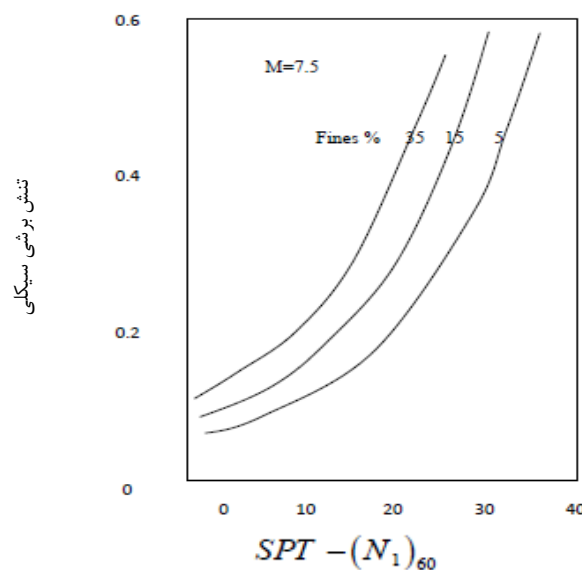
۳- رابطه میان سرعت موج برشی و آزمون نفوذ استاندارد

روش های تجربی برای ارزیابی مقاومت روانگرایی خاک با استفاده از آزمون نفوذ استاندارد SPT [10] و CPT [11] گسترش یافته اند. تحقیقات انجام شده توسط پژوهشگران نشان داده است که یک مبنای منطقی برای انتظار داشتن از یک همبستگی خوب میان مقاومت روانگرایی خاک و مقاومت نفوذ خاک وجود دارد [12,13]. به همین ترتیب SWV نیز توسط چندین پارامتر خاک تحت تاثیر بوده که بر روانگرایی خاک در برابر لرزه های زلزله، مانند تراکم نسبی، فشار روباره، تاریخ تنش، و سن زمین شناسی اثر می گذارد. به منظور ایجاد یک روش ارزیابی روانگرایی بر اساس SWV، [5] نسبت تنش چرخه ای به صورت زیر ارائه شد:

$$\tau/\sigma'_0 = 0.65(a_{\max}/g)(\sigma_0/\sigma'_0)r_d \quad (19)$$

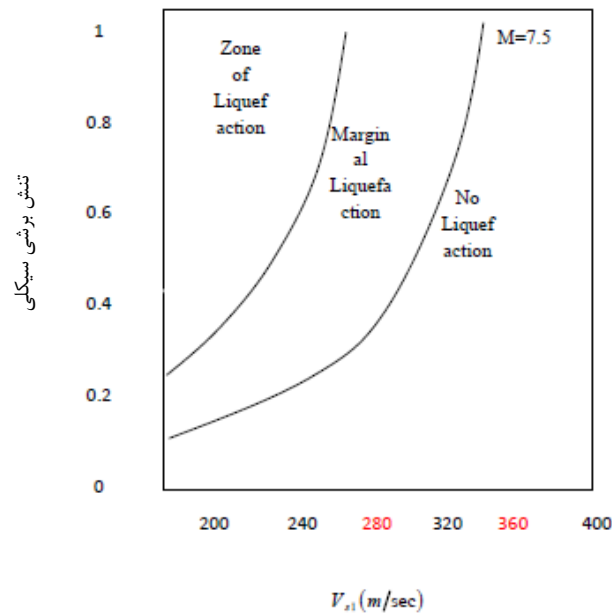
که τ/σ'_0 نسبت تنش چرخه ای برای گسترش روانگرایی در خاک است، a_{\max} شتاب زمین در راستای افقی (در گرم) است، σ_0 تنش کلی، σ'_0 تنش موثر بر لایه و r_d عامل کاهش تنش است. آثار سید و همکارانش در فرم تنش چرخه ای در مقابل N_{spt} در شکل ۵ و ۶ ارائه شده است. در شکل ۵ سه خط جدا کننده ی منطقه روانگرا از غیر روانگرا مربوط به محتویات ریزدانه ها به ترتیب ۵، ۱۵ و ۳۵٪ وجود دارند. شکل ۶ خطوط مختلف را برای روانگرایی برای زلزله ها با بزرگی متفاوت نشان می دهد.

به منظور استفاده از اطلاعات SWV در ارزیابی روانگرایی خاک، شکل ۷ ایجاد شد. دو خط فاصل در این شکل یک منطقه روانگرایی مرزی مربوط به مرزهای بالایی و پایینی منطقه ی خط کشی را در شکل ۷ تشکیل می دهند. به این دلیل که این پراکندگی در SWV در مقابل داده های آزمون نفوذ استاندارد مشخص بود، در نتیجه منطقه روانگرایی مرزی بزرگ به نظر بزرگ می رسد. به منظور ساده سازی این جدول در یک شکل قابل استفاده تر، شکل ۷ با استفاده از منحنی میانگین معادله $V_s = 175 + 3.75(N)_{60}$ از شکل ۱۱ رسم شد.



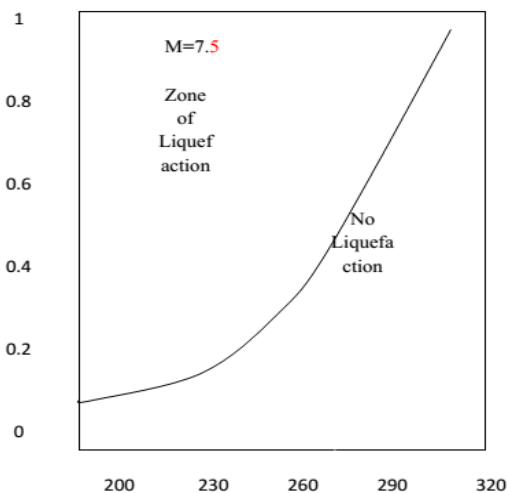
شکل ۵: نسبت های نسبت تنش چرخه ای مسبب مقادیر روانگرایی و SPT-N برای ماسه های سیلنتی برای زلزله های

$$[11] M_w = 7.5$$



شکل ۶ : نسبت میان نسبت های تنش چرخه ای و سرعت موج برشی

باید در نظر گرفته شود که برای تعریف بهتری از تجزیه و تحلیل روانگرایی هنگام استفاده از این نمودار، این واقعیت معین شده است که جداول ارزیابی روانگرایی خاک بر اساس اصلاح روباره هستند.



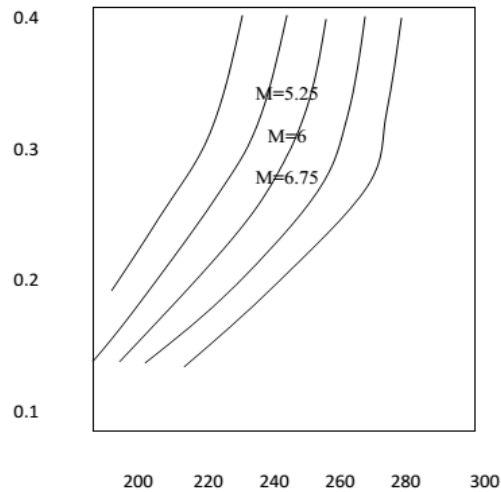
شکل ۷ : نسبت ساده میان نسبت تنش چرخه ای و سرعت موج برشی

مقدار نفوذ، یک روش مشابه را برای تهیه نمودارهای ارزیابی روانگرایی SWV پایه ای بکار می برد. به این منظور، معادله تصحیح روباره برای سرعت موج برشی توسط ربرتسون و همکاران [6] ارائه شده است:

$$V_{s1} = V_s \left(P_a / \sigma'_0 \right)^{0.25} \quad (20)$$

که V_{s1} ، SWV نرمال در متر بر ثانیه است، P_a تنش مرجع (معمولا ۱۰۰ کیلو پاسکال یا ۱ بار)، σ'_0 تنش روباره عمودی موثر در واحدهای یکسان و V_s و P_a در SWV اندازه گیری شده در متر/ثانیه است. به این منظور استفاده از SWV در تجزیه و تحلیل روانگرایی خاک برای دیگر بزرگی ها نسبت به $M_w = 7.5$ ، در شکل ۸ ادامه می یابد. برای انجام این کار، اطلاعات در شکل ۵ در قالب یک جفت نسبت تنش چرخه ای در مقابل داده های

شکل ۸ برای یک دامنه خاص زلزله بر روی شکل ۸ منتقل شده است. هر منحنی بزرگی خاص زلزله جداکننده ی منطقه روانگرا را از منطقه غیر روانگرا در شکل ۸ نشان می دهد.



شکل ۸: جدول ارزیابی روانگرایی خاک برای زلزله ها با مقدار های مختلف با استفاده از سرعت موج برشی

۴- نتیجه گیری

نتایج آزمایش SWV و SPT مطالعات موجود و قبلی نشان داده اند که ارتباط منطقی خوب بین سرعت موج برشی و مقاومت نفوذ استاندارد خاک های دانه ای وجود دارد. SWV همچنین با CPT به طور منطقی مرتبط است. نمودارهای به دست آمده برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک ها، با استفاده از داده های ضریب بیب و با ترکیب با نمودارهای ارزیابی پتانسیل روانگرایی که بر اساس داده های آزمون نفوذ استاندارد می باشند، به دست آمده است. نتایج حاصل از این مطالعه بر اساس اطلاعاتی است که لایه های خاک بررسی شده عمدتاً دارای درصد ریزدانه کمتر از ۱۵٪ و D_{50} بین ۰.۱ و ۰.۲ دارند. جدول های پیش بینی روانگرایی خاک توسعه یافته در این مطالعه برای خاک چسبنده قابل اجرا نیست.

۵- منابع

- [1] Tokimastu, K and Uchida, A., 1990. Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity. Soils Found., 30(2): 33 – 42.
- [۲] Seed, H.B. and Idriss, I.M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mech. Foundation. Div, ASCE 1971; 97(9): 1249 – 73.
- [۳] Seed HB, Tokimatsu K, Harder Jr LF, Chung RM. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. J Geotechn Engng, ASCE 1985; 111 (12): 1425 – 45.
- [۴] Youd TL, Idriss IM, Andrus RD, Arango I, Castro G, Christian JT, Dobry R, Finn WDL, Harder Jr LF, Hynes ME, Ishihara K, Koester JP, Liao SSC, Marcuson WFIII, Martin GR, Mitchell JK, Moriwaki Y, Power MS, Robertson PK, Seed RB, Stokoe KHII. Liquefaction resistance soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J Geotechn Geoenviron Engng, ASCE 2001; 127(10): 817 – 33.



**3.th International Congress on Civil Engineering , Architecture
and Urban Development
29-31 December 2015, Shahid Beheshti University , Tehran , Iran**

- [5]Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. ASCE J. Soil Mech. Found. Div., 97(9): 1249 – 1273.
- [٦] Robertson PK, Wride CE. Evaluating cyclic liquefaction potential using the Cone Penetration Test. Canad Geotechn J 1998; 35(3): 442 – 59.
- [٧] Olsen RS. Cyclic liquefaction based on the cone penetration test. In: Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo; 1997. pp. 225 – 76.
- [٨] Andrus RD, Stokoe KHII. Liquefaction resistance of soils from shear – wave velocity. J Geotechn Geoenviron Engng, ASCE 2000; 126(11): 1015 – 25.
- [٩] Juang CH. Jiang T, Andrus RD. Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation. J Geotechn Geoenviron Engng, ASCDE 2002; 128(7):580 – 9.
- [10]Seed, H.B., 1979. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. ASCE J. Geotech. Eng. Div., 105(2): 201 – 255.
- [11]Seed, H.B. and DeAlba, P., 1986. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. Use of In-site Tests in Geotechnical Engineering. ASCE Geotech.Spec. Publ., 6:281 – 302.
- [12]Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I., 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. ASCE J. Geotech Eng. Div., 109 (3): 458 – 482.
- [13]Tokimastu, K and Yoshimi, Y., 1983. Empirical correlation of soil liquefaction based on STP-N value and fines content. Soil Mech. Found., 23 (4): 56 – 74.