وقت ۵۰ دقیقه

سوال ۱- یک شالوده نواری بر روی خاک ماسه‌ای رس‌دار ساخته شده است. مطلوبست: **الف)** تعیین B اگر ظرفیت باربری لرزه‌ای نهایی برابر با $q_{uE} = 350\,\text{kPa}$ باشد.

ب) تعیین نشست مجاز با ضریب اطمینان ۲.۵؟ **۵ نمره**

$$D_f = 1\text{m}, \quad \gamma' = 16.8\,\text{kN/m}^3,\ \varphi' = 32^\circ,\ c' = 15\,\text{kPa},\ k_h = 0.25,\ k_v = 0$$

$$V = 0.55\ \text{m/s},\quad A = 0.3,\ g = 9.81\ \text{m/s}^2$$

$$q_{uS} = c'N_{cS}d_c + \gamma' D_f N_{qS} d_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma S} d_\gamma, \quad \text{Static conditions}$$

$$q_{uE} = c'N_{cE}d_c + \gamma' D_f N_{qE} d_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma E} d_\gamma, \quad \text{Earthquake conditions}$$

$$N_{qS} = e^{\pi\tan[\varphi']}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right),\ N_{cS} = \left(N_{qS}-1\right)\cot\left(\varphi'\right),\ N_{\gamma S} = 2\left(N_{qS}+1\right)\tan\left(\varphi'\right),$$

$$d_\gamma = 1,\ d_c = 1+0.4K,\ d_q = 1+2\tan\varphi\left(1-\sin\varphi\right)^2 K,$$

$$K = \begin{cases} \dfrac{D_f}{B} & \dfrac{D_f}{B} \le 1 \\ \tan^{-1}\left(\dfrac{D_f}{B}\right) & \dfrac{D_f}{B} > 1 \end{cases} \qquad \tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v}, \qquad S_{Eq}\left(\text{m}\right) = 0.174\frac{V^2}{Ag}\left[\frac{k_h^*}{A}\right]^{-4}\tan\alpha_{AE}$$

حل الف)

$$N_{qS} = e^{\pi\tan[\varphi']}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right) = e^{\pi\tan\left[\frac{\pi}{6}\right]}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\pi}{12}\right) = 23.1768 \qquad 30\,\%$$

$$N_{cS} = \left(N_{qS}-1\right)\cot\left(\varphi'\right) = 35.4903,\quad N_{\gamma S} = 2\left(N_{qS}+1\right)\tan\left(\varphi'\right) = 30.2147,$$

$$d_c = 1+0.4K = 1+\frac{0.4}{B},\ d_q = 1+2\tan\varphi\left(1-\sin\varphi\right)^2 K = 1+\frac{0.276162}{B},\ d_\gamma = 1 \qquad 20\,\%$$

$$K = \begin{cases} \dfrac{D_f}{B} & \dfrac{D_f}{B} \le 1 \\ \tan^{-1}\left(\dfrac{D_f}{B}\right) & \dfrac{D_f}{B} > 1 \end{cases}$$

Ali Asgary, PhD in Geotechnical Engineering

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v} = \frac{0.25}{1-0} = 0.25 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \dfrac{N_{qE}}{N_{qs}} = 0.469, & N_{qE} = 10.8716 \\ \dfrac{N_{\gamma E}}{N_{\gamma s}} = 0.259, & N_{\gamma E} = 7.8259 \\ \dfrac{N_{cE}}{N_{cs}} = 0.4392, & N_{cE} = 15.5875 \end{cases}$$

30 %

Acceleration Intensity $\tan\theta = \dfrac{k_h}{1-k_v}$	Ratios of Seismic to Static Bearing-Capacity Factors		
	N_{qE}/N_{qS}	$N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$	N_{cE}/N_{cS}
0	1.00	1.00	1.00
0.0807	0.78	0.65	0.77
0.176	0.60	0.40	0.57
0.268	0.44	0.23	0.41
0.364	0.31	0.11	0.27
0.466	0.19	0.04	0.14
0.577	0.06	0.00	0.00

$$q_{uE} = c'N_{cE}d_c + \gamma' D_f N_{qE} d_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_{\gamma E} d_\gamma, \quad \text{Earthquake conditions}$$

$$q_{uE} = 182.6420(1 + \frac{0.276162}{B}) + 233.8120(1 + \frac{0.4}{B}) + 65.7378B = 350$$

20 %

برای عرض طبق رابطه بالا جوابی نیست....

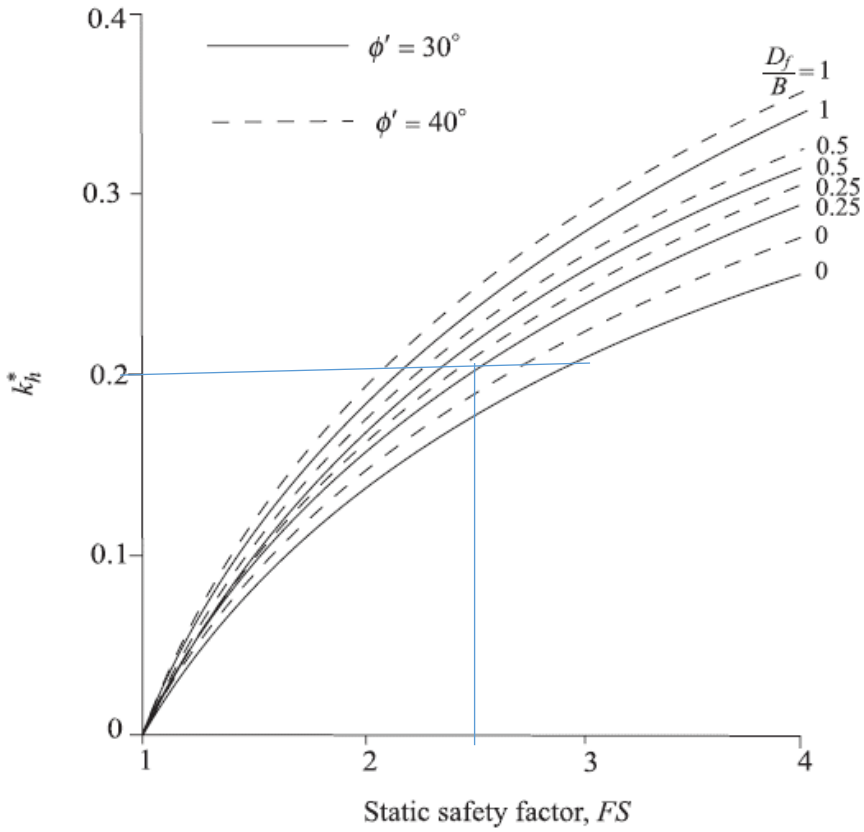
حل ب)

$$S_{Eq}(\mathrm{m}) = 0.174\frac{V^2}{Ag}\left[\frac{k_h^*}{A}\right]^{-4}\tan\alpha_{AE}$$

با در دست داشتن ضریب اطمینان SF=2.5 و $\frac{D_f}{B} = ...$ می‌توان k_h^* را از گراف زیر تعیین کرد:

Assuming $k_h^* = 0.2$

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering



و همچنین با در دست داشتن $\varphi'=32^\circ$ و $k_h^* = 0.2$ می‌توان $\tan\alpha_{AE} = 1.084$ را از جدول زیر تعیین کرد:

$$S_{Eq}(\mathrm{m}) = 0.174\frac{V^2}{Ag}\left[\frac{k_h^*}{A}\right]^{-4}\tan\alpha_{AE} = 0.174\frac{0.55^2}{0.3\times 9.81}\left[\frac{0.2}{0.3}\right]^{-4}1.084 = 0.0981474\,\mathrm{m} = 9.81\,\mathrm{mm}$$

	$\tan\alpha_{AE}$			
k_h^*	$\phi' = 20°$	$\phi' = 25°$	$\phi' = 30°$	$\phi' = 35°$
0.05	1.10	1.24	1.39	1.57
0.10	0.97	1.13	1.26	1.44
0.15	0.82	1.00	1.15	1.32
0.20	0.71	0.87	1.02	1.18
0.25	0.56	0.74	0.92	1.06
0.30		0.61	0.77	0.94
0.35		0.47	0.66	0.84
0.40		0.32	0.55	0.73
0.45			0.42	0.63
0.50			0.27	0.50
0.55				0.44
0.60				0.32

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering

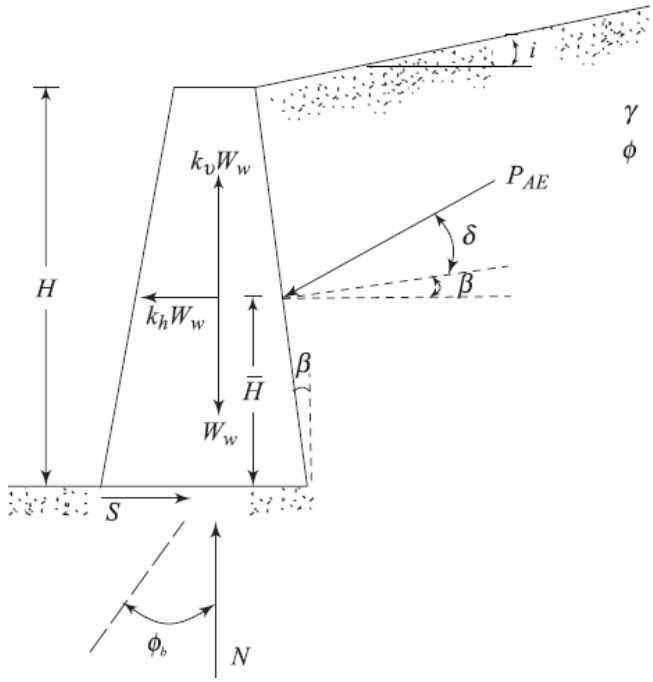
وقت ۱۵ دقیقه

سوال ۲- چه روشهای برای تعیین نمودار شتاب نگاشت در پروفیل خاکی وجود دارد؟ شما در برنامه کامپیوتری از چه روشی استفاده کردید؟ توضیح مختصری در مورد برنامه نوشته دهید؟ **۲ نمره**

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering

وقت ۴۵ دقیقه

سوال ۳–دیواری به وزن ۲۲۰ کیلونیوتن بر متر و ارتفـاع ۴.۷۵ متر و مشخصات زیر در نظر بگیرید. **۵ نمره**



$\gamma = 18\,\mathrm{kN/m^3},\ \varphi = 34^\circ, \varphi_b = 30^\circ,\ \beta = 10^\circ,$
$i = 5^\circ,\quad \delta = 0.5\varphi,$

مطلوبست تعیین:

الف) مقدار نیروی محرک لرزه ای را از روش *Mononobe-Okabe* با فرض $k_h = 0.21,\ k_v = 0.1$ ؟

ب) محل اثر نیروی محرک لرزه ای وقتی دیوار حول پنجه دوران کند. (از روش Seed and Whitman (1969) استفاده کنید).

ج) محل اثر نیروی محرک لرزه ای وقتی دیوار حرکت انتقالی داشته باشد. (از روش Sherif, Ishibashi, and Lee (1982) استفاده کنید).

د) ضریب اطمینان دیوار در سه حالت استاتیکی و زلزله بدون جابجایی و زلزله با جابجایی ۲۵ میلیمتر و $A_a = A_v = 0.15$ در نظر بگیرید.

ه) تعیین نیروی اضافی دینامیکی ناشی از آب در حالتی که دیوار جابجایی نداشته باشد و سطح آب در ارتفاع ۳ متری بالای کف دیوار باشد؟

حل الف)

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v} = \frac{0.21}{1-0.1} = 0.229\,\mathrm{rad}$$ 2.5 %

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos(\theta)\cos^2(\beta)\cos(\delta+\theta+\beta)\left(1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\cos(i-\beta)}}\right)^2} = 0.571946$$ 10 %

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{AE} = 104.527\,\mathrm{kN/m}$$ 5 %

حل ب)

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos(\theta)\cos^2(\beta)\cos(\delta+\beta)\left(1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-i)}{\cos(\delta+\beta)\cos(i-\beta)}}\right)^2} = 0.354088$$ 10 %

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1) K_A = 71.902\,\text{kN/m}$$ 5 %

$$\bar{H} = \frac{0.3\bar{3}HP_A + (0.6\times H)\Delta P_{AE}}{P_{AE}} = \frac{0.3\bar{3}\times 4.75\times 71.902 + (0.6\times 4.75)(104.527-71.902)}{104.527} = 1.979\,\text{m},$$ 5 %

حل ج)

$$\bar{H} = \frac{0.42\times H\times P_A + (0.48\times H)\Delta P_{AE}}{P_{AE}} = 2.084\,\text{m}$$ 5 %

حل د)

حالت استاتیکی:

$$CI = \frac{\cos(\delta+\beta) - \sin(\delta+\beta)\tan(\phi_b)}{\tan(\phi_b)} = 1.08928$$ 5 %

$$\text{SF} = \frac{W}{\frac{1}{2}\gamma H^2 K_A \times CI} = 2.8089,$$ 5 %

حالت زلزله بدون جابجایی:

$$CI_E = \frac{\cos(\delta+\beta) - \sin(\delta+\beta)\tan(\phi_b)}{(1-k_v)\{\tan(\phi_b) - \tan(\theta)\}} = 2.03121$$ 5 %

$$\text{SF} = \frac{W_w}{\frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{AE} \times CI_E} = 1.0362$$ 5 %

حالت زلزله با جابجایی محدود:

$$k_h = A_a \left(\frac{5.08 A_v^2}{A_a \times d(\text{mm})}\right)^{0.25} = 0.062675$$ 5 %

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v} = \frac{0.062675}{1-0.1} \Rightarrow \theta = 0.0695\,\text{rad} = 3.9836^\circ$$ 2.5 %

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos(\theta)\cos^2(\beta)\cos(\delta+\theta+\beta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\cos(i-\beta)}}\right)^2} = 0.4054$$ 10 %

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{AE} = 74.0898\,\text{kN/m}$$ 5 %

$$CI_E = \frac{\cos(\delta+\beta) - \sin(\delta+\beta)\tan(\phi_b)}{(1-k_v)\{\tan(\phi_b) - \tan(\theta)\}} = 1.37632$$ 5 %

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering

$$SF = \frac{W_w}{\frac{1}{2}\gamma H^2 (1-k_v) K_{AE} \times CI_E} = 2.157$$ 5 %

حل ه)

$$P_w = 0.9914 k_h \gamma_w h^2 = 0.9914 \times 0.21 \times 9.81 \times (3)^2 = 18.3814\,\text{kN/m}$$ 5 %

نمونه‌ی بخشی از کد Mathematica برای بررسی پایداری دیوار تحت شرایط لرزه ای و استاتیکی

400-11-09.nb * - Wolfram Mathematica 12.3

File Edit Insert Format Cell Graphics Evaluation Palettes Window Help

Design of Gravity Retaining Walls Based on Limited Displacement, Richards and Elms (1979)

Author: Ali Asgari,
University of Mazandaran - Faculty of Engineering & Technology - Department of Civil Engineering
Pasdaran Street, 47415, P.O.Box: 416,
Babolsar, Iran
Email Address : a.asgari@umz.ac.ir
Date of last modification: Feb 17, 2022

Calculation sheet written in *Mathematica*, version 8.0.4.0 ((c) Copyright 1988-2011, Wolfram Research, Inc.)

```
In[286]:= Clear["Global`*"];
```

Input Data:

```
In[304]:= ϕ = 34 * Pi / 180;
ϕb = 30 * Pi / 180;
kϕ = 0.5;
δ = kϕ * ϕ;
i = 5 * Pi / 180;
β = 10 * Pi / 180;
γ = 18;
H = 4.75;
kh = 0.21;
kv = 0.1;
Av = 0.15;
Aa = 0.15;
d = 25 (*mm*);
hw = 3 (*m*);
Wstatic = 220;
```

Based on zero displacement condition under static condition:

In[301]:= $K_A = \dfrac{\text{Cos}[\phi - \beta]^2}{\text{Cos}[\beta]^2\,\text{Cos}[\delta + \beta]\left(1 + \sqrt{\dfrac{\text{Sin}[\phi+\delta]\,\text{Sin}[\phi-i]}{\text{Cos}[\delta+\beta]\,\text{Cos}[i-\beta]}}\right)^2}$

```
Out[301]= 0.354088

In[302]:= PA = (1 / 2) * γ * KA * H^2
Out[302]= 71.902
```

show all digits　scientific form　integer part　nth digit　more

سوال ۴- الف) گزارش ژئوتکنیکی از نتاج آزمایش CPT در مکانی از شهرستان بابلسر به شرح زیر است. اگر خاک سایت از نوع **ماسه ای با ۱۰ درصد ریزدانه** به ارتفاع $h_s = 12\mathbf{m}$ باشد و همچنین سفره آب زیرزمینی در عمق $h_w = 1.5\mathbf{m}$ باشد مطلوبست الف) تعیین عمق و ضخامت قسمتی از ماسه برای یک زلزله با شدت $M_w = 7.5$ ریشتر و شتاب ماکزیمم سطح زمین $0.2g$ که در آن عمق پتانسیل روانگرائی بالایی دارد. (γ وزن واحد حجم مرطوب ماسه تا عمق $1.5\mathbf{m}$ برابر $16.8\,\mathrm{kN/m^3}$ بوده و از عمق $1.5\mathbf{m}$ به پایین برابر $19.25\ \mathrm{kN/m^3}$ می باشد و وزن مخصوص آب را $9.81\mathrm{kN/m^3}$ درنظر بگیرید.)

ب) چگونه خاک‌های ماسه متراکم اشباع در مقابل زلزله مقابله می کند؟ توضیح کاملی دهید؟ **۶ نمره**

$a_{\max}/g$	C_D	$h(\mathrm{m})$	$q_c\left(\mathrm{kg/cm^2}\right)$
0.19	1	0	--
0.2	0.99	1.5	25
0.21	0.98	3	33
0.215	0.97	4.5	42
0.22	0.96	6	54
0.23	0.95	7.5	61
0.24	0.94	9	74
0.255	0.90	10.5	83
0.26	0.85	12	90

حل الف)

تعیین تنش برشی متوسط دراعماق مختلف ماسه از رابطه‌ی:

$$\tau_{avg} = 0.65 \times C_D \left(\frac{\gamma h}{g}\right) a_{\max}$$

این همان تنش برشی ماکزیمم ناشی از زلزله می باشد.

$h(\mathrm{m})$	C_D	$a_{\max}/g$	$\gamma.h\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$	$\tau_{avg}\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$
0	1	0.19	0	0
1.5	0.99	0.2	25.2	3.24324
3	0.98	0.21	54.075	7.233613
4.5	0.97	0.215	82.95	11.24449
6	0.96	0.22	111.825	15.35134
7.5	0.95	0.23	140.7	19.98292
9	0.94	0.24	169.575	24.86648
10.5	0.90	0.255	198.45	29.60378
12	0.85	0.26	227.325	32.65524

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering

تنش‌هایی که موجب روانگرائی می‌شود بر حسب نتایج آزمایش *CPT* به‌صورت زیر تعیین می‌گردد.

با داشتن نتایج آزمایش نفوذ مخروط می توان با کمک رابطه زیر عدد SPT اصلاح شده(N') را بدست آورد::

$$q_c' = C_N q_c, \quad C_N = 9.78\sqrt{\frac{1}{\sigma_v'}}, \quad N' = \frac{q_c'}{4}$$

با توجه به عدد SPT اصلاح شده و جدول روبرو (به کمک بزرگای زلزله و درصد ریزدانه) می توان نسبت تنش برشی روانگراکننده به تنش موثر را با کمک درونیابی تعیین کرد که در جدول زیر آورده شده است.

$$\sigma_v' = \sum \gamma_i' h_i$$

Percent of fines, F	N'	Lower bound of $(\tau_h/\sigma_v)_{\text{field}}$ for which liquefaction is likely ($M = 7.5$)
≤5	5	0.055
	10	0.115
	15	0.170
	20	0.220
	25	0.295
	30	0.500
10	5	0.098
	10	0.160
	15	0.225
	20	0.295
	25	0.500
35	5	0.130
	10	0.185
	15	0.260
	20	0.400

برای محاسبه مقادیر مختلف تنش برشی که موجب روانگرایی می‌شود جدول زیر تنظیم می‌شود:

$h(\text{m})$	C_D	$a_{\max}/g$	$q_c(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma'_v(\text{kN/m}^2)$	$\gamma.h(\text{kN/m}^2)$	C_N	$q_c'(\text{kg/cm}^2)$	N'	$(\tau_h/\sigma_v')_{(\text{field})}$	$\tau_{h(\text{field})}$	$\tau_{avg}(\text{kN/m}^2)$
0	1	0.19	--	0	0	---	---		0		0
1.5	0.99	0.2	24	25.2	25.2	1.948	48.70557	12.17639	0.188293	4.744984	3.24324
3	0.98	0.21	32	39.36	54.075	1.559	51.44288	12.86072	0.197189	7.761359	7.233613
4.5	0.97	0.215	40	53.52	82.95	1.337	56.14746	14.03686	0.212479	11.37188	11.24449
6	0.96	0.22	52	67.68	111.825	1.189	64.19518	16.0488	0.239683	16.22175	15.35134
7.5	0.95	0.23	60	81.84	140.7	1.081	65.94561	16.4864	0.24581	20.11709	19.98292
9	0.94	0.24	72	96	169.575	0.998	73.86436	18.46609	0.273525	26.2584	24.86648
10.5	0.90	0.255	80	110.16	198.45	0.932	77.34015	19.33504	0.285691	31.47172	29.60378
12	0.85	0.26	88	124.32	227.325	0.877	78.9425	19.73562	0.291299	36.21429	32.65524
				10 %	10 %	10 %	10 %	10 %	15 %	10 %	10 %

$h(\text{m})$	$(\tau_h)_{(\text{field})}$	$\tau_{avg}(\text{kN/m}^2)$	احتمال پتانسیل روانگرایی
0	--	0	ندارد
1.5	4.744984	3.24324	ندارد

Ali Asgari PhD in Geotechnical Engineering

3	7.761359	7.233613	ندارد
4.5	11.37188	11.24449	ندارد
6	16.22175	15.35134	ندارد
7.5	20.11709	19.98292	ندارد
9	26.2584	24.86648	ندارد
10.5	31.47172	29.60378	ندارد
12	36.21429	32.65524	ندارد

حل ب) توضیح بسیار کامل 15 %

ماسه شل تمایل به کاهش حجم در یک آزمایش معمول سه‌محوری را دارد اما اگر شرایط آزمایش زه‌کشی نشده باشد چون ماسه نمی‌تواند تغییرحجم دهد لذا فشار منفذی افزایش می‌یابد. اگر این فشار منفذی آن قدر اضافه شود تا به اندازه فشار محصور کننده برسد ماسه روان خواهد شد و مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد.

- در ماسه متراکم در مقابل افزایش یکنواخت بار monotonically increasing load شروع به افزایش حجم در لحظات گسیختگی می‌نماید(به این رفتار ماسه متراکم، رفتار اتساعی نیز می‌گویند.) و این باعث کاهش منفذی گردیده و نتیجتا فشار مؤثر بین دانه‌ای افزایش یافته و ماسه مستحکم‌تر و مقاوم‌تر می‌گردد و این مسئله از روان شدن ماسه متراکم جلوگیری می‌کند. اما در آزمایشات نشان داده شده است که حتی ماسه متراکم نیز از روان شدن در امان نیست ولی شرایط سخت‌تری لازم است تا یک ماسه ی متراکم روان گردد.

- آزمایشات نشان داد که هر چند که نمونه ماسه متراکم است اما اگر تحت اثر تعداد سیکلهای بیشتری از تنش‌ها قرار گیرد آن‌گاه روانگرائی به وقوع خواهد پیوست.

برخلاف آن‌چه که در مورد ماسه‌ی شل ملاحظه گردید که ماسه به طور ناگهانی ریزش و روان گردید در اینجا در مورد ماسه متراکم گسیختگی ناگهانی نبوده و خاک توانسته است بدون بروز تغییرشکل‌های زیادی در مقابل بارها مقاومت نماید.

در حقیقت بعداز حدود ۲۰ سیکل اضافی دیگر بعد از حدود ۱۳ سیکل اولیه (حدود ۳۰ سیکل) بود که مقادیر تغییرشکل نسبی نمونه به حدود کمتر از ۱۰٪ رسید. این مسئله در مورد ماسه سست به حدود ۲۰٪ در ۱۰ سیکل مشاهده شد و بنابراین مبنای گسیختگی نمونه در این‌جا به تنهایی نمی‌تواند صفر شدن فشار محصورکننده ی مؤثر باشد بلکه تغییرشکل‌های نسبی بزرگ ملاک قرار گرفته است. به طور خلاصه چنین رفتار غیرقابل انتظار در مورد ماسه ی متراکم در اثر بار سیکلی را اصطلاحا تحرک سیکلی یا *Cyclic Mobility* می‌گویند.

تهیه و تنظیم: **علی عسگری**، عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران،
دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران

Ali Asgari, PhD in Geotechnical Engineering