» ادامه‌ی جزوه‌ی

دینامیک خاک

دکتر قلندرزاده «

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران:

@phd_omran

* پدیده روانگرایی در ابتدا تغییر شکل‌های خاک های اشباع غیر چسبنده در شرایط زهکشی نشده تحت اثر اغتشاشات، انفجار، زلزله و یا بارگذاری بیان شد.

* تولید فشار منفذی در شرایط غیر زهکشی نشان اصلی تمام پدیده‌های روانگرایی است.

* تمایل خاک های غیر چسبنده به متراکم شدن در اثر بارگذاری استاتیکی یا سیکلی امری شناخته شده است.

* هنگامی که خاک های غیر چسبنده اشباع می باشند و در اثر بارگذاری سریع در شرایط زهکشی نشده تمایل به تراکم، موجب افزایش فشار آب حفره‌ای شده و در نتیجه تنش‌های موثر کاهش می یابند و پدیده روانگرایی اتفاق می افتد.

* پدیده روانگرایی به دو گروه اصلی تقسیم می شود: ۱- روانگرایی جریانی Flow liquefaction
۲- تحرک سیکلی Cyclic mobility

* روانگرایی جریانی و تحرک سیکلی هر دو مهم بوده و در هر ارزیابی مخاطرات روانگرایی باید هر دوی این پدیده‌ها در نظر گرفته شوند.

* در عمل پدیده تحرک سیکلی بیشتر از روانگرایی جریانی اتفاق می افتد و اثرات آن نیز از لحاظ اهمیت با خسارات بسیار زیاد طبقه‌بندی می گردد.

* پدیده روانگرایی جریانی کمتر از تحرک سیکلی اتفاق می افتد ولی اثرات آن بسیار شدیدتر می باشد.

* روانگرایی جریانی

* روانگرایی جریانی هنگامی که تنش برشی لازم برای تعادل استاتیکی توده خاک (تنش برشی استاتیکی) بزرگتر از مقاومت برشی خاک در حالت روانگرایی شود رخ می دهد.

* گسیختگی‌های جریانی ناپایداری‌های هستند که در اثر روانگرایی جریانی رخ می دهد.

* تغییر شکل‌های زیاد در اثر روانگرایی جریانی در حقیقت در اثر تنش برشی ایجاد شده اند.

Subject: Date:

* تحرک سیکلی

* تحرک سیکلی هنگامی رخ می‌دهد که تنش برشی استاتیکی کمتر از مقاومت خاک روانگرا شده باشد.

* تحرک سیکلی می‌تواند تغییرشکل‌های ماندگار بزرگ و تغییرشکل‌های اتفاقی حین لرزش‌های زلزله ایجاد نماید.
* این تغییرشکل‌های بزرگ که در حال زلزله به صورت فزاینده‌ای گسترش می‌یابند.

* برخلاف روانگرایی جریانی، تغییرشکل‌های ناشی از تحرک سیکلی هم در اثر تنش‌های سیکلی و هم در اثر تنش‌های استاتیکی ایجاد می‌شوند. این تغییرشکل‌ها که به گسترش جانبی یا lateral spreading مشهورند ممکن است در یک شیب ملایم و یا حتی یک زمین مسطح در مجاورت آب رخ دهند.

* در صورت وجود سازه، گسترش جانبی می‌تواند خرابی‌های مهمی ایجاد نماید.

* اولین قدم در بررسی مخاطرات روانگرایی، ارزیابی استعداد روانگرایی است و اگر خاک مستعد باشد بایستی پدیده‌های بروز روانگرایی و اثرات ناشی از وقوع آن را مورد بررسی قرار داد.

* مطالعات صحرایی پس از زلزله نشان داده است که اثرات روانگرایی در طول زمان به مناطقی با فاصله مشخص از منبع زلزله محدود شده است.

* فاصله‌ای که در آن انتظار وقوع روانگرایی می‌رود نسبتاً با افزایش بزرگای زلزله افزایش می‌یابد.

* قابلیت روانگرایی توده‌های قدیمی‌تر خاک عموماً کمتر از توده‌های جوان‌تر می‌باشد.

* روانگرایی تنها در خاک‌های اشباع رخ می‌دهد لذا عمق تراز آب زیرزمینی (حد آزاد جبهه فشار) بر استعداد روانگرایی اثر می‌گذارد.

* استعداد روانگرایی با افزایش عمق تراز آب زیرزمینی کاهش می‌یابد. اثرات روانگرایی معمولاً در ساختگاه‌هایی که تراز آب زیرزمینی چند متری با سطح زمین فاصله دارد بیشتر مشاهده شده است. در ساختگاه‌هایی که سطح آب زیرزمینی متغیر است مخاطرات روانگرایی نیز متغیر است.

* روانگرایی توده‌های نرم مانند توده‌هایی که بدون تراکم ایجاد شوند بسیار محتمل است.

* خصوصیات پلاستیسیته علاوه بر دانه‌بندی بر قابلیت روانگرایی خاک‌های ریزدانه اثر می‌گذارد. لای‌های درشت‌دانه غیرچسبنده غیرپلاستیک شدیداً مستعد روانگرایی هستند.

* خاک‌های خوب دانه‌بندی شده نسبت به خاک با دانه‌بندی نامناسب استعداد کمتری برای روانگرایی دارند زیرا پر شدن خلل بین ذرات بزرگتر با ذرات ریزدانه در یک خاک خوب دانه‌بندی شده سبب کاهش پتانسیل تغییر حجم در شرایط زهکشی شده و در نتیجه اضافه فشار کمتری در شرایط زهکشی نشده است.

* شواهد محلی نشان می‌دهند اغلب روانگرایی‌ها در خاک‌های با دانه‌بندی یکنواخت رخ می‌دهد.

* شکل ذرات نیز بر استعداد روانگرایی اثر می‌گذارد. خاک‌های با ذرات گرد ساده‌تر از خاک‌های با ذرات گوشه‌دار متراکم می‌شوند لذا معمولاً نسبت به خاک‌های با ذرات تیز گوشه استعداد روانگرایی بیشتری دارند. گرد گوشه شدن ذرات معمولاً در محیط‌های جریانی و رسوبی رخ می‌دهد که در آن‌ها لایه‌های خاک به صورت متخلخل و اشباع روی هم انباشته شده و استعداد روانگرایی اغلب در این نواحی زیاد می‌باشد.

* استعداد روانگرایی خاک‌ها شدیداً به حالت اولیه خاک‌ها بستگی دارد [تنش و دانسیته در زمان وقوع زلزله]. حتی اگر یک خاک تمام معیارهای روانگرایی پیشین را داشته باشد ممکن است هنوز مستعد روانگرایی باشد یا نباشد. از آن جائی که تمایل برای ایجاد اضافه فشار منفذی در یک خاک به خصوص شدیداً تحت تأثیر تنش اولیه و شرایط دانسیته می‌باشد استعداد روانگرایی شدیداً به حالت اولیه خاک‌ها بستگی دارد.

@phd_omran

Subject: Date:

سوالات تخصصی کنکور

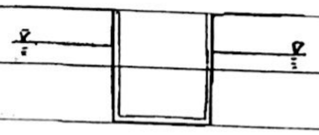
دکتری عمران :

@phd_omran

جلسه بیست و هشتم ۹۱٫۱۰٫۹

مفاهیم روانگرایی، تراوش، فشارهای ؟

* سوال امتحانی: استخری در زمین است، در اثر زلزله Box می‌تواند بیرون بزند. سازوکاری که r_u می‌تواند Box را بیرون بیاورد چیست؟



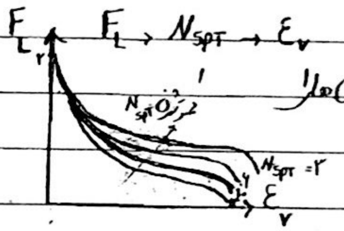
if $r_u = 1 \Rightarrow$ فشار وارده به Box فشار هیدرواستاتیک آب است و مقاومت برشی وجود ندارد و الان خاک به سیال تبدیل می‌شود. مثل این که وزن استخر به اندازه‌ای باشد که بر uplift غلبه کند و از r_u بیش‌تر شود.

if $r_u \neq 1$ e.g. $r_u = 0.5 \Rightarrow$ ۵۰٪ تنش مؤثر از حالت اولیه کاهش می‌یابد و فشارهای ایجاد می‌شود.
مقاومت برشی در جداره‌ها ایجاد می‌شود. تنش افقی $= k\sigma'_h$ ، $\tau = k\sigma'_h \tan\varphi$ مقاومت برشی

* نشست بعد از روانگرایی
علت این که Box به طور کامل بیرون زده نمی‌شود مقاومت برشی جداره است

* نشست بعد از روانگرایی از نمودار Ishihara به دست می‌آید

$F_L \to N_{SPT} \to \varepsilon_v$



$$\varepsilon_{v_i} = \frac{\Delta h_i}{h_i} \Rightarrow \Delta h_i = \varepsilon_{v_i} h_i$$ *

$$\text{نشست} = \text{کل}\ \Delta h = \sum \Delta h_i$$

FL < 1 ⇒ روانگرا می‌شود
FL > 1 ⇒ روانگرا نمی‌شود

$\downarrow N_{SPT}$	FL
	۱٫۳
	۰٫۹
	۱٫۱

FL = ۲ ⇒ $\varepsilon_v = 0$
FL = ۱٫۱ ⇒ در این حالت روانگرا نمی‌شود
فشارهای منفذی به وجود می‌آید
نشست به وجود می‌آید

FL > ۱٫۱

* ممکن است در حالتی جوشش ماسه و پس از چند ثانیه چون خاک یکبار در محل خود فوران می‌کند و دوباره سر جایش می‌نشیند که در این حالت هم حالت نشست می‌شود.

@phd_omran

۱) $\sigma'_0 =$ ۵۰ kpa $\tau_{cyc} =$ ۱۲٫۵ kpa $CSR = \frac{۱۲٫۵}{۵۰} =$ ۰٫۲۵

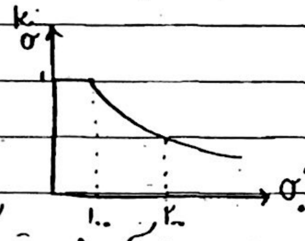
۲) $\sigma'_0 =$ ۲۰۰ kpa $\tau_{cyc} =$ ۵۰ kpa $CSR = \frac{۵۰}{۲۰۰} =$ ۰٫۲۵

زمانی که تنش افقی از سربار با شیب
افزایش می.

* هر دو حالت CSR یکسان دارند

F_L

* اگر دانسته‌ها هم یکی شود CSR ها یکی خواهد شد. ضریب اطمینان روانگرایی این دو حالت یکی نیست. ولی تنش بیش‌تر و تنش در روانگرایی موثر است. k_σ وارد کار می‌شود.



$\sigma'_0 =$ ۲۰۰ $\Rightarrow k_\sigma < 1$

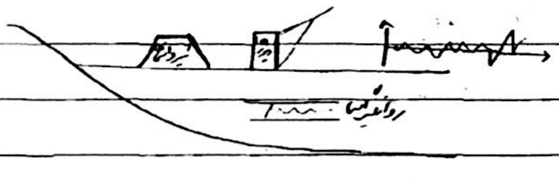
$\sigma'_0 =$ ۵۰ $\Rightarrow k_\sigma = 1$

این منحنی ها از آزمایش بدست می‌آیند

* تنها ΔU برای ما مهم نیست ، r_u برای ما مهم است.

* هر چه فشار سربار بیش‌تر $\Rightarrow$ r_u بیش‌تر

* تحلیل و طراحی ابنیه ژئوتکنیکی



* برای طراحی سازه فلسفه و متدولوژی طراحی داریم.

* برای طراحی لرزه‌ای سازه باید نیروهای وارده ، تنش ها ، نیروهای برشی را وارد کنیم و طراحی را انجام دهیم

* طراحی کلاسیک براساس نیرو و تنش می‌باشد. با این رویکرد تحلیل‌های مورد نیاز منجر به نیرو و تنش می‌شود

* زلزله‌های اخیر نشان داده است فلسفه مبتنی بر نیرو در طراحی کافی نیست بلکه سازه به جابجایی ها ، شکل پذیری ها و [illegible] حساس است.

* طراحی لرزه‌ای
  - فلسفه طراحی کلاسیک (نیرو یا تنش محور)
  - فلسفه طراحی بر مبنای عملکرد (عملکرد محور)

* در خصوص طراحی لرزه‌ای طراحی عملکرد محور ایجاد شده است. این روند در استاتیکی کاربرد دارد ولی بیشتر در لرزه‌ای می‌باشد.

* طراحی عملکرد محور تابع کرنش، جابجایی، شکل‌پذیری است. ← عملکرد سازه‌ای

۱) فلسفه طراحی الاستیک

در طراحی الاستیک نیروهای افزایش یافته، مقاومت کاهش یافته، ضریب اطمینان پایداری و ... مورد نیاز می‌باشد.

نیرو همیشه شاخص مناسبی از عملکرد نیست. مثلاً وقتی نیرو به سازه وارد می‌شود چه عملکردی روی سازه ایجاد می‌شود. آیا این نیرو سبب تخریب سازه خواهد شد؟ این سؤال در طراحی الاستیک پاسخ داده نمی‌شود.

۲) فلسفه طراحی عملکردی

عملکرد بیش از آن که تابع نیرو باشد تابع کرنش، جابجایی، شکل‌پذیری می‌باشد. فاکتورهای تعیین کننده از نیرو به کرنش و جابجایی تبدیل می‌شود.

* عملکرد سازه‌ای از کرنش و جابجایی بدست می‌آید ← خروجی تحلیل می‌باشد. (از نظر مهندس)

* عملکرد مورد انتظار معیار طراحی است ← (از نظر استفاده کننده)

* ابعاد را باید طوری تنظیم کرد که دو عملکرد سازه‌ای و مورد انتظار با هم انطباق داشته باشند.

* تفاوت طراحی الاستیک و عملکرد :
۱- نوع عملکرد
۲- عملکردهای مورد انتظار } باید به طور دقیق و کمّی بیان شوند.
۳- عملکردهای سازه‌ای }
۴- زلزله‌های طراحی چندسطحی در نظر گرفته می‌شود زیرا عملکردهای مورد انتظار می‌توانند چندسطحی باشند.

. . — — . .

* عوامل موثر بر عملکرد مورد انتظار
۱- سطح زلزله — هر زلزله [illegible] سطح عملکرد [illegible]
۲- اهمیت زلزله
۳- هزینه
۴- ایمنی Life Safety نقش اول را دارد
↑ هیچ سازه‌ای نباید باعث شود که ایمنی جان افراد حفظ نشود.

Subject: ______ Date: ______

* انواع تحلیل‌ها: ۱- تحلیل ساده (شبه استاتیکی) ← فقط نیرو را می‌دهد.

۲- تحلیل دینامیکی ساده ← تغییرمکان‌ها را با دقت کم می‌دهد.

تحلیل تاریخچه زمانی ← ۳- تحلیل دینامیکی ← " " زیاد " .

* روش طیفی یک روش دینامیکی ساده است. ← جابجایی را هم می‌دهد.

* در آیین‌نامه ژئوتکنیکی هر سه روش مورد استفاده قرار می‌گیرد. در دیوارها و شیروانی‌ها روش دینامیکی ساده و شبه استاتیکی را توضیح می‌دهد.

* هرچه اهمیت سازه بالاتر از تحلیل‌های دقیق‌تر باید استفاده کرد.

* تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از نرم‌افزارهای کامپیوتری انجام می‌شود و پیچیده خواهند بود.

* تحلیل‌های دینامیکی ساده و شبه استاتیکی را می‌توان با دست هم انجام داد.

* تحلیل‌های دینامیکی در تحلیل‌های ژئوتکنیکی پیچیدگی بیشتری دارند. در تحلیل دینامیکی سازه‌ای، تحلیل دینامیکی یا خطی است یا غیرخطی.

* در تحلیل دینامیکی سازه‌ای، تحلیل غیرخطی پیچیده‌تر است.

* در حالت خشک باید با دقت دانست اشباع آن چه در رفتار خاک مؤثر است تنش کل خواهد بود. در حالت‌های زهکشی‌شده آن چه رفتار خاک را تحت تأثیر قرار می‌دهد تنش مؤثر است.

* در زلزله تنش مؤثر کم می‌شود (فشار آب منفذی افزایش می‌یابد) و رفتار خاک تغییر می‌کند. اگر زلزله به زمین خشک وارد شود تنش مؤثر تغییری نمی‌کند.

* تحلیل دینامیکی < تنش کل / تنش مؤثر

* برای تحلیل سد خاکی که زمینه اشباع دارد باید تحلیل دینامیکی تنش موثر مد نظر قرار گیرد.

* تحلیل تنش موثر جامع‌تر است زیرا محیط را دوفازی در نظر می‌گیرد اما در تحلیل تنش کل محیط یک فازی می‌باشد (اگر هوای بین دانه‌ها باشد روی تنش و تنش خاک تأثیر ندارد

@phd_omran

	تنش کل	تنش موثر
	یک فازی	دو فازی
	خطی	غیر خطی
نرم افزارها	بدون هیستری	با هیستری
	کوپل	غیر کوپل و شبه کوپل
	تغییر شکل‌های بزرگ ← Flow Failure	

* تحلیل کوپل، اگر غیر از معادلات دینامیکی و غیر دینامیکی معادلات ترمودینامیکی هم حل شود تحلیل کوپل نامیده می‌شود
اگر معادلات حرکت سیال و جامد را بنویسیم و همچنین معادلات سازگاری بین جامد و مایع را بنویسیم تحلیل کوپل انجام داد
معادلات در همه محیط‌ها را با هم حل کنیم

* تحلیل غیرکوپل معادلات بخش آب و جامد را باهم حل نمی‌کنیم مثلاً اثرات آب را برآورد قرار می‌دهیم ولی آب را حذف می‌کنیم.

روش حجم

* تحلیل شبه کوپل معادلات را به طور هم‌زمان حل نمی‌کنیم. نیروی یک بخش را به سیستم وارد می‌کنیم و معادلات را در یک محیط می‌نویسیم

* نرم افزارهای خاکی یا 1D یا 2D یا 3D هستند.

* گاهی اوقات تغییرات ترمودینامیکی محیط هم می‌تواند رانش ایجاد کند.

* دقت تحلیل ترمودینامیکی به اندازه تحلیل سازه‌ای نیست ولی پیچیدگی بسیاری دارد.

* در تغییر شکل‌های خیلی بزرگ (Flow Failure) به جای جابجایی (ارزش) نرخ رانش توسط نرم افزار حساب می‌شود. هیچ نرم افزارها نمی‌توانند تغییر شکل‌های بزرگ را حساب کنند.

Subject: Date:

۱۱

* نرم افزارهای ژئوتکنیکی

در حالت استاتیکی بصورت مستقیم حل می‌کنند ،

Ansys , SHAKE , Geo , Plaxis ، فقط خطی [illegible] تحلیل دینامیکی اجرا می‌شود

ABAQUS , Flac , Sate ، فقط 1D بوده، برای تحلیل بصورت [illegible] حل می‌کند است خطی و غیرخطی

در حالت دینامیکی بصورت مستقیم حل می‌کنند

در [illegible] حل می‌کنند. حالت [illegible] فقط [illegible] هم

از روش [illegible] حل می‌کنند

غیرخطی

2D , 3D

* نرم افزارها باید متناسب با نوع مسأله انتخاب شوند.

@phd_omran

۹۱,۱۰,۹ جلسه بیست و نهم

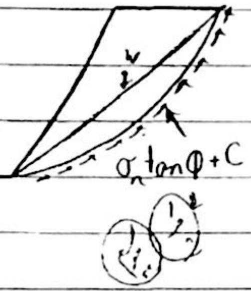
* روش های تحلیل لرزه ای در ژئوتکنیک

۱- روش شبه استاتیکی
۲- روش دینامیکی ساده
} سطح گسیختگی را پیش فرض می کنیم

۳- روش دینامیکی ← سطح گسیختگی از تحلیل بدست می آید

اساس روش شبه استاتیکی مبتنی بر تعادل حدی است.
اساس روش دینامیکی ساده مبتنی بر تعادل حدی و حل معادلات دینامیکی است.
در روش دینامیکی حل معادلات دینامیکی صورت می گیرد.
در روش شبه استاتیکی بارهای دینامیکی را بصورت بارهای استاتیکی در نظر می گیریم.

* شیروانی ها



اگر زلزله یا ارتعاشات مشابه به سازه وارد شود این سازه چه رفتاری خواهد داشت؟
اثرات ارتعاشی ایجاد شده ناشی از زلزله باعث خواهد بود تا شیروانی های دارای پایداری متوسط یا ضعیف را دچار لغزش نماید. خسارات بوجود آمده از زلزله بسیار مهم و خصوصیات مصالح شیروانی عاملی است در محدوده ناچیز تا فاجعه آمیز تغییر کند.
اگر نخواهیم تحلیل تنش تغییر شکلی انجام دهیم از تحلیل تعادل حدی استفاده می کنیم

در تحلیل تعادل حدی ۱- باید سطح گسیختگی فرض کنیم (یک دایره یا یک گوه، لگ اسپیرال، خط مستقیم)

۲- معیار گسیختگی فرض می شود، مسأله سازگاری نیست.

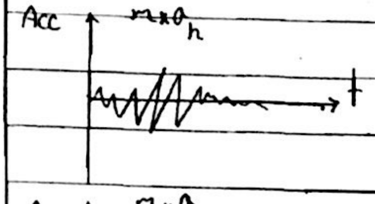
۳- تعادل تنش های داخلی با نیروهای خارجی را می نویسیم

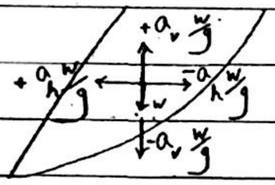
معمولا یک S.F. بدست می آید. براساس SF پایداری سیستم در حالت حدی مورد توجه قرار می گیرد.

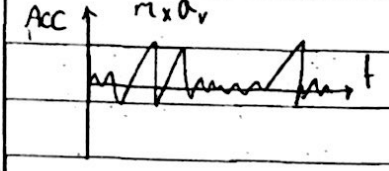
$$S.F. = \frac{\text{نیروهای مقاومت کننده}}{\text{نیروهای محرک}} = \frac{\text{Resisting Force}}{\text{Driving Force}}$$

* در روش شبه استاتیکی همان موارد بالا را در نظر می گیریم و فرض می کنیم زلزله ای هم وارد می شود. نیروهای جرمی ناشی از زلزله را به مجموع نیروهای وارده به توده گسیختگی اضافه می کنیم: نقطه اثر نیروهای زلزله در مرکز جرم می باشد.

* تحلیل‌های شبه استاتیکی در معمول‌ترین شکل خود، اثرات ارتعاش زلزله را به وسیله شتاب‌های شبه استاتیکی که نیروهای اینرسی مؤثر بر توده لغزشی ایجاد می‌نمایند منظور می‌کنند. مقادیر نیروهای شبه استاتیکی به طور ذیل می‌باشد







نیروهای اینرسی سیستم
$$\begin{cases} F_h = a_h \frac{W}{g} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \\ F_v = a_v \frac{W}{g} = \frac{a_v}{g} W = k_v W \end{cases}$$

* a_h و a_v به ترتیب شتاب‌های شبه استاتیکی افقی و قائم

* k_h ، k_v ضرایب بدون بعد شبه استاتیکی افقی و قائم

$$k_h = \frac{a_h}{g} \quad , \quad k_v = \frac{a_v}{g}$$

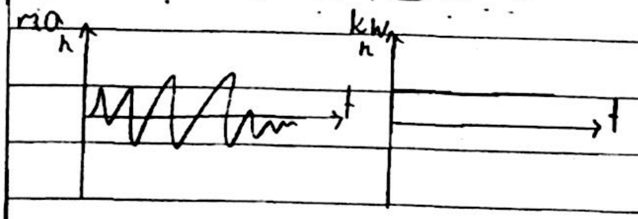
* W وزن توده لغزشی

* F_h و F_v طبیعت [illegible] و تابع زمان دارند.

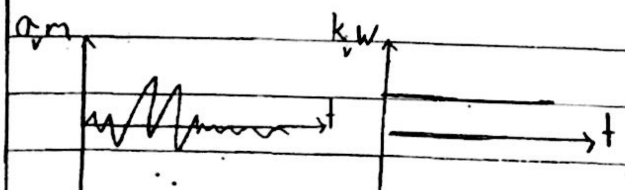
* در روش شبه استاتیکی شتاب‌های متغیر زلزله را که نیروهای اینرسی می‌دهند با نیروهای ثابت استاتیکی جایگزین می‌کنیم

* روش شبه استاتیکی یک روش محافظه‌کارانه است چون نیروهای زلزله را به صورت دائمی بر سازه اعمال می‌کنند.

* k_h تابع زمانی خواهد بود، k_h را می‌توان طوری در نظر گرفت که معرف آن زمان بارگذاری باشد و به صورت یک دائمی در نظر بگیریم.



نیروهای متغیر زمانی را با
نیروی پایدار در زمان
جایگزین می‌کنیم



اگر $k_h = \frac{a_{max}}{g}$ در نظر بگیریم این خیلی محافظه‌کارانه خواهد بود زیرا در یک لحظه اتفاق می‌افتد

* ناپایداری شبه استاتیکی یک ناپایداری واقعی نیست که یک شیب را به انهدام کامل برساند.

* اگر $k_h = 0.45 a_{max}$ در نظر بگیریم مناسب نیست چون k_h عالی است [illegible] باشد.

* اگر k_h زیاد در نظر گرفته شود یک طراحی بی جهت محافظه کارانه خواهد بود. چون فرض کردیم $k_h W$ به طور دائمی وارد می شود.

* اگر k_h کم در نظر گرفته شود یک طراحی غیرایمن خواهد بود.

* اگر به دلیل ترس از ناپایداری در روش شبه استاتیکی با آنالیز سازه ها بیش از حد محافظه کارانه باشیم از حد غیراقتصادی می شوند.

* دو روش برای انتخاب k_h

۱- زمانی که زلزله هایی رخ می دهد و سازه هایی قبلی این زلزله ها را تجربه کرده اند پاسخ این است را ثبت کنیم. ابتدا این زلزله ها را ثبت کنیم سپس سازه هایی را که در این زلزله خرابی دیده اند خرابی ندیده اند خرابی خوبی دیده اند را جمع آوری کنیم و مطالعه با چه k_h ای با روش شبه استاتیکی طراحی شده اند می توان خوب یا بد بودن k_h را تعیین کنیم.

رابطه بین k_h و a_{max} را بدست می آوریم

از تجربه و تحلیل مشاهدات میدانی k_h را تحلیل می کنند و k_h مناسب را تعیین می کنند.

۲- یک تعداد سازه را با k_h های مختلف با روش شبه استاتیکی طراحی می کنیم و پایداری سازه های را بدست می آوریم. چند تاریخچه زمانی به سازه وارد می کنیم و پاسخ زلزله را مطالعه می کنیم از مقایسه آنها k_h مناسب را تعیین می کنیم [استفاده از محاسبات دقیق برای سازه هایی که با روش شبه استاتیکی طراحی شده اند]

* ترزاقی ۱۹۵۰
برای زلزله های شدید $k_h = 0.1$
برای زلزله های مخرب $k_h = 0.2$
برای زلزله های [illegible] $k_h = 0.5$

* سید ۱۹۷۹ $k_h = 0.1 - 0.12$
با حداقل ۱۴ ترستیک زلزله با ضریب اطمینان S.F. = 1-1.15

@phd_omran

Subject: Date:

* روش ماركوسن $k_h = (\frac{1}{3} - \frac{1}{2}) k_{max}$ $k_{max} = \frac{a_{max}}{g}$

* سید ۱۹۷۹ زلزله با $M_s = 6.5$ $k_h = 0.1$

S.F. = ۱٫۵

زلزله با $M_s = 8.5$ $k_h = 0.15$

* تمام موارد ذکر شده قبل از زلزله لوما پریتا بوده است.

عوامل موثر در انتخاب k_h:

۱. [illegible] مصالح

۲. [illegible] و بزرگی زلزله

$$\begin{cases} k_h = \frac{a_{max}}{g} & a_{max} < 0.2g \\ k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} & a_{max} > 0.2g \end{cases}$$

فرمولی [illegible] [redacted] مورد استفاده قرار می‌گیرد

* اگر سازه اهمیت بالایی داشته باشد ضریب ۱ به فرمول k_h بالا می‌خورد ولی اگر سازه با اهمیت بالا مد نظر نباشد ضریب کوچکتر از $\frac{1}{2}$ به فرمول k_h بالا می‌خورد

* فرمول بالا بیشتر در طراحی دیوارهای ساحلی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سدهای ها هم مورد استفاده قرار می‌گیرد

* اگر k_h را زیاد در نظر بگیریم SF کمتر می‌شود. اگر [illegible] در نظر بگیریم در جهت محافظه‌کارانه عمل [illegible]

~~[illegible] k_h [illegible] SF [illegible]~~

[illegible] k_h [illegible] در جهت محافظه‌کارانه [illegible]

* در اینجا [illegible] SF = 1.1 - 1.2 [illegible]

* هرچه SF بالاتر باشد سخت‌گیرانه‌تر عمل می‌کنیم و سازه با درجه محافظه‌کاری بالاتری طراحی می‌کنیم.

* k_h [illegible] و نیروهای وارده به سازه را نشان می‌دهد و پاسخ دینامیکی سیستم و خاک [illegible] را در نظر نمی‌گیرد.

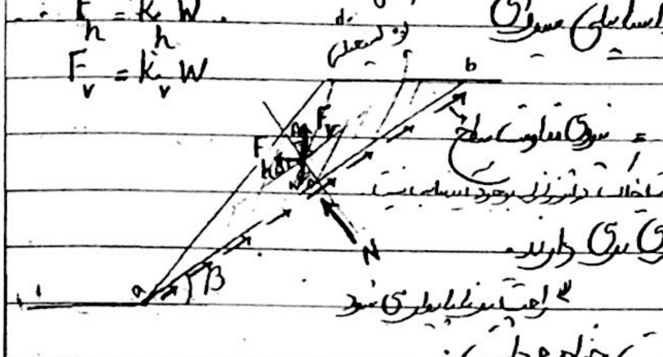
* روش [illegible] واقعیت‌های پاسخ دینامیکی سازه را در نظر نمی‌گیرد.

* در زلزله لوما پریتا دیوارها و سدهایی که با k_h (با k_h خیلی بالایی است) هم جواب نداده‌اند

* نیروهایی ها در شرایطی که تنش های برشی ایجاد شود در روی یکی صفحات مساوی یا بزرگتر از مقاومت برشی الصوق در روی آن صفحات گردد دچار ناپایداری خواهند شد

$F_h = k_h W$

$F_v = k_v W$



* نیروهای موثر بر توده لغزشی خاک در تحلیل به روش شبه استاتیکی مسوول ای

اثرات زلزله را با اعمال نیروهای استاتیکی افقی و قائم [illegible]

$Cl_{ab} + N\tan\phi$ = نیروی مقاومت سطح

بر توده لغزشی خاک اعمال می شود

این روش که در [illegible] نسبتاً [illegible] در خاک ایجاد [illegible] از ۱۵٪ [illegible] در زلزله بوجود [illegible]

نیروی F_v به سمت بالا و نیروی F_h به سمت جهت اثر نیروی برشی دارند.

که باعث ناپایداری شود

با تجزیه نیروها بر توده لغزشی در جهت موازی با صفحه شکست خواهیم داشت:

$$S.F. = \frac{\text{نیروهای مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{Cl_{ab} + [(W-F_v)\cos\beta - F_h\sin\beta]\tan\phi}{F_h\cos\beta + (W-F_v)\sin\beta} \geqslant SF_a$$

SF_a = SF معیار

در طراحی شیب ها

$SF = 1$ نیروی در آستانه لغزش قرار می گیرد

if $SF \geqslant SF_{\text{معیار}} \Rightarrow$ پایدار

برای شرایط بارهای عادی: $SF \geqslant 1.5$ در نظر گرفته می شود

if $SF < SF_{\text{معیار}} \Rightarrow$ ناپایدار

برای نیروهای موقت مثل زلزله $SF \geqslant 1.3$

را برای ساخت برای نیروهای [illegible] (یعنی زمانی که [illegible] موجب [illegible] پایداری نیروی خواهند شد)

در حالت کلی داریم: $SF = \frac{\text{نیروهای مقاوم}}{\text{نیروهای محرک}} \geqslant SF_{\text{معیار}}$

* پارامترهای روش شبه استاتیکی ، شاخص برای پایداری (ضریب اطمینان) را ارائه می دهد ولی هیچ گونه اطلاعاتی در مورد تغییر شکل‌های [illegible] [illegible] [illegible] تغییر شکل ها [illegible] می شود [illegible] [illegible] را ما [illegible] دقیق ارائه می دانیم. هر پارامتری که روش ما ارائه می دهد در این روش [illegible] وجود دارد.

مقدم تری از زلزله نیروی ارائه دهد

* در زلزله وقتی می شود حال استاتیکی سال بلند؟

از روش شبه استاتیکی یک SF بدست می آید که با k_h و SF_a می توانیم پایداری را بررسی کنیم.

* اگر k_v داده نشود $k_v = \frac{1}{2}k_h$ می گیریم ولی در زلزله های اخیر $k_h = k_v$

* در زلزله های سایت نزدیک گسل k_v بیشتر است.

* این مؤلفه قائم در سازه هایی که مؤلفه استاتیکی دارند مورد توجه قرار می دهیم.

Subject: Date:

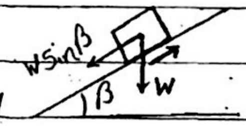
* روش دینامیکی ساده ← برای محاسبه تغییر مکان‌های ایجاد شده از این روش استفاده می‌شود. تغییر مکان ایجاد شده بستگی به مقدار تجاوز

از شتاب گسیختگی (شتابی که در آن گسیختگی ایجاد می‌شود) [illegible] (شتابی که [illegible]) و زمانی که از شتاب گسیختگی

بالاتر بوده دارد. روش دینامیکی ساده، روشی مبتنی بر بلوک صلب لغزشی نیومارک است. تئوری [illegible] دارد.

Newmark Sliding Block Theory

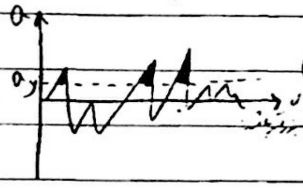
* اگر یک بلوک صلب روی یک سطح شیب‌دار داشته باشیم و اگر شتابی به آن وارد شود در اثر اعمال شتاب می‌تواند به سمت پایین یا بالا بلغزد. یک اصطکاکی بین جسم و سطح وجود دارد که باعث می‌شود که بلوک سر جایش باشد.



$W\sin\beta <$ مقاومت برشی سطح

با ایجاد زلزله

* اگر شتاب از یک مقداری بیشتر شود جسم به سمت پایین می‌لغزد که به این شتاب $a_{critical}$ یا a_{yeild} گفته می‌شود



* شتاب موجی شکل است که شتاب وارده به جسم [illegible] بیشتر شود جسم شروع به حرکت می‌کند (آیم)

شتاب‌ها [illegible]

نیروهای اینرسی [illegible] غلبه می‌کند

* با انتگرال‌گیری از قسمت‌هایی که شتاب از a_y بیشتر است انتگرال می‌گیریم و با انتگرال‌گیری منحنی توزیع سرعت به دست می‌آوریم و با انتگرال‌گیری از سرعت جابجایی بلوک را می‌توان به دست آورد.

* a_y حداقل شتابی است که موجب ناپایداری بلوک می‌شود. a_y حداقل شتابی است که سبب لغزش حرکت شود.

(ضریب اطمینان) $SF=1 \Rightarrow a_y \Rightarrow a_y = k_{hy}\, g$

a_y هیچ ربطی به زلزله ندارد [illegible] مشخصات شیب [illegible] بستگی دارد

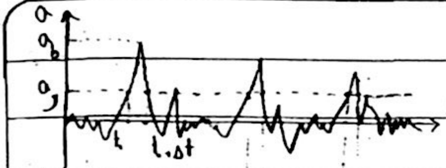
[illegible] وزن، مشخصات مقاومت خاک و C, Φ خاک

$$SF = \frac{\tan\Phi\left[(W-\cancel{F_v})\cos\beta - F_h\sin\beta\right] + C\,l_{ab}}{(W-\cancel{F_v})\sin\beta + F_h\cos\beta}$$

$SF=1 \Rightarrow k_{hy} = \frac{a_y}{g} \Rightarrow a_y = k_{hy}\, g$

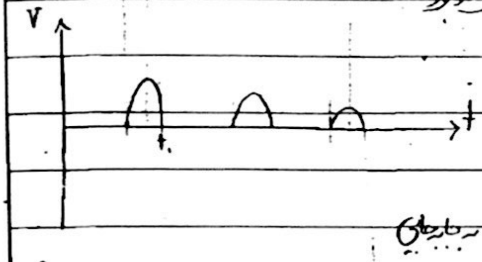
در روش نیومارک F_v در نظر گرفته نمی‌شود

ضریب اطمینان



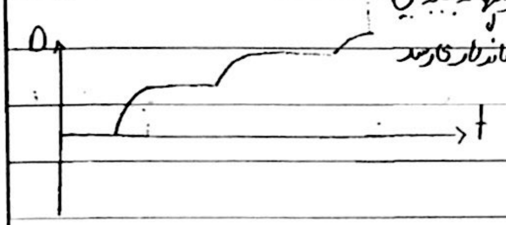
* هنگامی که بلوکی بر روی یک سطح شیب دار تحت اثر شتابی بزرگتر از شتاب تسلیم قرار گیرد بلوک بر روی سطح شیب حرکت خواهد کرد ⇐ پس یعنی بلوک ساکن است و در لحظه t_0 شروع به حرکت می کند

* شتاب بلوک نسبت به سطح شیبدار در طول فاصله زمانی t_0 تا $t_0+\Delta t$ چنین خواهد بود



$$a_{rel} = a_b - a_y$$

حرکت نسبی بلوک با دوبار انتگرال گیری از رابطه بالا بدست می آید



$$V_{rel} = \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} a_{rel}\, dt = \int (a_b - a_y)\, dt \qquad t_0 < t < t_0+\Delta t$$

$$D_{rel} = \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} V_{rel}\, dt = \int \checkmark \qquad t_0 < t < t_0+\Delta t$$

در لحظه $t_0+\Delta t$ سرعت نسبی به مقدار ماکزیمم خود می رسد در این لحظه:

$V_{rel} = \checkmark$ همان بالایی ها

$D_{rel} = \checkmark$

پس از رسیدن شتاب حرکت به زیر a_y در زمان $t_0+\Delta t$، شتاب بلوک در حالت لغزش در اثر نیروی اصطکاک موجود در سطح لغزش کاهش می یابد. بلوک به حرکت خود ادامه می دهد اما با سرعت کمتر. نهایتاً مقدار آن صفر خواهد شد. این روند طی می شود. این روند طی خواهد شد و شتاب در خلال این زمان چنین خواهد بود

$$a_{rel} = a_b - a_y = 0 - a_y = -a_y \qquad t_0+\Delta t < t < t_1$$

t_1 زمانی است که در آن سرعت نسبی صفر می شود. مشاهده می شود که در طول این فاصله زمانی بلوک یک شتاب منفی یا شتاب رو به نقصان می باشد

بین زمان های $t_0+\Delta t$ و t_1 سرعت نسبی مطابق رابطه زیر با زمان کاهش می یابد:

$$V_{rel} = V_{rel}[t_0+\Delta t] + \int_{t_0+\Delta t}^{t_1} \overset{-a_y}{\cancel{a_{rel}}}\, dt = \qquad t_0+\Delta t < t < t_1$$

جابجایی نسبی با زمان $t = t_1$ تا $t_1 = t$ به افزایش خود ادامه می دهد (با شیب رو به کاهش)

$$d_{rel} = \int_{t_0+\Delta t}^{t_1} V_{rel}\, dt = \checkmark \qquad t_0+\Delta t < t < t_1$$

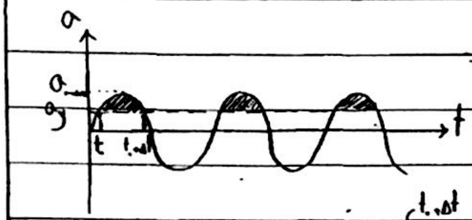
$d_{rel}(t_1) = \checkmark$

ص $\frac{1}{2}(A-a_y)\Delta t^2 \frac{A}{a_y}$

a_y شتاب حدی (تسلیم) می باشد

* در این روش همان لغزش هایی که در روش شبه استاتیکی بدست آمد را در نظر می گیریم ← عیب روش بلوک لغزشی نیومارک

مثال ۶) یک موج سینوسی داریم. سرعت و جابجایی ماندگار را بدست آورید



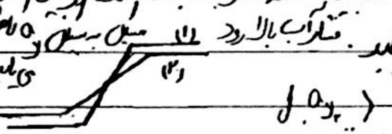
$a = a_{max}\sin\omega t$

را به صورت لحظه ای بدست
الگوریتم مبنی لحظه ای

$$\int_{t}^{t+\Delta t}(a-a_y)\,dt$$

* معایب روش نیومارک

۱) a_y در این روش همیشه ثابت است و در یک خاک اشباع در اثر زلزله فشار آب بالا می رود و زیاد می شود و مقاومت به صفر می رسد یعنی a_y برابر صفر می تواند باشد و a_y برابر صفر می باشد در جایی که خاک اتساعی است که فشار آب منفی باشد و جای آن خاک که در اثر برش اتساع شود مقاومت افزایش می یابد و a_y در هر سیکل افزایش می یابد. هرچه نسبت تخلخل به حالت بحرانی نزدیک تر است کم و a_y بیشتر است. $a_{y_2} < a_{y_1}$ پس جز هندسه تغییرات مقاومت و a_y تغییر خواهد کرد ولی نیومارک این مساله را در نظر نمی گیرد

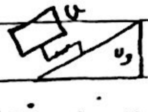


۲) بلوک لغزشی را صلب در نظر گرفته ولی توده خاک صلب نیست. [ولی می توان شتاب را در کل جسم یکسان گرفت اگر جسم صلب باشد ولی اگر جسم صلب نباشد هر چه به سمت بالا رویم شتاب بیشتر می شود پس اگر جسم انعطاف پذیر باشد توزیع شتاب یکنواخت نخواهد بود و شتاب بیشتری به توده می رسد]

* معادله دیفرانسیل دینامیکی $m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=-m\ddot{u}_g$

زمانی که بلوک حالت صلب و عاری از سختی باشد " " " در نیومارک $m\ddot{u}=-m\ddot{u}_g \Rightarrow \ddot{u}=\ddot{u}_g \Rightarrow$ باشد شتاب توده خاک زمین می شود. اگر جسم صلب نباشد دوره تناوب می شود.

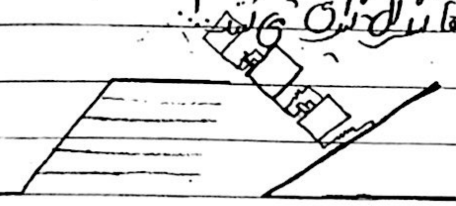
* در نیومارک از تاریخچه زمانی زمین استفاده می کنیم. اگر سیستم انعطاف پذیر باشد شتابی که به بلوک وارد می شود با شتاب زمین متفاوت خواهد بود و از شتاب زمین نباید استفاده کنیم



* سیستم انعطاف پذیر است و می شود شتابی بیش از شتاب زمین به توده برسد پس جابجایی آن هم بیش تر از جابجایی زمین خواهد بود.

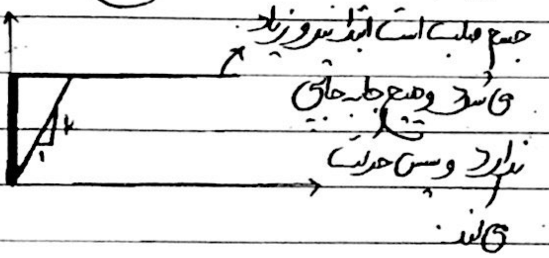
* با اضافه کردن میله‌های ساکن به جسم می‌بینیم شتاب‌ها به هم متفاوت خواهد بود.

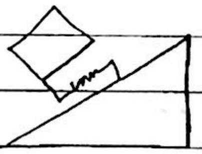
* در شیروانی چون شتاب در قسمت‌های مختلف یکسان نیست به چند جرم متمرکز تبدیل می‌کنیم و یک سیستم n درجه آزادی می‌سازیم. جابه‌جایی و شتاب یک یک را به دست می‌آوریم و از متوسط شتاب‌ها استفاده می‌کنیم.



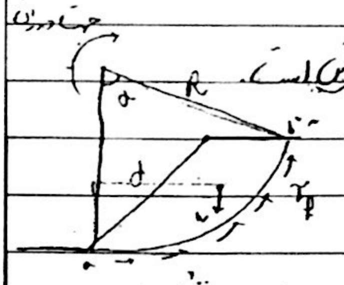
به این دلایل روش‌های اصلاح شده نیومارک وارد کار شده‌اند.

* اگر جسم را روی یک شیب قرار دهیم پاسخ این سیستم یک فرکانس طبیعی پیدا می‌کند و می‌تواند تشدید رخ دهد.


جسم صلب است ابتدا نیرو زیاد می‌شود و هیچ جابه‌جایی ندارد و سپس حرکت می‌کند.
۲
۱



* سطح لغزش بحرانی سطحی است که کمترین ضریب اطمینان را داشته باشد.



لنگرهای حول یک ناشی از نیروهای هستند که ایجاد دوران می‌کنند. مجموع لنگرها وزن توده لغزش است.

مقاوم ـ ـ لنگر ایجاد دوران جلوگیری می‌کند ـ ـ [illegible]

ایجاد دوران ↙ لنگر محرک = Wd

مخالف دوران ↗ لنگر مقاوم = $F_p R$

F_p = نیروی مقاوم در برابر لغزش

$F_p = \tau_p l_{ab} = C_u l_{ab}$ برحسب تنش

l_{ab} = طول کمان ab = $(\frac{\alpha}{2\pi})2\pi R$

در واحد طول

$Wd = \gamma V d = \gamma A \times 1 \, d$

چون در هنگام ساخت فرصت زهکشی وجود ندارد باید از پارامترهای زهکشی نشده استفاده کرد (C_u , φ_u)

* در بعضی موارد شیروانی‌ها در نواحی فوقانی مقاومت خود را از دست داده و ترک می‌خورد. در این حالت آن قطعه از سطح لغزش مقاومتی نداشته و در معادله مقاومت برشی لحاظ نمی‌گردد.

$l_{ab} - l_{crack} = ✓$

* اگر زلزله وارد شود با شتاب ag نیروی افقی nW که n ضریب زلزله است اعمال می‌گردد (در مرکز ثقل)

* اگر در داخل ترک آب وجود داشته باشد F_w باعث ایجاد لنگر محرک می‌شود.

Subject: Date:

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران :

@phd_omran

91,1,9 جلسه‌ی ام

* روش نیومارک

روش نیومارک روش دقیقی نیست چون معادله دینامیکی حاکم بر سیستم دو ترم معادله را نادیده می‌گیرد $[cu , ku]$ و محیط را پیوسته rigid plastic در نظر می‌گیرد.

- هم ضریب شتاب و هم مقاومت خاک در طول وقوع زلزله تغییر پیدا می‌کنند و a_y تغییر می‌کند و نیومارک در بعضی موارد منطقی نیست.

- توده‌ی خاکی که ما حرکت را براساس آن حساب می‌کنیم صلب است با واقعیت‌هایی که در مورد شتاب‌ها می‌بینیم مغایرت دارد. شتاب در قسمت‌های مختلف شتاب یکسان نیست و توده انعطاف‌پذیر است.

* یکی از کارهای خیلی رایج استخراج روابط نسبتاً تجربی برای محاسبه جابجایی زمین مبتنی بر کارهای نیومارک می‌باشد.

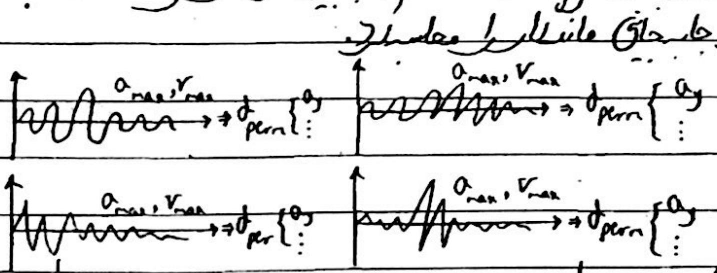
* برای استخراج روابط تجربی، ضریب شتاب و مقاومت خاک را به عنوان متغیرهای شتابی می‌توان در نظر گرفت.

[illegible]
α ، طول شیب‌ها، ارتفاع

* همه تغییرات در قالب a_y معنی می‌شود یعنی فاکتوری که تغییر می‌یابد $a(y)$ است.

* a_y های مختلف معرف سیستم‌های ژئوتکنیکی مختلف با ضریب و مقاومت‌های مختلف می‌باشند.

* چندین time history زلزله را در نظر می‌گیرند و برای a_y های مختلف جابجایی‌های ناشی از time history را به دست می‌آورند. با تحلیل آماری از آن‌ها می‌توان جابجایی ماندگار را محاسبه کرد.



* برای هر کدام از time history ها می‌توان یک رابطه همبستگی بین a_{max} و V_{max} با d_{perm} استخراج کرد.

* لزوماً d_{perm} را حاصل جمع دانست که هرکدام تعدادی a_y دارند. تفاوت مثال آن‌ها برای ما مهم نیست. a_{max} و V_{max} شاخص آن‌ها هستند.

* d_{perm} و a_y و a_{max} و V_{max} را استخراج می‌کنیم و رابطه‌ای بین آن‌ها برقرار می‌شود که به این رابطه تجربی است که از روش کلی برای محاسبه جابجایی‌ها و از یک روش آماری برای استخراج رابطه‌ها استفاده شده است.

$$d_{perm} = f(a_y, a_{max}, V_{max})$$

رابطه نیومارک: $d_{perm} = \frac{V_{max}^2}{2a_y} \cdot \frac{a_{max}}{a_y}$ → برای هر time history زلزله قابل استفاده است بشرطی که a_{max} و V_{max} زلزله را بدانیم

↓ شرط استفاده

$$\frac{a_{max}}{a_y} > \boxed{0.17}$$

* این رابطه، رابطه‌ای ساده‌ای است برای $\frac{a_{max}}{a_y}$ معلوم می‌توان مورد استفاده قرار بگیرد

* رابطه امبرسیز و منو

$$\log d_{perm} = 0.9 + \log_{10}\left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}}\right)^{2.53}\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^{-1.09}\right]$$

* رابطه Yegian et al (1991)

d_{perm} = جابجایی ماندگار

$$\log d^* = \log\left(\frac{d}{a_{max} N_{eq} T^2}\right) = 0.22 - 10.12\frac{a_y}{a_{max}} + 16.38\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^2$$

$$11.48\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^3$$

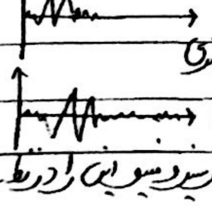
N_{eq} = تعداد سیکل‌های معادل زلزله

T = پریود غالب زلزله

a_{max} = شتاب حداکثر زلزله

* رابطه yegian، تعداد سیکل‌ها را در جابجایی دخیل می‌کند که عامل مهمی می‌باشد و از طرفی چون T را آورده و فرکانس‌ها به نوعی در d_{perm} دخالت داده است رابطه بهتری نسبت به امبرسیز می‌باشد.

* رابطه نیومارک که در روابط آن V_{max} آورده جواب بهتری می‌دهد.



(۱) همه چیز در هر ۲ یکسان است. (۲) جابجایی بیشتری دارد زیرا تعداد سیکل‌های آن بیشتر است ولی رابطه امبرسیز و منو این را در نظر نمی‌گیرد.

* مقایسه روابط ذکر شده:

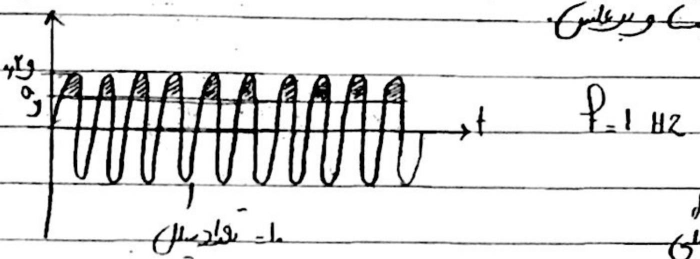
۱. در ۲ رابطه امبرسیز و Yegian ، V_{max} وجود ندارد ولی نسبت $\frac{a_y}{a_{max}}$ وجود دارد. هرچه $\frac{a_y}{a_{max}}$ ↓ جابجایی بیشتری می‌شود.

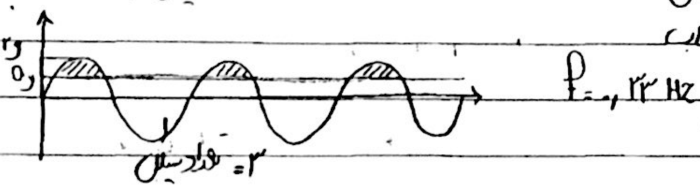
۲. رابطه نیومارک مطمئن‌تر است نسبت به دو رابطه دیگر علی رغم این که دو رابطه دیگر جدیدتر است ولی [illegible] بیشتری ایجاد کند.

۳. رابطه Yegian دقت بیشتری نسبت به رابطه امبرسیز و منو دارد.

از روش نیومارک

* اگر یک تاریخچه زمانی شتاب را در نظر بگیریم. a_y در هر دو حالت زیر یکسان است. اگر جابجایی را حساب کنیم جابجایی برای موردی که فرکانس بیشتری دارد کمتر است و برعکس. فرکانس بیشتر مساحت کمتری دارد. فرکانس هم روی مقدار d_{perm} اثر خواهد داشت.





* نمودارهای مقایسه شده برای یک شتاب‌نگاشت مشخص است پس اگر نمودارهای مربوط به یک شتاب‌نگاشت مشخص [illegible] خواهد بود.

رابطه امبرسیز و منو برای هر دو حالت بالا عدد یکسانی می‌دهد.

رابطه نیومارک این مسئله را بهتر جواب می‌دهد.

* مثال ۷/۲. اگر دامنه شتاب‌ها ۰٫۲g و $a_{max}=0.2g$ و $a_y=0.1g$ باشد برای دو زلزله بالا d_{perm} را با هم مقایسه کنید. آیا جابجایی یکسانی به جای می‌گذارند؟

* فرکانس ↓ V_{max} ↑ جابجایی ↑

* روابطی که در آن‌ها V_{max} وجود دارد بهتر می‌توانند تفاوت جابجایی را منعکس کنند.

* رابطه امبرسیز رابطه خوبی نیست خطا وجود خواهد داشت و فقط برحسب a_{max} است.

Subject: Date:

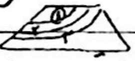
* روش سید و ماک دیسی Seed _ Makdisi:

- روش سید و ماک دیسی متکی بر روش نیومارک است ولی نسبت به شرایط قبلی واقع بینانه‌تر می باشد.

- روش سید و ماک دیسی علت نبودن را هم مطلوب می کند.

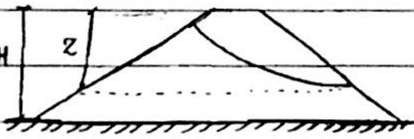
- سید و ماک دیسی با استفاده از پاسخ‌های ماکزیمم محاسبه شده به روش تحلیل طولی لاتی و Chopra، تغییر شکل‌های دائمی ناشی از زلزله مربوط به سدها و خاکریزها را محاسبه نمودند.

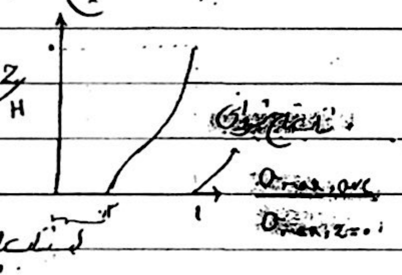
در روش معمولی نیومارک عبارت از گوه‌های لغزشی مختلف جابجایی‌ها را حساب می کنیم یعنی با Time history زلزله برای تمام گوه‌ها و a_y هر لایه را حساب می کنیم چون گوه فرق می کند و با انتگرال گیری جابجایی‌ها را بدست می آوریم. برای هر گوه شتاب‌های شتاب پایه متفاوتی است و a_y را با آن بدست می آوریم زیرا گوه متفاوت است و شتاب در جا یکسان است.



اما اگر فرض شود گوه بالاتر دارای شتاب بیشتری است پس باید پاسخ شتاب را در گوه‌های مختلف بدست آوریم و انتگرال گیری روی شتاب متوسط گوه‌های مختلف انجام دهیم. باید برای گوه‌های مختلف شتاب یکسان در نظر بگیریم.

- سید و ماک دیسی تحلیل Finite Element انجام دادند و توزیع شتاب را در ارتفاع سد نشان داده اند و منحنی زیر را ارائه کرده اند.





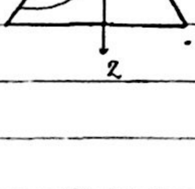
* در تاج سد بیشترین شتاب را داریم.

* شتاب حداکثر در تاج سد $a_{max(z=0)}$

$Z=0$ و $a_{max}=a_{max(z=0)}$

$Z=H$ → کمترین مقدار شتاب را خواهیم داشت.

* با پایین تر رفتن شتاب متوسط گوه کاهش می یابد.



@phd_omran

$a_{max,ave} = \bar{a}_{max}$

* مثال: شتاب اوج سنگ بستر برابر ۰٫۵g است. برای گوه لغزشی که از نصف ارتفاع سد می‌گذرد مقدار جابجایی ماندگار را حساب کنید.

فرض کنید $a_y = 0.15g$ و وزن سد $\gamma = 18.4 \frac{kN}{m^3}$, $\bar{G} = 30 MPa$

ارتفاع سد = ۲۰m

$\frac{z}{H} = 0.5$

$\frac{a_{max,ave}}{a_{max(z=0)}} \overset{\text{از نمودار}}{=} 0.6$

تاج $a_{max(z=0)} = 0.5g$

$a_{max,ave} = 0.6 \times 0.5g = 0.3g \rightarrow$ باید برای ۰٫۳g جابجایی را حساب کنیم.

$\frac{a_y}{a_{max,ave} = \bar{a}_{max}} = \frac{0.15g}{0.3g} = 0.5$

* از نمودار $\frac{u}{\bar{a}_{max} T_0} - \frac{a_y}{\bar{a}_{max}}$ استفاده می‌کنیم. این نمودار برای زلزله با بزرگاهای مختلف متفاوت است.

در کتاب اصلاح کن

نمودار * ⇓

فرض زلزله $M = 7.5$

$\frac{u}{\bar{a}_{max} T_0} = 0.02$

$u = d_{perm}$

$d_{perm} = 0.02 \bar{a}_{max} T_0 = 0.02 \times 0.3g \, T_0$

T_0 پریود طبیعی سد است. چه می‌شود T_0 ؟

اگر پریود زمین بود $T = \frac{4H}{V_s}$

$T = \frac{4H}{\sqrt{\frac{G}{\rho}}} = \frac{4 \times 20}{\sqrt{\frac{30 \times 9.81}{18.4}}} = 20$

چون شتاب افقی را بدست می‌آوریم جابجایی که بدست می‌آید جابجایی افقی است.

رابطه $\frac{4H}{V_s}$ برای سدهایی که دست راستی ندارد و [illegible] است. از رابطه زیر استفاده می‌کنیم.

$T = \frac{2\pi}{\omega}$

$\underset{\text{پریود طبیعی}}{T} = \frac{16\pi}{(4+n)(2-n)\beta_n} \frac{H}{\bar{V}_s}$

$\frac{16\pi}{(4+n)(2-n)\beta_n} = 4$ در زمین مسطح

$G = G_b \left(\frac{z}{H}\right)^n$ G_b مدول برشی در کف سد است.

G_b ← G_{base}

$T_0 =$ پریود اول

* بزرگترین landslide در ایران است که هزار برابر از نوع بزرگتر است.

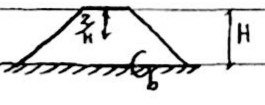
پل دختر - سیمره (استان خوزستان)

مقادیر β_n برای پنج مود اول ارتعاش سد خاکی

مد پنجم ۵	مد چهارم ۴	مد سوم ۳	مد دوم ۲	مد اول ۱	n \ m ↓
۱۴,۹۳۱	۱۱,۷۹۲	۸,۶۵۴	۵,۵۲۰	۲,۴۰۴	۰
۱۵,۴۵۱	۱۲,۳۱۰	۹,۱۷۱	۶,۰۳۳	۲,۹۰۳	۱/۲
۱۵,۵۴۴	۱۲,۴۱۳	۹,۲۷۳	۶,۱۳۳	۲,۹۹۹	۴/۷
۱۵,۷۰۸	۱۲,۵۶۶	۹,۵۲۵	۶,۲۸۳	۳,۱۴۲	۲/۳
۱۶,۴۷۱	۱۳,۳۲۴	۱۰,۱۷۴	۷,۱۰۶	۳,۳۸۲	۱

* به دلیل تنش محصورشده G در ارتفاع متفاوت است. تغییرات تنش محصورشده متناسب با $\frac{Z}{H}$ G باشد

γZ = تنش محصورشده



G در ارتفاع ثابت $m=0$

G خطی است $m=1$

* در مثال G ثابت ⇐ $m=0$

$$T_1 = \frac{\overset{۲,۴۱۳۶}{۱۴\pi}}{۴\times۲\times۲,۴۰۴}\cdot\overset{۵}{\frac{H=۲۰}{\bar{V}_s=\sqrt{\frac{G\cdot ۲۰\times۹,۸۱}{\rho ۱۸,۲}}}} = ۱۳,۰۶۸ \Rightarrow$$

پریود بیشتر در سطح زمین کمتر است

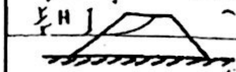
چون فرض $\frac{۱۴\pi}{۴\times۲\times۲,۴۰۴}$ در این جا شد ۲,۴۱ ای

در سطح زمین ۴ است

بیشترین انعطاف برای G در حالت $m=\frac{1}{2}$ است

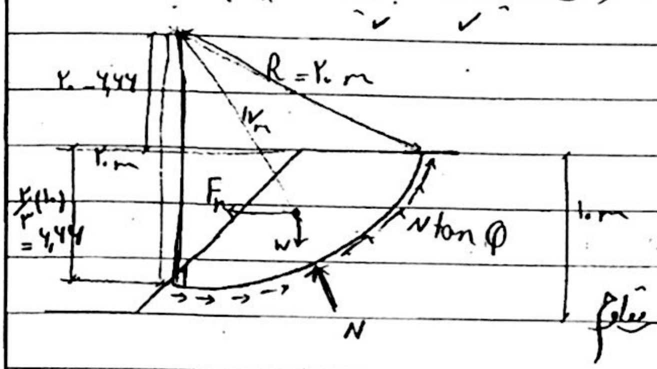
Subject: Date:

*مثال: شیروانی متشکل از خاکی با $C = ۳۰\,kpa$ و $\varphi = ۳۰^\circ$ در معرض زلزله‌ای با شتاب حداکثر $۰٫۳g$ و سرعت حداکثر $۲۰\,\frac{cm}{s} = ۰٫۲\,\frac{m}{s}$ قرار گرفته است. ارتفاع شیروانی ۱۰m می‌باشد. شکل‌ها نشان می‌دهند که سطح لغزش در $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع شیروانی قرار دارد. اگر سرعت موج برشی در ... $۳۰۰\,\frac{m}{s}$ باشد. با فرض افزایش ... محل ... سطح لغزش ... است ... [illegible] ... می‌دهد.



چون نسبت ارتفاع z میزان جابجایی افقی شیروانی را حساب کنید. (از روش نیومارک ...)

$$G = G_0 \left(\frac{z}{H}\right)^n \quad n = \frac{1}{۲}$$



$\gamma = ۱۸\,\frac{kN}{m^۳}$

برای محاسبه a_y، $SF = 1$ باشد.

لنگر مقاوم = $C\,l_{ab}$ × بازوی لنگر

لنگر مقاوم = $N \tan\varphi$ × ... $R = r$

$F_h = a_h m$ لنگر محرک = F_h در محل مرکز جرم × تصویر × بازو

$$SF = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}} = 1 \Rightarrow a_h = a_y = ✓$$

در مرز حرکت شتاب آستانه لغزش را نشان می‌دهد.

تذکر: فرض شود W چقدر ...

$C = ۳۰\,kpa$ $\quad V_s = ۳۰۰\,\frac{m}{s}$

$\varphi = ۳۰^\circ$

$a_{max} = ۰٫۳g \Rightarrow \frac{a_{max}}{g} = ۰٫۳ > ۰٫۲ \rightarrow k_h = \frac{1}{۳}\left(\frac{a_{max}}{g}\right)^{\frac{1}{۳}}$

$V_{max} = ۰٫۲\,\frac{m}{s}$

$H = ۱۰\,m$

$\frac{z}{H} = \frac{۲}{۳}$

زاویه اصطکاک = ?

شتاب بیشینه تاج ... = ? $\quad f = n = ?$

بزرگی زلزله = ? $\quad$? ... زلزله

... (m/s) ... زلزله

Subject: Date:

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران:

@phd_omran

جلسه‌ی دهم ۱۰/۱۰/۹۱

* دیوارها

* سازه‌های حائل از قبیل دیوارهای نگهبان، دیوارهای ساحلی و اسکله‌ها و ... در بسیاری مناطق فعال لرزه‌ای استفاده می‌شوند. سازه‌های حائل بعضاً در حال زلزله آسیب دیده شده و عواقب فیزیکی و اقتصادی فاجعه‌آمیزی بر جای گذاشته‌اند.

* انواع تحلیل دیوارهای نگهبان: تحلیل شبه استاتیکی ← روش مونونوبه ـ اکابه (M-O)

تحلیل دینامیکی ساده ← روش ریچاردز المز (R-E)

← در امتحان درس داده می‌شود
وجود آب در پشت دیوار هم بعد از امتحان درس داده می‌شود.

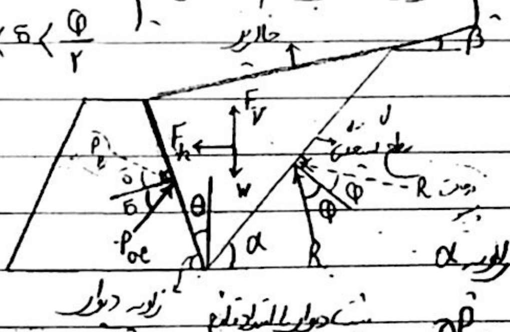
* انواع حالت‌ها در تحلیل شبه استاتیکی دیوارهای نگهبان خاک: ۱ـ خاک پشت دیوار غیراشباع

۲ـ خاک پشت دیوار اشباع (وجود آب)

* روش کولمب

اگر در حالت استاتیکی بخواهیم مسأله‌ی فشار خاک را مورد مطالعه قرار دهیم از روش کولمب استفاده می‌کنیم.

$\frac{2\varphi}{3} < \delta < \frac{\varphi}{2}$



* α زاویه‌ی بحرانی است. چون چندین گوه لغزنده می‌توان در نظر گرفت، گوه لغزنده‌ای که بیشترین P_{ae} را ایجاد کند مد نظر است.

* کولمب فرض می‌کند خاک تنها روی یک سطح شکست خاص با زاویه α به حالت گسیختگی می‌رسد.

$$\frac{\partial P_{ae}}{\partial \alpha} = 0 \Rightarrow \alpha_{cr} = ✓$$

* سطح خاکریز و سطح لغزش به صورت صفحه‌ای فرض می‌شود. * P_a و R به دلیل وجود نیروی اصطکاک عمود بر سطح نبوده و به صورت مایل وارد می‌شوند.

β = زاویه سطح خاک پشت دیوار با افق　　δ = زاویه اصطکاک سطح دیوار = زاویه P_{ae} با خط عمود بر سطح

* مثال بالا برای حالتی بیان شده است که دیوار از خاک دور می‌شود (فشار محرک ایجاد کند) در حالتی که دیوار به سمت خاک نزدیک شود در حالت فشار مقاوم ایجاد می‌شود و جهت نیروهای اصطکاک معکوس شده و در نتیجه جهت نیروهای R و P_a نیز تغییر می‌کند.

$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$ — خاکریز بدون شیب = اگر خاک پشت دیوار افقی $\beta = 0$

Subject: Date: $k_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$ ⇐ سطح دیوار صیقلی $\delta = 0$

دیوار قائم. $90° =$ زاویه دیوار

P_{ae} = نیروی حالت فعال لرزه‌ای

وقوع زلزله می‌تواند موجب افزایش فشار جانبی خاک در پشت دیوار حائل گردد.

باعث کاهش فشار می‌شود → جهت زلزله
باعث افزایش فشار می‌شود → جهت زلزله

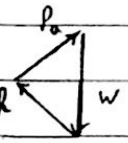
در صورت به وجود آمدن زلزله:

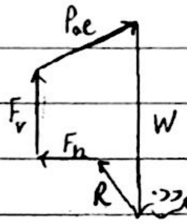
F_h در جهت دور شدن از خاک (+) و F_v در جهت خلاف نیروی وزن حالت بحرانی ایجاد می‌کنند.

$$P_{ae} = f(\phi, \beta, \theta, \alpha, \delta, k_h, k_v) \Rightarrow$$

همه مقادیر به جز α معلوم هستند. α معلوم نیست زیرا زاویه صفحه لغزش گسیختگی بحرانی است.

P_a تابعی از ϕ است زیرا ضریب رانش k_a تابع ϕ است.





دیوار آزاد:

در تحلیل M.O بنابر روش‌های شبه استاتیکی نیروی فعال با استفاده از تعادل گوه‌ی خاک محاسبه می‌شود.
روابط مونونوبه اکابه در حالت لرزه

که خاک را به صورت جسم صلب [illegible]

نیروی فعال کل محرک لرزه در هنگام وقوع زلزله $P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v)$

$F_h = k_h W$ نیروی اینرسی افقی — k_h ضریب شتاب افقی زلزله $= \frac{a_h}{g}$ مولفه افقی شتاب زلزله

$F_v = k_v W$ نیروی اینرسی قائم — k_v ضریب شتاب قائم زلزله $= \frac{a_v}{g}$ مولفه قائم شتاب زلزله

ضریب رانش افقی خاک در حالت لرزه $K_{ae} =$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

تنها در حالت Tohata اثبات رابطه K_{ae} وجود دارد.

$\psi < \phi - \beta$

$\gamma = \gamma_d$

[illegible] $= \tan^{-1}\dfrac{k_h}{1-k_v}$

* در صورت [redacted] شود و رابطه k_{ae} مساوی رابطه k_a خواهد شد

$k_h = 0$
$k_v = 0$

نیروی محرک جانبی در حالت بدون زلزله $P_a = \frac{1}{2}k_a\gamma H^2$

* اگر $\psi > \phi - \beta$ با عبارت زیر رادیکال منفی مواجه [illegible] هستیم
اگر $\psi > \phi - \beta$ بشود باید $\psi = \phi - \beta$ در نظر بگیریم تا عبارت زیر رادیکال صفر شود.

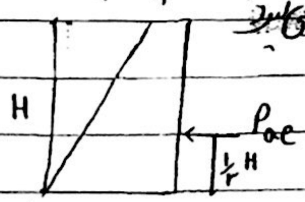
نیروی جانبی مقاوم در حالت وقوع زلزله $P_{pe} = \frac{1}{2}k_{pe}\gamma H^2(1-k$[illegible]$)$

ضریب فشار مقاوم خاک در حالت لرزه

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\phi+\theta-\psi)}{\cos\psi\cos^2\theta\cos(\delta-\theta+\psi)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi+\beta-\psi)}{\cos(\delta-\theta+\psi)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

آزمایش‌های زیادی انجام داده‌اند تا نشان دهند این رابطه درست است یا نه. طبق آزمایش‌های زیادی ثابت کرده‌اند مقدار P_{ae} مقدار درستی است. اما محل اثر نیروی P_{ae} این روش (مونونوبه-اکابه) با آن چه در آزمایشات بدست آمده متفاوت است.

در k_{ae} و k_{pe} با این فرض بدست آمده‌اند که توزیع خطی فشار وجود دارد و نقطه اثر P_{ae} از $\frac{1}{3}$ پایین دیوار در نظر گرفته می‌شود. ولی آزمایشات نشان داده‌اند که P_{ae} در $\frac{1}{3}$ ارتفاع دیوار قرار نمی‌گیرد بلکه بالاتر است.



پس این رابطه دقیق است ولی محل اثر آن در $\frac{1}{3}$ ارتفاع دیوار نیست.

فرمول مونونوبه اکابه (P_{ae}) هم شامل نیروی رانش استاتیکی خاک و هم اضافه رانش ناشی از زلزله است.

$P_{ae} = P_a + P_{dyn}$

$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$

$P_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v)$

نیروی اضافی ناشی از زلزله $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ و مشاهدات

* محل اثر نیروی استاتیکی (P_a) طبق کولمب در $\frac{1}{3}$ از پای دیوار است. اما آزمایشات نشان داده‌اند اثر نیروی P_{dyn} از هم‌سان ۰٫۶ از پای دیوار است. محل اثر نیروی دینامیکی به سمت بالا سوق پیدا میکند نشان میدهد توزیع فشار دینامیکی غیرخطی است.

* برآیند P_a و P_{dyn} ، P_{ae} را می‌توان در فاصله ۰٫۵H در نظر گرفت.

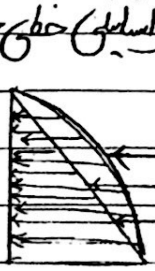
* P_a توزیع خطی دارد. در $\frac{1}{3}$ از پای دیوار ~~دیوار~~ وارد می‌شود.

* P_{dyn} (ناشی از زلزله) توزیع غیرخطی دارد در ۰٫۶ از پای دیوار وارد می‌شود.
به آزمایشات تجربی این موضوع را نشان داده است.

* P_{ae} توزیع غیرخطی دارد در محلی مابین P_a و P_{dyn} وارد می‌شود (در ۰٫۵H از پای دیوار)

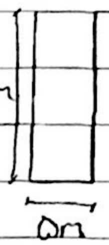
به طور دقیق محل اثر P_{ae} : $\bar{z} = \frac{P_a \cdot \frac{H}{3} + P_{dyn} \cdot 0.6H}{P_{ae}}$

* K_a با عمق تغییری نکند و تنش سربار با عمق به صورت خطی خواهد بود ← توزیع فشار استاتیکی خطی خواهد بود.



* برای اینکه از رابطه مونونوبه اکابه استفاده کنیم باید تفکیک نیروی P_a و P_{dyn} را حتماً در نظر بگیریم.
* فرمول مونونوبه اکابه برای خاک‌های [illegible] است [illegible] جسم صلب فرض شده

مثال:



$\delta = \frac{2}{3}\varphi$ $\gamma_{\text{دیوار}} = 24\ \frac{kN}{m^3}$ $C = 0$

$\varphi = 30^\circ$ $\gamma_{\text{خاک}} = 18\ \frac{kN}{m^3}$ $k_h = 0.2$ $k_v = 0.1$

$\psi = \tan^{-1}\frac{0.2}{1-0.1} = 12.5^\circ < \varphi - \beta$

$k_{ae} = \checkmark$

$P_{ae} = \checkmark$

$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 = \checkmark$ k_a از رابطه کولمب حساب می‌شود.

* کنترل در برابر لغزش

مهم

$$S.F. = \frac{\text{نیروهای مقاوم لغزش}}{\text{نیروهای محرک لغزش}} > 1.1 \sim 1.2$$ باید برابر است

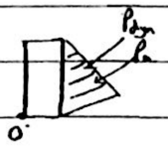
P_e

مولفه قائم P_a و P_{dyn} را می‌توان به نیروی وزن اضافه کرد و به عنوان نیروهای مقاوم در نظر بگیریم ولی اگر در نظر نگیریم در جهت ضریب اطمینان عمل کردیم.

P_{ae} در جهت اطمینان را در مخرج می‌نویسیم

* کنترل در برابر واژگونی

$$S.F. = \frac{\text{لنگرهای مقاوم لغزش}}{\text{لنگرهای محرک لغزش}}$$



نسبت به نقطه O لنگر می‌گیریم

نیروی دینامیکی چون محل اثر بالاتری دارد، بازوی لنگر بیشتری دارد و لنگر بیشتری دارد

[illegible]

* اگر $\varphi = 30-35$ سید و ویتمن نشان داده‌اند k_{ae} از رابطه زیر قابل محاسبه است:

[illegible]

$k_{ae} = 0.75 \boxed{k_h} + k_a$

[illegible] // $k_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$ اصطکاک خاک با دیوار صفر است

برای خاک بدون چسبندگی

بدون اصطکاک

Subject: Date:

* اگر پشت دیوار خاک چسبنده وجود داشته باشد دو روش وجود دارد:

۱) اگر خاک پشت دیوار C و φ داشت فرمول رانکین را داده‌اند آیین نامه کارهای دریایی ایران OCDI را

۲) بقیه آیین نامه‌ها می‌گویند باید عمق ترک کششی را بدست آوریم جایی که برآیند ناشی فشار صفر شود

$h_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$ تا ارتفاع $\frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$ فشار منفی است

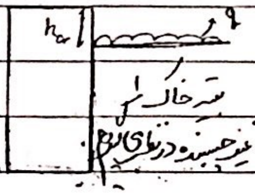
وجود چسبندگی را عامل کاهش فشار دینامیکی در نظر می‌گیریم همان طور که باعث کاهش فشار استاتیکی می‌شود.
فشار را برای h کوتاهتر حساب می‌کنیم.

لایه بالایی را به عنوان سربار استاتیکی در نظر می‌گیریم.

سربار = $q \times k_a$

این سربار با فشار دینامیکی جمع می‌شود

اثر کاهش ارتفاع بیشتر از اثر سربار خواهد بود چون H با توان ۲ ظاهر می‌شود



به دلیل وجود چسبندگی رانش خاک نسبت به دیوار کمتر می‌شود.

* اگر خاک لایه لایه باشد، k_{ae} هر لایه را حساب می‌کنیم، رانش هر لایه را بدست می‌آوریم و لایه‌های بالاتر را به عنوان سربار در نظر می‌گیریم

* پایان نامه آقای مهندس حقی در مورد همین موضوع‌هاست، هم بر اساس تحلیل و هم بر اساس مدل بوده است؛ در این پایان نامه مقایسه با روش آیین‌نامه‌ها هم صورت گرفته است.

@phd_omran

یادآوری

* دو تئوری اصلی در تعیین فشار جانبی خاک‌ها وجود دارد: ۱- رانکین ۲- کولمب

* در حالت محرک خاک به دیوار فشار وارد می‌کند و در حالت پسیو دیوار به خاک فشار وارد می‌کند.

دیوار در جهت دور شدن از خاک اکتیو است — دیوار در جهت نزدیک شدن به خاک پسیو است

* متداول‌ترین روش تعیین فشار جانبی خاک‌ها مبتنی بر روش تعادل حدی است.

ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

در حالت سکون هیچ تغییر شکل افقی در خاک وجود ندارد

k_0 حالتی است که هنوز خاک به حالت گسیختگی نرسیده است

طراحی‌ها هیچ وقت بر اساس k_0 انجام نمی‌شود بلکه بر اساس k_a یا k_p است. چون در همه موارد دیوارها جابجایی خواهند داشت. حالت سکون یعنی عدم اعمال کرنش ناشی از تنش اضافی است یعنی هیچ تغییر شکل جانبی بر خاک اعمال نشده است.

$$k_a < k_0 < k_p$$

$$\sigma_z = \gamma z$$
$$\sigma_x = k_0 \gamma z$$

$$k_0 = \frac{\overset{\text{ضریب پواسون}}{\nu}}{1-\nu} \rightarrow$$ در حالتی که خاک رفتار الاستیک دارد.

چون رفتار خاک الاستیک نیست از روابط زیر برای تعیین k_0 استفاده می‌شود:

خاک دانه‌ای

- $k_0 = 1 - \sin\phi$ ماسه با سطح افقی
- $k_0 = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\beta}$ ماسه با سطح مایل با شیب β

ماسه شل

وزن مخصوص واقعی ماسه در حالت متراکم

$$k_0 = 1 - \sin\phi + 5.5\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d,min}} - 1\right)$$ ماسه متراکم

$\gamma_{d,min}$ که وزن مخصوص خشک ماسه در شل‌ترین حالت.

رس عادی تحکیم یافته

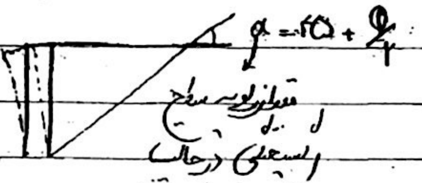
- $k_0 = 0.95 - \sin\phi$ زاویه اصطکاک داخلی مؤثر خاک
- $k_0 = 0.4 + 0.007\,PI$ شاخص خمیری رس $0 < PI < 40$
- $k_0 = 0.64 + 0.001\,PI$ $40 < PI < 80$

رس پیش تحکیم یافته

$$k_0 = k_{0,NC} \times \sqrt{OCR}$$

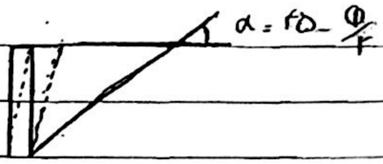
Subject: Date:

در حالت اکتیو



قطر لوله به سطح
گسیختگی در حالت
اکتیو با صفحه تنش های اصلی زاویه صفحه افق
است.

در حالت پسیو



* میزان جابجایی لازم برای رسیدن به حالت مقاوم چندین برابر مقدار جابجایی لازم برای رسیدن به حالت محرک است

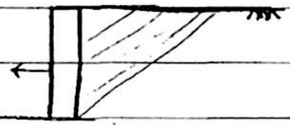
* تنش جانبی در حالت مقاوم خیلی بیشتر از تنش جانبی در حالت محرک است.

* اثر چسبندگی روی رانش محرک و مقاوم

$\sigma_a = k_a \sigma_v - 2C\sqrt{k_a}$ در صورت وجود چسبندگی از رانش فعال کاسته می شود

$\sigma_p = k_p \sigma_v + 2C\sqrt{k_p}$ در 〃 〃 بر رانش مقاوم افزوده می شود

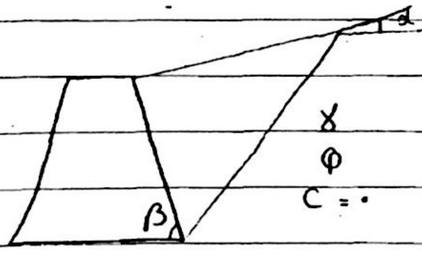
*



چون هیچ اصطکاکی بین خاک و دیوار →
وجود ندارد خاک کاملاً افقی است

* تئوری کولمب

اگر سربار گسترده ای در بالای خاکریز اعمال شود



γ
ϕ
$C = 0$

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma_q H^2$$

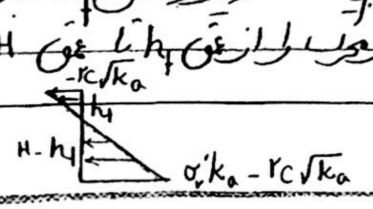
شیب پشتی: زاویه دیوار

$$\gamma_q = \gamma + \frac{\sin\beta}{\sin(\beta+\alpha)} \frac{2q}{H}$$

زاویه شیب سطح خاک پشت دیوار با افق

* نیرو و محل وقوع آن

در هنگام محاسبه نیروی وارد بر دیوار در خاکریز چسبنده باید توجه به عدم وجود کشش بین خاک و دیوار تا عمق h_1 نیز داشت
ترک های ناشی از نیروی کششی روی دیوار ... است و فقط فشار محرک را از عمق h_1 تا عمق H در
نظر می گیریم ... نیروی فشار وارد بر دیوار و محل وقوع آن را می یابیم:



$$P_a = \frac{1}{2}\left(\sigma'_v k_a - 2C\sqrt{k_a}\right)\left(H - \frac{2C}{\gamma\sqrt{k_a}}\right)$$

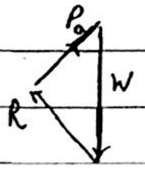
* حداکثر عمق گودبرداری $H = \frac{4c}{\gamma\sqrt{k_a}} - 2h_1$

در صورت بار پشت دیوار

$$H = \frac{1}{SF}\,\frac{2c - q\sqrt{k_a}}{\frac{1}{2}\gamma\sqrt{k_a}}$$

* رابطه کولمب برای دیوارهایی که مصالح پشت آن غیر چسبنده است:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma k_a H^2$$



$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\,\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\delta+\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

جدول ۱-۱۱ زوایای δ در مورد مصالح مختلف را نشان می‌دهد.

تئوری کولمب توزیع فشار فعال را به صورت خطی تعیین نمی‌کند اما برای سطح خاکریز صاف بدون سربار در پشت دیوار می‌توان مثلثی بودن آن را نشان داد.

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma k_p H^2$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi+\theta)}{\cos^2\theta\,\cos(\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

* k_a کولمب = k_a رانکین خاکریز پشت دیوار افقی و زاویه اصطکاک خاک و دیوار صفر است if $\beta = 0 = \delta$

$\theta = 0 ; \alpha = 90 \Rightarrow$ دیوار قائم $\Rightarrow$ k_p کولمب = k_p رانکین

@phd_omran

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران :

@phd_omran

برای کنترل واژگونی و لغزش در این سطح عمل می کنیم

* کنترل پایداری در برابر لغزش در امتداد پایه

$$F.S. = \frac{\text{نیروهای مقاوم در برابر لغزش}}{\text{نیروهای محرک در برابر لغزش}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{(\sum V) \times \tan \delta + BC_a + P_p}{P_a \cos \beta} > 1.5$$

نیروی رانش افقی

C_a = چسبندگی بین کف پی و خاک پایه دیوار

δ = زاویه اصطکاک

B = عرض دیوار

$\delta = 0.5\varphi \sim 0.67\varphi$

$C_a = 0.5C \sim 0.67C$

* تنها نیروی محرک در برابر لغزش ↔ مؤلفه افقی نیروی محرک می باشد

در صورت وجود زلزله :

$$F.S. = \frac{(\sum V) \tan \delta + BC_a + P_{pe}}{P_{ae} \cos\beta}$$

* کنترل پایداری در برابر واژگونی

$$F.S. = \frac{\text{لنگرهای مقاوم لغزش} = \sum M_R}{\text{لنگرهای محرک لغزش} = \sum M_o} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7}{P_a \cos\alpha \frac{H'}{3}} > 1.5 , 2$$

بین تا

$P_h = P_a \cos \alpha$ $M_7 = P_v B = P_a \sin \alpha B$

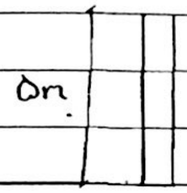
مؤلفه قائم نیروی محرک $P_v = P_a \sin \alpha$ $H' = \sum H$ B = عرض پایه دیوار

$\sum M_o = P_h \frac{H'}{3}$

$\sum M_R =$ محاسبه از جدول
جمع ستون لنگر

P. 702 رفرنس

* مثال: لنگر واژگونی حول قاعده دیوار نشان داده شده زیر را برای $k_h = ۰٫۱۵$ و $k_v = ۰٫۰۷۵$ محاسبه کنید.



ماسه‌ای درشت

$\rho = ۱٫۷۶ \frac{Mg}{m^۳}$

$\phi = ۳۴^\circ$

$\delta = ۱۷^\circ \rightarrow$ چون دیوار صیقلی نمی‌باشد $(\delta \neq ۰)$ از تئوری کولمب باید استفاده شود
در غیر این صورت از تئوری رانکین استفاده می‌شود.

ابتدا باید نیروی فعال استاتیکی بر دیوار تعیین گردد:

$$K_a = \frac{\cos^۲(۳۴-۰)}{\cos^۲۰ \cdot \cos(۱۷+۰)\left[۱+\sqrt{\frac{\sin(۱۷+۳۴)\sin(۳۴-۰)}{\cos(۱۷+۰)\cos(۰-۰)}}\right]^۲} = ۰٫۲۵۶$$

$$P_a = \frac{۱}{۲}\gamma K_a H^۲ = ۰٫۵ \times ۱٫۷۶\cancel{\tfrac{Mg}{m^۳}} \times ۹٫۸۱\cancel{\tfrac{m}{s^۲}} \times ۰٫۲۵۶ \times ۲۵ = ۵۵٫۳ \; \frac{kN}{m} \rightarrow (?)$$

$$\psi = \tan^{-۱}\frac{۰٫۱۵}{۱-۰٫۰۷۵} = ۹٫۲^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\overset{۰٫۸۲۴۰۶}{\cos^۲(۳۴-۰-۹٫۲)}}{\cos ۹٫۲ \cos^۲۰ \cos(۱۷+۰+۹٫۲)\left[۱+\sqrt{\frac{\sin(۱۷+۳۴)\sin(۳۴-۰-۹٫۲)}{\cos(۱۷+۰+۹٫۲)\cos(۰-۰)}}\right]^۲} = ۰٫۵۰۶$$

$$P_{ae} = \frac{۱}{۲}\gamma K_{ae} H^۲(۱-k_v) = ۰٫۵ \times ۱٫۷۶ \times ۹٫۸۱ \times ۰٫۵۰۶ \times ۲۵ \times (۱-۰٫۰۷۵) = ۹۹٫۹۳۷ \; \frac{kN}{m}$$

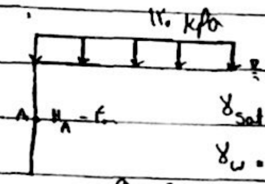
$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = ۴۴٫۶۴ \; \frac{kN}{m}$$

$$h = \frac{۵۵٫۳ \times \frac{۵}{۳} + ۴۴٫۶۴ \times ۰٫۶ \times ۵}{۹۹٫۹۳۷} = ۲٫۲۴$$

تنها مؤلفه افقی این بار در راستای واژگونی حول قاعده دیوار مؤثر خواهد بود

لنگر واژگونی $M_o = ۹۹٫۹۳۷ \times \cos ۱۷ \times ۲٫۲۴ = ۲۱۵٫۹۹ \; \frac{kN.m}{m}$

* در دیوار حائل شکل زیر در عمق ۴ متری σ_a فشار موثر active چند kpa است؟



$\gamma_{sat} = ۲۲ \, kN/m^۳$

$\gamma_w = ۱۰ \, kN/m^۳$

$\varphi = ۳۰^\circ$ $c = ۲۰$

$\delta = ۰$

$$\sigma_a = \sigma'_v k_a + \gamma_w H_w - ۲c\sqrt{k_a}$$

$$\sigma'_a = \left[(۲۲-۱۰)۴ + ۱۲۰\right]\frac{۱}{۳} + ۱۰ \times ۴ - ۲ \times ۲۰ \times \overset{۰٫۵۸}{\sqrt{۱/۳}}$$

$$= ۷۲٫۸ \ kpa$$

@phd_omran

۳۶۵ - ۳۶۴

به نام خدا

امتحان دینامیک خاک گرایش خاک و پی

نیمسال دوم ۸۷-۸۶

جوابها را در دفترچه ضمیمه بنویسید. تابع انتقال از روابط ریاضی محاسبه می شود و ادامه دارد تا ∞ ولی نسبت طیفی از رکوردهای زلزله که محدود است

نسبت پاسخ زمین به حرکت در عمق $H = f$

۱- تفاوت تابع انتقال Transfer Function که از تحلیل فضای فرکانس بدست می‌آید با بدست آمدن منحنی نسبت طیفی که از مقایسه حرکت سنگ و سطح خاک بدست می‌آید در چیست؟ پس این دو نسبت که نسبت طیفی مورد نیاز در سطح زمین به نسبت طیفی ورودی در سنگ اول با هم متفاوت

۱ ۲- انواع مختلف رفتار ماسه های اشباع در شرایط زهکشی نشده را به تفکیک توضیح دهید. هستند و در نسبت طیفی حاصل فرکانس بالا در حرکت ورودی باشند

۳- در خصوص پاسخ لایه خاکی که بر روی سنگ بستر واقع شده است به حرکت ورودی زلزله به موارد زیر پاسخ دهید:

الف- اگر پریود غالب اکثر زلزله های منطقه برابر ۰,۲۵ ثانیه بوده و متوسط سرعت انتشار موج برشی در لایه خاک به ترتیب برابر ۱۵۰، ۳۵۰ و ۶۵۰ متر بر ثانیه باشد ضخامت بحرانی لایه چقدر است؟ $\frac{4H}{V_s} = T$

ب- در صورتیکه شتاب حداکثر زلزله ۰,۱، ۰,۲، ۰,۳ و ۰,۵ برابر شتاب ثقل زمین باشد ضخامت خواسته شده چقدر خواهد بود؟ کاهش و افزایش شتاب فقط در عمق تاثیری در حد ورودی ندارد $\frac{4H}{V_s}$

۴- میخواهیم میزان جابجایی یک توده خاک را با استفاده از روش بلوک لغزشی نیومارک محاسبه کنیم. شتاب ورودی بصورت سینوسی و دارای دامنه های ۰,۱۵، ۰,۲ و ۰,۲۵ شتاب ثقل زمین است. در صورتیکه فرکانس حرکات ورودی ۱، ۳ و ۵ هرتز باشد و میزان a_y برابر 0.12g فرض شود: الف- حداکثر سرعت و جابجایی ماندگار توده خاک در یک ثانیه چقدر خواهد شد؟

$$d_{perm} = \frac{V_{max}^2}{2a_y} \cdot \frac{a_{max}}{a_y}$$

ب- تاثیر فرکانس روی جابجایی حداکثر چیست؟ جابجایی رکوردی که فرکانس بیشتری دارد کمتر است

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران:

@phd_omran

مدت امتحان ۴۵ دقیقه

امتحان دینامیک خاک

نیم‌ترم - سال تحصیلی ۱ - ۸۷ - ۸۶

نام :

نام خانوادگی

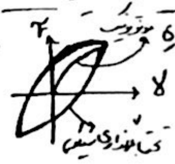
شماره دانشجویی

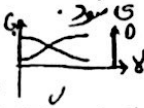
جواب سؤالات را در همین برگه بنویسید. امتحان بصورت جزوه بسته می باشد.

۱ سؤال ۱ تاثیر سطح کرنش برشی سیکلیک γ را بر روی رفتار تنش کرنش | سختی | میرایی | تغییر حجم بر حسب نوع خاک (رس ها - ماسه‌ها و شن ها) توضیح دهید.

خاک ها رفتار تنش کرنش غیرخطی و غیرالاستیک تحت شرایط بارگذاری سیکلی از خود نشان می دهند. در کرنش های کوچک سختی خاک حداکثر و میرایی آن حداقل است. در کرنش های بزرگ‌تر اثر غیرخطی و غیرالاستیک افزایش یافته که موجب کاهش سختی و افزایش میرایی می شود.

سختی بیشتر رس از خاک‌های شن و ماسه‌ای در کرنش یکسان است.





محدوده رفتار خطی خاک‌های درشت‌دانه 5×10^{-5} - 10^{-5} می باشد ولی خاک‌های ریزدانه محدوده رفتار خطی بزرگتری دارند که به کرنش 10^{-4} نیز می رسد. قابل ذکر است که محدوده رفتار خطی ماسه بین رس ها و شن هاست.

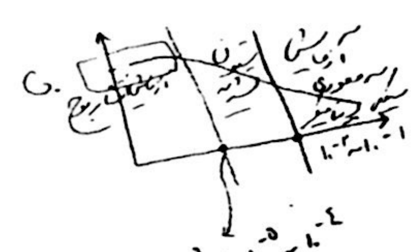
میرایی خاک‌های ریزدانه‌تر از کرنش 10^{-4} و پایین‌تر تقریباً صفر می رود

" " درشت دانه (ماسه‌ها) در کرنش های 10^{-5} و پایین تر به سمت صفر می رود

در خاک‌های دانه‌ای کاهش سختی در کرنش 10^{-4} رخ می دهد

" " رس " " " " 10^{-3} رخ می دهد

۱ سؤال ۲ روش‌های مناسب اندازه‌گیری G و D را در سطوح مختلف کرنش برشی نام ببرید. کدام روش برای انواع تحلیل دینامیک ها مناسب است را مشخص کنید.

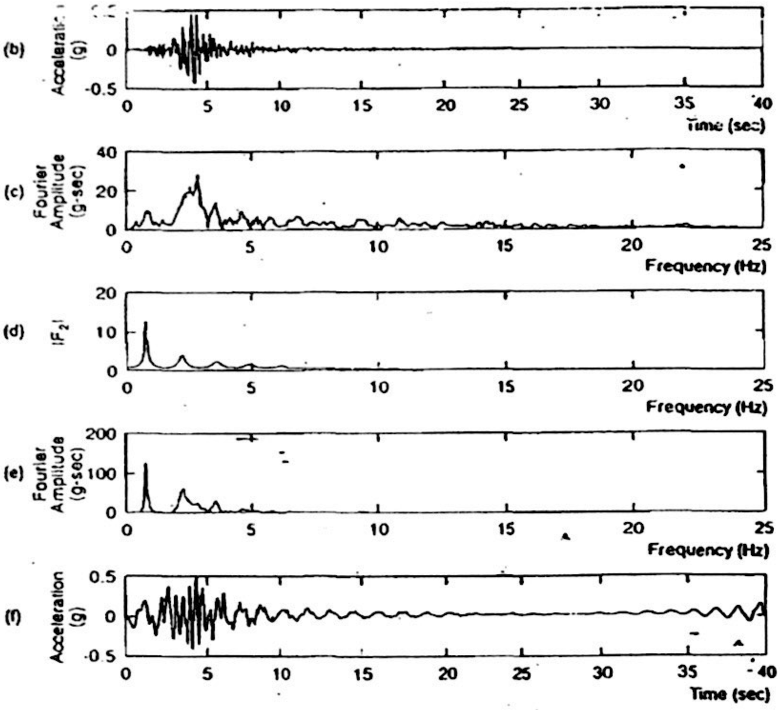


? سؤال ۳) شکل ۴ ی زیر رکورد زلزله ای را نشان می دهند که از لایه سنگ (صلب) وارد لایه ای با ضخامت H = ۱۸۰ متر با سرعت موج برشی (متوسط) برابر $V_s = ۵۰۰ \frac{m}{sec}$ و میرایی D=%5 و وزن واحد حجم $\gamma = ۱۷ \; KN/m^3$ شده و به سطح زمین رسیده است. محاسبه پاسخ زمین مذکور به صورت شکل های فوق الذکر ارائه شده اند. (روی اشکال توضیحات کافی ارائه شده است) لازم است به سؤالات زیر پاسخ داده شود.

الف ـ عبور از لایه ذکر شده چه تاثیراتی روی رکورد زمانی شتاب داشته است؟

ب ـ رابطه طیف فوریه حرکت ورودی (سنگ بستر)، طیف فوریه حرکت سطح زمین و تابع انتقال |F2| را توضیح دهید.

ج ـ به نظرتان طیف پاسخ حرکت سنگ و طیف پاسخ سطح زمین چگونه اند و با هم چه تفاوتی خواهند داشت.
(سعی کنید جواب ها مستدل و حتی الامکان کمی باشند)



$A = \text{مساحت گوه} = \frac{1}{2} H l \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}$ — $l = AC$ طول

مدت امتحان ۲ ساعت — امتحان دینامیک خاک — ترم ۱

$\alpha = \frac{i+\phi}{2}$ بدون نیروی زلزله

ارزش ۷ نمره — امتحان ترم - سال تحصیلی ۱-۸۷-۸۶ — ترم ۲ فقط مادی ۱

$$SF = \frac{\text{تنش مقاوم}}{\text{تنش محرک}} = \frac{\frac{1}{2}\gamma H \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}\cos\alpha\tan\phi' + C' + \frac{W k_h \sin\alpha}{A}}{\frac{1}{2}\gamma H \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}\sin\alpha + \frac{W k_h \cos\alpha}{A}}$$

بالستی شرط α مشتق بگیرد

جواب مسئله های و سؤالات را در دفترچه [illegible] است.

*** Ⓐ ①

$$\tau_f = \sigma' \tan\phi' + C' = \frac{W\cos\alpha}{l}\tan\phi' + C' = \frac{1}{2}\gamma H \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}\cos\alpha\tan\phi' + C' \quad ②$$

تنش برشی مقاوم

مسئله ۱) شیروانی نشان داده شده در شکل زیر مورد نظر است. مطلوبست:

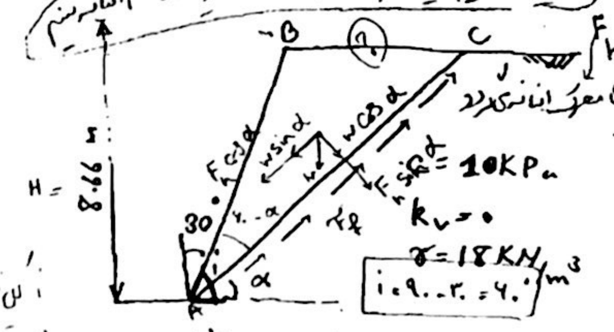
**** ③

باید به فرمول اولیه FS برسیم بعد در قسمت الف [illegible]

الف) تعیین مقدار بحرانی ترین α که کمترین FS را بدهد

ب) تعیین تأثیر مقدار k_h بر روی FS — $F_h = W k_h$

ج) تعیین تأثیر φ بر روی FS



B
C
H = 8.66
30°
α
i
$W\cos\alpha$
$W\sin\alpha$
$F_h\cos\alpha$
$F_h\sin\alpha$
τ_f
A
نیروی محرک اینرسی گردد

$C = 10KPa$
$k_v = 0$
$\gamma = 18 KN/m^3$
$i = 90 - 30 = 60°$

پیشنهاد می‌گردد جهت پاسخ گویی به سؤالات فوق مقادیر عددی مختلفی برای α، φ و k_h در نظر گرفته شود. به عنوان مثال می‌توانید برای k_h مقادیر برابر 0/1، 0,2، 0.3 و 0.5 و همچنین برای φ مقادیر برابر 10°، 20°، 30°، 40° را انتخاب نمایید. منحنی تغییرات FS با پارامترهای خواسته شده نحوه تغییرات را بحث نمایید.

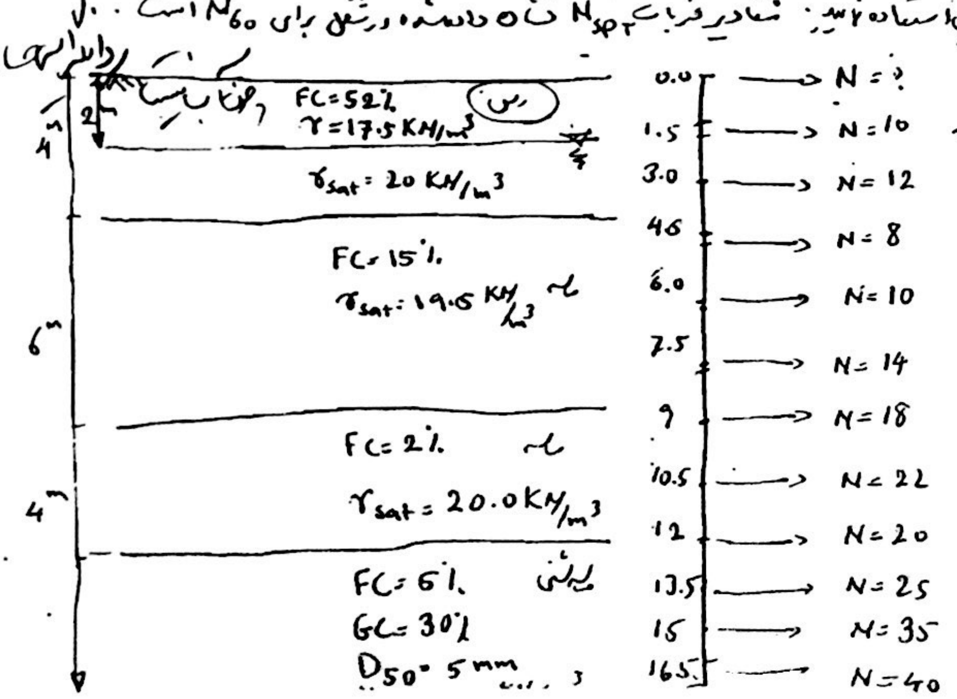
$W = \gamma A \times 1$

$$\tau = \frac{W\sin\alpha}{AC} = \frac{\frac{1}{2}\gamma H l \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}\sin\alpha}{l} = \frac{1}{2}\gamma H \frac{\sin(i-\alpha)}{\sin i}\sin\beta$$

د) مقدار a_y را برای به زاویه اصطکاک داخلی (φ) معین حساب نمایید و با استفاده از رابطه نیومارک و با فرض $a_{max} = 0.4g$ و $V_{max} = 40\ cm/sec$ مقدار جابجایی ماندگار را محاسبه نمایید. با توجه به مقادیر بدست آمده راجع به عملکرد شیروانی بحث نمایید. ④

مسئله ۲) مطلوبست ارزیابی پتانسیل روانگرایی و تخمین نشست زمین برای پروفیل خاک نشان داده شده زیر. از روش سید - ادریس استفاده نمایید. مقادیر ضرایب N_{SPT} نشان داده شده در شکل برای N_{60} است.

بزرگای زلزله 6.5 و $a_{max} = 0.25g$ منظور شود.



4m
2m
FC=52%
γ=17.5 KN/m³
رس
γ_{sat}= 20 KN/m³
6m
FC=15%
γ_{sat}= 19.5 KN/m³
4m
FC=2%
γ_{sat}= 20.0 KN/m³
FC=6%
GC=30%
D_{50}= 5mm
0.0 — N = ?
1.5 — N = 10
3.0 — N = 12
4.5 — N = 8
6.0 — N = 10
7.5 — N = 14
9 — N = 18
10.5 — N = 22
12 — N = 20
13.5 — N = 25
15 — N = 35
16.5 — N = 40

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران :

@phd_omran

باسمه تعالی

امتحان میان‌ترم درس دینامیک خاک

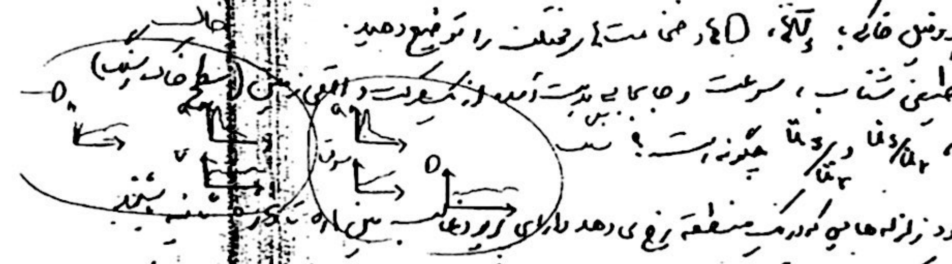
نیمسال تحصیلی ۱-۸۶-۸۵

جواب سؤالات زیر را به ورقه ضمیمه بنویسید. استفاده از هرگونه منابعی آزاد است.

سؤال شماره ۱) درخصوص پاسخ دینامیکی خاک به حرکت ورودی زلزله به موارد زیر پاسخ دهید:

الف - تفاوت پاسخ شتاب پروفیل خاکی، با تحلیل 1D و 2D در حالات مختلف را توضیح دهید.

ب - تفاوت منحنی‌های نسبت طیفی شتاب، سرعت و جابجایی بدست آمده از حرکات افقی سطح (سطح خاک/سنگ) را با منحنی‌های نسبت U_s/U_r، $\dot{U}_s/\dot{U}_r$ و $\ddot{U}_s/\ddot{U}_r$ چگونه است؟



سؤال شماره ۲) در صورتیکه فرض شود زلزله‌هایی که در یک منطقه رخ می‌دهد دارای پریود غالب بین ۰٫۱ تا ۰٫۵ ثانیه باشند، مقدار عمق (ضخامت) بحرانی (عمقی که در آن پدیده تشدید رخ می‌دهد) را برای خاک‌های با سرعت‌های موج برشی متوسط برابر 180، 360 و 760 متر بر ثانیه تعیین کنید. با توجه به مقادیر محاسبه شده:

$\frac{4H}{V_s} = T$

$\frac{4H}{80} = 0.1 \Rightarrow H_1$

$\frac{4H}{80} = 0.5 \Rightarrow H_2$

$H_2 - H_1 =$ ضخامت بحرانی

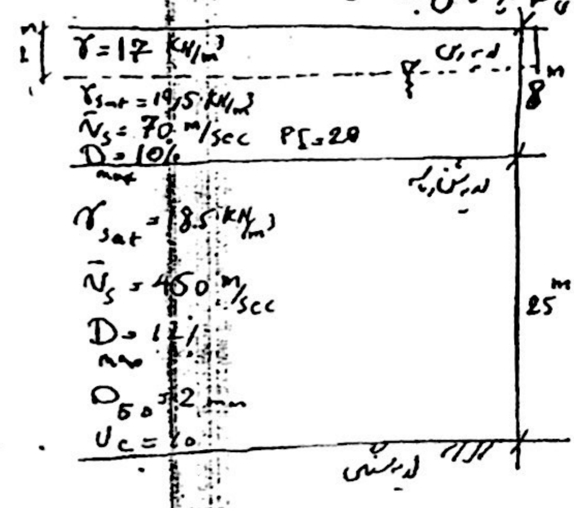
الف - راجع به انواع محدوده‌های ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ اظهار نظر کنید.

ب - آیا ضخامت‌ها و نوع خاک‌های فرض شده (طبقه‌بندی چهارگانه خاک) در این استاندارد منطقی است؟

سؤال شماره ۳)

قرار است ساختمان ۱۵ طبقه‌ای بر روی زمینی که مقطع آن در شکل زیر نشان داده شده است ساخته شود. بار متوسط ناشی از احداث این ساختمان بر سطح زمین معادل با 400 kPa خواهد بود. بدلیل عدم ارضای شرط نشست، لایه فوقانی به ضخامت ۸ متر تحت بهسازی قرار می‌گیرد. برای بهسازی این لایه سه روش زیر پیشنهاد شده است:

- تراکم دینامیکی که نسبت تخلخل خاک را از 0.8 به 0.6 برساند.
- پیش‌بارگذاری با باری به اندازه 650 kPa برای تراکم تحکیمی برای کاهش نسبت تخلخل
- تزریق.



با توجه به اینکه مزایا و معایب هرکدام از روش‌ها فوق مستقل از تأثیر آن بر پاسخ خاک به زلزله در نظر گرفته شده است، بررسی کنید که هرکدام از این روش‌ها باعث چه تأثیری بر پاسخ زمین خواهد شد؟ در صورت امکان میزان این تأثیر بر تشدید و پریود طبیعی زمین را محاسبه کنید.

- در صورت نیاز به هرگونه اطلاعات اضافی، با فرض منطقی پارامتر مورد نیاز را انتخاب و مورد استفاده قرار دهید.

- مدت امتحان ۲ ساعت

موفق باشید.

امتحان نیم ترم درس دینامیک خاک (گرایش مهندسی زلزله)

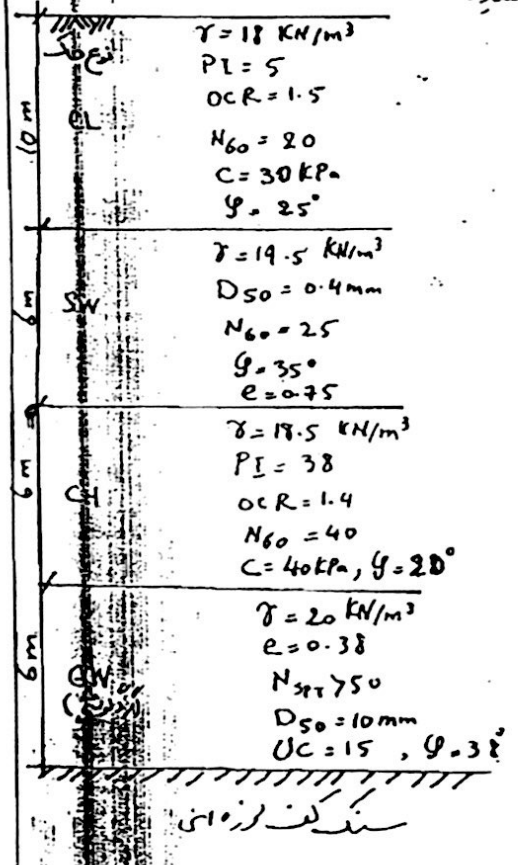
نام و نام خانوادگی:　　　　نیمسال اول سال تحصیلی ۸۴-۸۵

شماره دانشجویی:

امتحان به صورت جزوه و کتاب باز میباشد.

جواب سوالات زیر را در ورقه ضمیمه بنویسید:

۱- جهت تحلیل حرکت زمین اطلاعات زیر از گمانه‌شناسی ژئوتکنیکی بدست آمده است. پارامترهای رفتار دینامیکی این خاک (لایه‌های مختلف) را به شرح زیر ارائه دهید:



نوع خاک
10 m
CL
$\gamma = 18\ KN/m^3$
PI = 5
OCR = 1.5
$N_{60} = 20$
C = 30 KPa
$\varphi = 25°$
6 m
SW
$\gamma = 19.5\ KN/m^3$
$D_{50} = 0.4mm$
$N_{60} = 25$
$\varphi = 35°$
e = 0.75
6 m
CH
$\gamma = 18.5\ KN/m^3$
PI = 38
OCR = 1.4
$N_{60} = 40$
C = 40 kPa, $\varphi = 20°$
6 m
GW یا (GP)
$\gamma = 20\ KN/m^3$
e = 0.38
$N_{SPT} > 50$
$D_{50} = 10mm$
UC = 15, $\varphi = 38°$
سنگ کف لرزه‌ای

الف - سرعت موج برشی V_s و مدول برشی اولیه (یا حداکثر) G_o

ب - ارائهٔ روابط مناسب $G-\gamma$ و $\gamma-D$ با استفاده از مدل هیپربولیک؛ فرض $n=2$

۲- بنظر شما مدل هیپربولیک کدام لایه‌ها را بهتر مدل می‌کند؟ لایه‌ای که دارای چسبندگی است را، یا لایهٔ بدون چسبندگی را؟

۳- چه پیشنهادی برای دقیق کردن منحنی‌های $G-\gamma$, $D-\gamma$ دارید؟ درصورتیکه ضروری آزمایشی انجام شود آزمایشها را پیشنهاد کنید.

۴- پریود تقریبی (طبیعی) زمین را حساب کنید. مقادیر امپدانس در لایه‌های مختلف را حساب کنید. با توجه به مقادیر محاسبه شده درخصوص پاسخ این زمین در برابر زلزله‌های با مشخصات زیر اظهار نظر نمایید.

- پریود غالب 0,2 ثانیه و شتاب موثر 0.1g
- " " 0.2 " " 0.3g
- " " 0.4 " " 0.1g

آیا می‌توانید راجع به ضریب تشدید یا مقدار تابع انتقال برای موارد فوق اظهار نظر نمایید؟ در اینصورت محاسبات لازم را ارائه کنید.

زمان: ۱.۵ ساعت

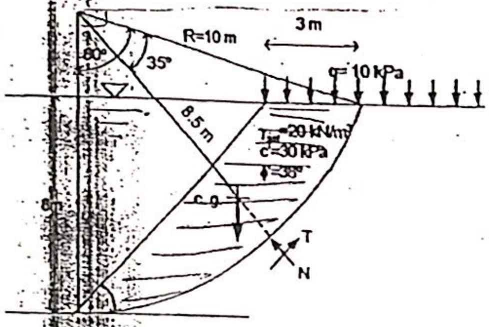
درصورتیکه نیاز به فرض پارامتر اضافی باشد (با استدلال لازم آن را انجام) دهید.　　موفق باشید - [illegible]

نام و نام خانوادگی: شماره دانشجویی:	بسمه تعالی امتحان پایان ترم درس دینامیک خاک نیمسال اول ۸۵-۸۶	مدت امتحان: [illegible] دقیقه ۱۳۸۵/[illegible]

جواب سوالات را در دفترچه ضمیمه بنویسید. امتحان به صورت جزوه باز میباشد.

۶

مسئله ۱) شیروانی مستغرق زیر تحت تاثیر زلزله ای با شتاب معادل استاتیکی $\boxed{0.2g}$ قرار میگیرد. با توجه به اطلاعات داده شده در شکل مطلوب است: پایان ترم



شکل شماره ۱

الف- محاسبه ضریب اطمینان پایداری این شیروانی در اثر زلزله ذکر شده.

$$SF = \frac{\text{نیرو مقاوم}}{\text{نیرو محرک}}$$

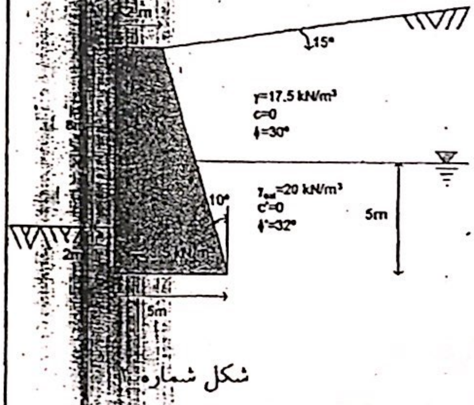
ب- محاسبه شتاب آستانه حرکت

توجه: بحرانی ترین گوه گسیختگی دایرهای فرض شده است. نیروهای عکس العمل N و T بطور متمرکز و در موقعیت نشان داده شده در شکل فرض شود. خاک دارای نفوذ پذیری بسیار کمی است.

۵

مسئله ۲) دیواره نشان داده شده در شکل زیر مورد نظر است. زلزله طرح با بزرگای ۶٫۸ و شتاب حداکثر برابر ۰٫۳۲g و سرعت حداکثر ۱۵ cm/sec در نظر گرفته شده است. با توجه به اطلاعات داده شده در شکل مطلوب است: پایان ترم

الف- نیرو های استاتیکی و دینامیکی وارد بر دیوار به روش شبه استاتیکی و بررسی پایداری دیوار در لغزش و واژگونی(ابتدا فرض شود که آبی در پشت دیوار وجود ندارد.)



شکل شماره ۲

ب- محاسبه جابجایی افقی دیوار با روش ریچاردز-المز (در صورت نیاز می توانید از فرضیات ساده کننده مناسب در جهت محافظه کاری استفاده کنید.)

خ- محاسبه و بررسی موارد ذکر شده در بند الف در صورتیکه به دلیل عمل نکردن زهکش ها آب تا ارتفاع نشان داده شده بالا آمده باشد.

خاک پشت دیوار مخلوط شن و ماسه نسبتا درشت می باشد.

اصطکاک بین دیوار و خاکریز پشت بابستی در نظر گرفته شود.

[illegible]

۱۲

موفق باشید- بلندرزاده

کانال تخصصی کنکور دکتری عمران :

@phd_omran

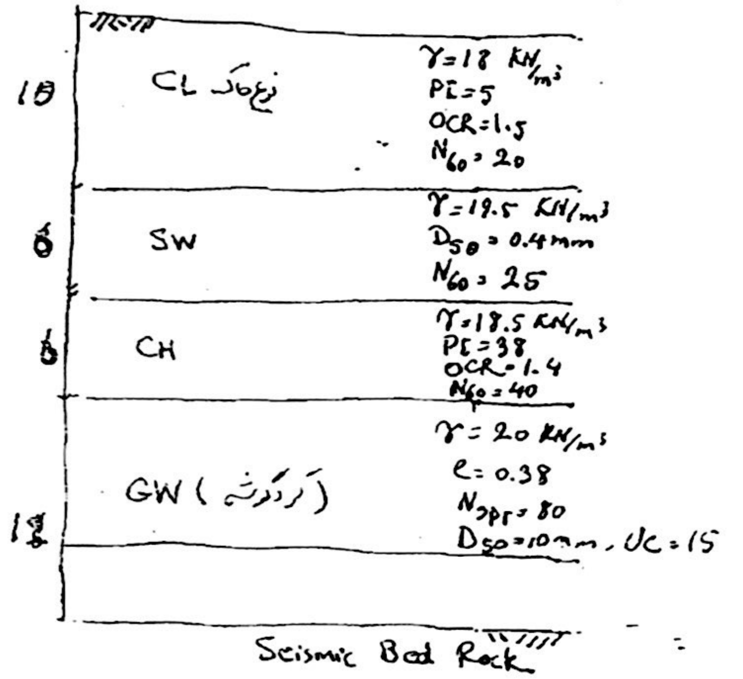
مدت ۱,۵ ساعت

امتحان پایان‌ترم دینامیک خاک - نیمسال دوم ۸۸-۸۷

(جزوه مجاز)

۱) در یک شناسایی ژئوتکنیکی اطلاعات زیر جهت تحلیل پاسخ زمین بدست آمده‌اند. پارامترهای رفتار دینامیکی لایه‌های مختلف به شرح زیر ارائه نمایید:

- V_s و G_0 و ν (سرعت موج برشی، مدول برشی کرنش‌های کوچک و نسبت پواسون)
- منحنی G/G_0 و D (تغییرات G/G_0 و D نسبت به کرنش برشی γ) (الزاماً ترسیم ۲ منحنی با روابط تجربی مناسب ارائه دهید)



15
CL نوع خاک
$\gamma=18\ KN/m^3$
PI=5
OCR=1.5
$N_{60}=20$
6
SW
$\gamma=19.5\ KN/m^3$
$D_{50}=0.4mm$
$N_{60}=25$
6
CH
$\gamma=18.5\ KN/m^3$
PI=38
OCR=1.4
$N_{60}=40$
GW (گردگوشه)
$\gamma=20\ KN/m^3$
e=0.38
$N_{SPT}=80$
$D_{50}=10mm$, UC=15
15
Seismic Bed Rock

۲) درصورتیکه نیاز باشد اطلاعات دقیق‌تری از پروفیل ارائه شده در مسئله ۱ بدست آید چه نوع آزمایش‌هایی را علاوه بر اندازه‌گیری پارامترهای فوق پیشنهاد می‌کنید. با تکیه بر اساس هر یک مختصراً توضیح دهید.

۳) مطلوب است محاسبه تقریبی پریود طبیعی زمین در مسئله ۱ و برآورد حداکثر شتاب پاسخ زمین در برابر زلزله‌های با مشخصات زیر:

- پریود غالب 0.2 ثانیه و شتاب بیشینه 0.25g
- " " 0.4 ثانیه و شتاب بیشینه 0.35g
- " " 0.2 ثانیه و شتاب بیشینه 0.06g

درصورتیکه پروفیل فوق به لایه‌ای [illegible] (ضریب [illegible]) [illegible] شود آیا [illegible] تابع انتقال آن را ارائه نمایید؟ مقدار تابع انتقال را برای $f=1/2$ حساب کنید.

PGA مؤلفه فرکانس بالای حرکت می‌باشد

PGV ″ ″ متوسط ″ ″

PGD ″ ″ پایین ″ ″

دامنه‌های شتاب با افزایش فاصله کاهش می‌یابند

شدید آ تابع اثرات حرکت زمین می‌باشد:

بسمه تعالی

نام:
نام خانوادگی:
شماره دانشجویی:

امتحان دینامیک خاک (قسمت اول)

نیمسال دوم ۸۴-۸۴

جواب سؤالات زیر را بصورت جزوه بسته بدهید:

۱- پارامترهای زیر را تعریف کنید و مشخص کنید کدامیک بر هم چه اثری می‌گذارند. [illegible] های مختلف را تشریح کنید.

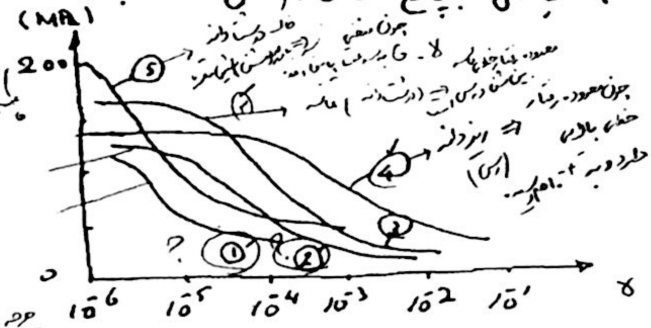
- پریود غالب
- لایه‌های سطحی زمین
- شتاب حداکثر
- محتوای فرکانسی
- نسبت ضعی
- زمان تداوم
- حرکت سطح زمین

$A = \frac{U(0,t)}{U(H,t)}$

نسبت تابع زمین به حرکت در عمق H ؛ تابع انتقال

PGA = بزرگترین شتاب

۲- منحنی‌های G-γ نشان داده شده در شکل زیر معرف رفتار چند نوع مصالح ژئوتکنیکی می‌باشند. خصائص ۵ ویژگی این منحنی‌ها را که با هم تفاوت دارند بیان نمائید. هر کدام از این منحنی‌ها چه نوع خاکی می‌تواند تعلق داشته باشد!

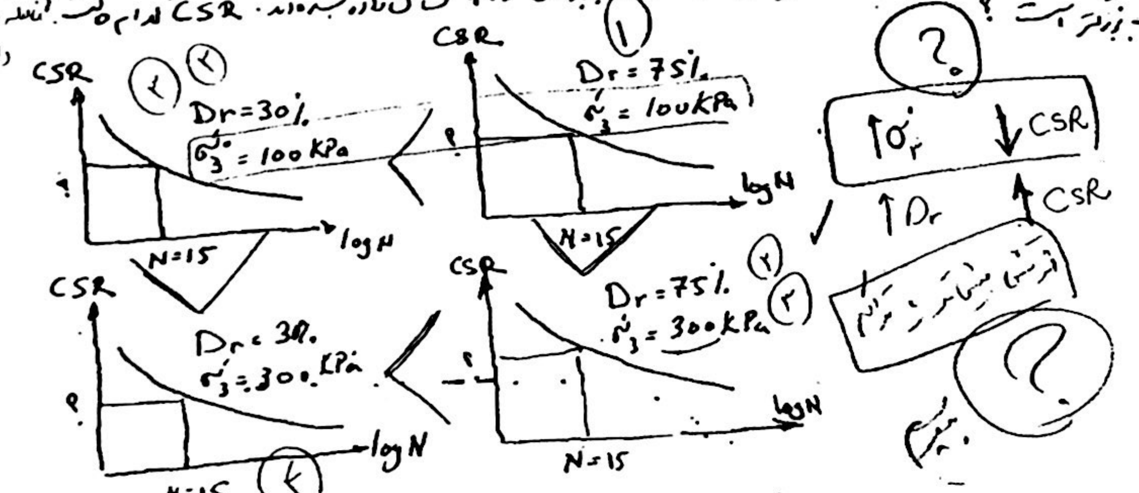


۱) محدوده رفتار خطی شن‌ها کمتر از ماسه‌ها و ماسه‌ها کمتر از رس‌ها است.
۲) خاک‌های درشت دانه زودتر وارد رفتار غیرخطی می‌شوند [illegible]
۳) [illegible] ↑G.
۴) در [illegible] ↑G.
۵)

۳- برای یک زمین همگن از جنس شن و (یک زمین دیگر) از جنس رس تغییرات پارامترهای زیر با عمق چگونه است؟

- سرعت موج برشی V_s ↑
- مدول برشی G_0 ↑
- تراکم نسبی D_r ↑
- نسبت پواسون ?
- اندیس خمیری PI
- نسبت پیش تحکیمی (OCR)
- منحنی D-γ ↓
- منحنی G/G_0-γ ?

۴- در شکلهای زیر CSR مربوط به تعداد سیکلهای معادل زلزله با بزرگای 7.5 نشان داده شده‌اند. CSR کدام حالت به ترتیب بزرگتر است؟



↑σ'_3 ↓CSR

↑D_r ↑CSR

مدت جوابگویی ۴۰ دقیقه
[illegible] دقیقه

بسمه تعالی

نام:
نام خانوادگی:
شماره دانشجویی:

امتحان دینامیک خاک (قسمت دوم)
نیمسال دوم ۸۳-۸۴

[illegible]

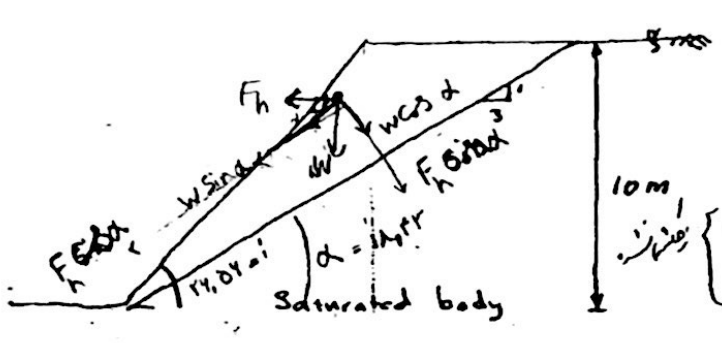
جواب مسائل زیر را در دفترچه ضمیمه بنویسید. امتحان بصورت جزوه باز می‌باشد : ⑦

پایان ترم ۴ مسئله ۱ - یک شیروانی خاکی با ارتفاع ۱۰ متر و با شیب دامنه 2:1 (افقی:قائم) مورد نظر است. توده گسیختگی با شیب 3:1 که در پای شیروانی می‌گذرد را بعنوان سطح مستعد گسیختگی در نظر بگیرید. وزن واحد حجم خاک برابر $\gamma_t = 18.1 \frac{kN}{m^3}$ است. پایداری این شیروانی را برای $k_h = 0.3$ برای دو حالت زهکشی نشده ($C = 20 KPa , \varphi = 0$) و زهکشی شده ($c' = 10 KPa , \varphi = 32°$) بررسی نمایید.

- برای هر دو حالت فوق برای $V_{max} = \overset{35}{25}\ cm/sec$ و $a_{max} = 0.\overset{4}{07}g$ مقدار تغییر مکان دائمی را حساب نمایید.

- فرض کنید در اثر زلزله نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی r_u به میزان ۴۰٪ افزایش پیدا کند. (فرض نمایید شیروانی از دو طرف تمام آن در حالت اشباع باشد). مطلوب است بررسی پایداری شیروانی برای حالت زهکشی نشده که در آن $c = 0$ و $\varphi = 32°$ باشد. (با روش منطقی برای تاثیر r_u روی مقاومت برشی روی خط گسیختگی) ?

- میزان a_y را برای حالت اخیر محاسبه نمایید و با فرض ثابت بودن پارامترهای ذکر شده در بالا میزان جابجایی را تخمین بزنید.



$r_u \rightarrow$

$\gamma = ۱۸٫۱\ \frac{kN}{m^3} =$

$\gamma(1-r_u)$

$K_h = ۰٫۳$

زهکشی نشده $\begin{cases} C = ۱۰\ kpa \\ \varphi = ۰ \end{cases}$

زهکشی شده $\begin{cases} C' = ۱۰\ kpa \\ \varphi = ۳۲ \end{cases}$

زمان جوابگویی ۲ ساعت
موفق باشید [illegible]

$F_w = \frac{1}{2}\gamma_w H^2$

SF [illegible]

سال تحصیلی ۸۴-۱۳۸۳
گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران
درس: دینامیک خاک ....

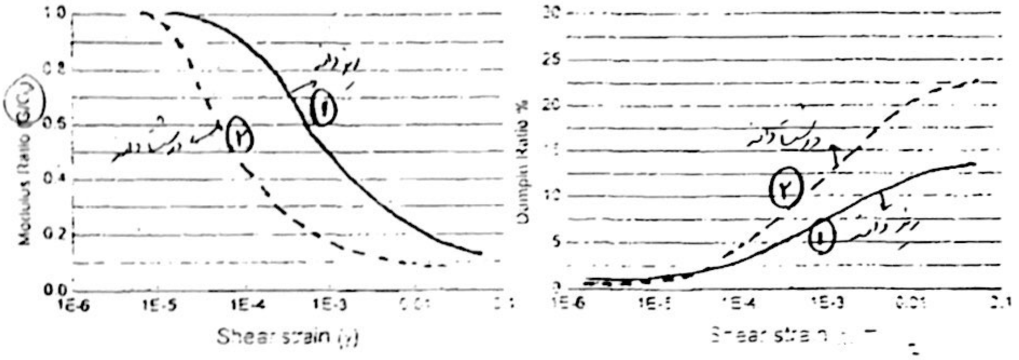
---

۱ سؤال ۱: اطلاعات زیر در مورد دو خاک متفاوت موجود می‌باشد: (۶ نمره)

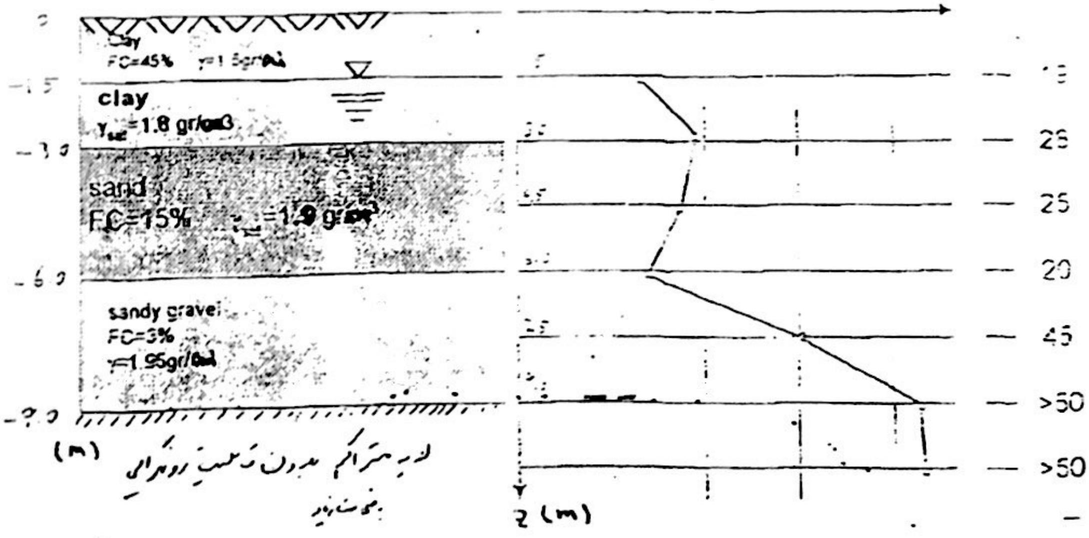
خاک شماره (۱):
- درصد خاک عبوری از الک ۲۰۰ بیشتر از 50% (ریزدانه، ۷۵ میکرون، 0.075 mm)
- اندیس خمیری PI = 60
- خاک عادی تحکیم یافته.

خاک شماره (۲): (درشت دانه)
- درصد مانده روی الک 4.75 (شماره ۴) بیشتر از 50%
- ریزدانه خمیری 20%
- بدون سیمانتاسیون و چسبندگی قابل توجه

با توجه اطلاعات فوق کدامیک از منحنی‌های نشان داده شده (G/G_0 و D) مربوط به خاک شماره ۱ و شماره ۲ می‌تواند باشد.



سؤال ۲: پروفیل خاک نشان داده شده تحت اثر زلزله‌ای با بزرگی $M_s = 7.5$ و شتاب ماکزیمم $a_{max} = 0.38g$ واقع شده است. مطلوبست: الف) ارزیابی روانگرایی به روش سید - ادریس ب) محاسبه نشست ناشی از روانگرایی احتمالی


15
30
45
60
N_SPT
0
-1.5
-3.0
-6.0
-9.0
(m)
clay
FC=45% γ=1.5gr/cm3
clay
γsat=1.8 gr/cm3
sand
FC=15% γsat=1.9 gr/cm3
sandy gravel
FC=3%
γ=1.95gr/cm3
13
28
25
20
45
>50
>50
z (m)
لایه متراکم بدون قابلیت روانگرایی

موفق باشید

سختی ندارد

نرم تر

[illegible] ⑧

سؤال ۴ - تفاوت Flow liquefaction ، 2 Cyclic Softening و Cyclic Mobility

مختصراً با رسم اشکال اساسی توضیح دهید

دارد

فشار آب نوسان ندارد

7

@phd_omran

بسمه تعالی

امتحان دینامیک خاک(۱)

نیمسال دوم ۱۳۸۳-۱۳۸۲

نام و نام خانوادگی:

شماره دانشجویی: مدت پاسخگویی ۳۰ دقیقه

جواب به سوالات به صورت جزوه و کتاب بسته میباشد.

پایان ترم

سؤال ۱- تاثیر سختی برشی، میرایی، ضخامت و تفاوت سختی دولایه مجاور بر پاسخ زمین در برابر زلزله چگونه است؟ برای هر چهار فاکتور بطور جداگانه توضیح دهید. A(ω)↑

@phd_omran

* از امتحان ترم ۱

سؤال ۲- در یک سطح کرنش برشی معادل 10^{-3} میرایی یک خاک دانه‌ای غیرچسبنده در مقایسه با خاک رسی با PI = 20 کدام است (بیشتر)؟ سختی برشی چطور؟ بطور خلاصه راجع به تاثیر PI بر میرایی و سختی برشی با ترسیم اشکال مناسب توضیح دهید.

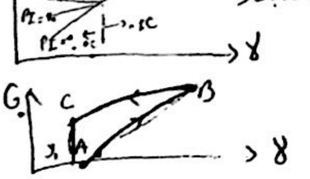
میرایی در رس‌ها کمتر از خاک‌های دانه‌ای

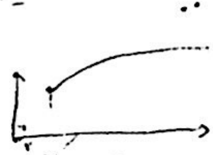
خاک دانه‌ای ها سختی ↑ از خاک رس

هرچه PI بیشتر محدوده رفتار خطی بیشتر ← آهسته رفتار غیرخطی ↑

رفتار G ملایم‌تر در PI بالاتر

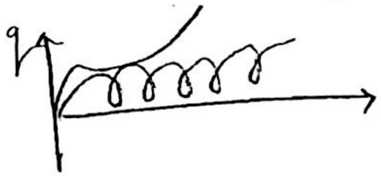
↑G₀





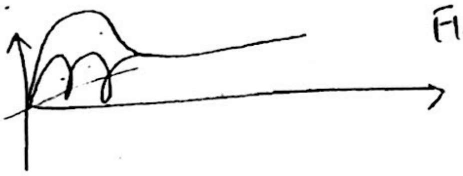
γ₂ > γ₁

سؤال ۲- تفاوت Flow liquefaction ، Cyclic Softening و Cyclic Mobility را
مختصراً با رسم اشکالهایی توضیح دهید.



cycl mobility

Flow liquefaction



پایان ترم ۸۱

بسمه تعالی

امتحان درس دینامیک خاک

نام و نام خانوادگی: نیمسال دوم سال تحصیلی ۸۰-۸۱

شماره دانشجویی: قسمت جزوه باز

مسئله ۱: شکل شماره ۱ بطور شماتیک پروفیل زمین را در یک ساختگاه نشان میدهد. رفتار سنگ بستر از نوع ارتجاعی بدون میرایی و رفتار رسوب (خاک) الاستیک با میرایی میباشد. اگر دامنه حرکت زمین در بیرون زدگی سنگ بستر E_r و در سطح رسوب E_s فرض شود تابع انتقال رسوب را می توان به فرم زیر نوشت:

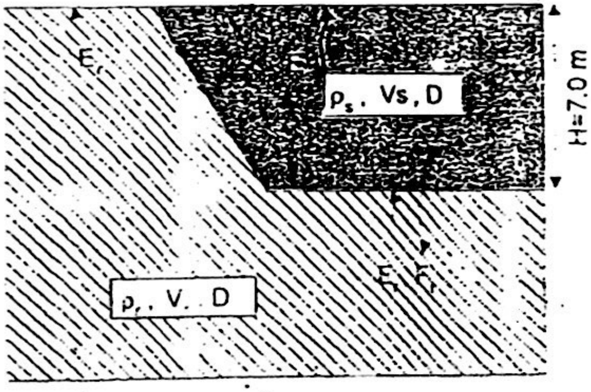
$$\left|\frac{2E_r}{2E_r}\right|^2=\frac{1}{2}\left\{\cosh(2x\sin\frac{\delta}{2})+\cos(2x\cos\frac{\delta}{2})\right\}+\frac{\rho_sV_s}{\rho_rV_r}(1-4D^2)^{\frac{1}{4}}\left\{\cos\frac{\delta}{2}\sinh(2x\sin\frac{\delta}{2})-\sin\frac{\delta}{2}\sin(2x\cos\frac{\delta}{2})\right\}+$$
$$\frac{1}{2}\left(\frac{\rho_sV_s}{\rho_rV_r}\right)^2(1+4D^2)^{\frac{1}{2}}\left\{\cosh(2x\sin\frac{\delta}{2})-\cos(2x\cos\frac{\delta}{2})\right\}$$

که در آن $x=(\omega H)/\{V_s(1+4D^2)^{\frac{1}{4}}\}$ میباشد. سرعت موج برشی با $V_s\&V_r$ ، نسبت میرایی با D ، جرم مخصوص با ρ و اختلاف فاز ناشی از میرایی با δ (با $tg\delta=2D$) نشان داده شده اند.

الف) در صورتیکه لایه رسوبی خاک ماسه ی ریزدانه بدون چسبندگی باشد که در شکل ۱ نشان داده شده است. مطلوبست:

الف-۱ انتخاب منحنی مناسب $D, G/G_0$ از روی شکل ۲ برای ماسه مورد نظر

الف-۲ در صورتیکه ضخامت لایه ماسه ای $H=۷.۰$ m بوده و همچنین $V_r=500$ m/sec و $V_s=150$ m/sec و $\rho_s=\rho_r=2.0$ gr/cm^3 باشد. دامنه شتاب رسوب را با فرض اینکه سنگ بستر حرکت هارمونیکی با دامنه شتاب معادل 0.400g با فرکانس 3 Hz با روش معادل خطی بدست آورید. (کرنش را در وسط لایه منظور کنید. از اشکال داده شده ضمیمه استفاده نمایید)



شکل شماره ۱

پروفیل شماتیک سنگ بستر و رسوب

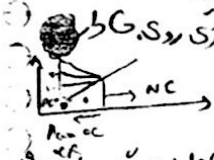
$\gamma=10^{-3}$

باسمه تعالی

مدت امتحان ۶۰ دقیقه

سؤال ۱) فرض کنید یک لایه خاک با ضخامت H با مدول برشی G و میرایی D که رفتار غیرخطی دارد روی بستر سنگی، بستر نیمه بینهایت قرار دارد. (ویسکو نیم فضا) تاثیر H و G و D بر پاسخ به حرکت زلزله که به صورت شکل موج برشی از محیط سنگ بستر به لایه خاک منتشر می‌شود چگونه است؟ دامنه شتاب حرکت بیشتر چه تاثیری بر پاسخ لایه خاک دارد؟ (منظور از پاسخ لایه خاک حرکت سطح زمین است) (حتی‌الامکان با رسم شکل مناسب توضیح داده شود)

سؤال ۲) تاثیر پیش تحکیمی و اندیس خمیری بر روی مدول برشی G_0 (در کرنش‌های کوچک) را توضیح دهید.



در رس‌ها اساساً هر چه OCR بیشتر $\uparrow G_0$ و هر چه PI بالاتر OCR اثر افزایش بیشتری روی G_0 دارد

۲ سؤال ۳) چرا نمی‌توان برای اندازه‌گیری G_0 از نتایج آزمایش‌های سه محوری معمولی استفاده کرد؟

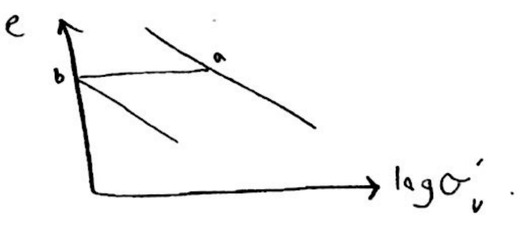
کرنش‌ها در خاک‌ها در [illegible] خیلی کوچک است. دستگاه‌های معمولی (... - ...) ابزار دقیق لازم برای اندازه‌گیری آن‌ها [illegible]

۳ سؤال ۴) عوامل موثر بر انتخاب ضریب افقی زلزله k_h در روش شبه استاتیکی کدامند؟ ۱۱

علی‌رغم شتاب ورودی کم زلزله به سبب فشار آب منفذی تولید شده [illegible]

۴ سؤال ۵) تاثیر نفوذپذیری خاک در پایداری شالوده تحت حرکت زلزله را بررسی کنید [illegible] دارد [illegible] سطحی که خاک زیر آن اشباع است توضیح دهید. (از رسم شکل مناسب می‌توانید استفاده نمایید) ۱۰ ?

سؤال ۶ در مورد ایجاد پدیده روانگرایی در یک زمین مسطح در اثر زلزله، خاک دچار کاهش تنش موثر و در نهایت بعد از اتمام حرکت زلزله دچار کاهش حجم می‌شود. با رسم شکل مناسبی در فضای $e-\log\sigma'_v$ این پدیده را نشان داده و علت آن را با پدیده تحکیم توضیح دهید. ۹



موفق باشید

[illegible] ۱۳۹۱

ص ۱

بسمه تعالی

امتحان دینامیک خاک
دانشکده فنی دانشگاه تهران

نام :
نام خانوادگی :

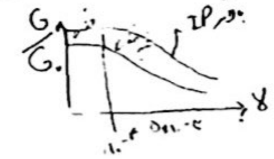
شماره دانشجویی:
گرایش :

مدت امتحان ۸۰ دقیقه

(امتحان ترم ۸۱)

جواب سوالات را در محل ذیل هر سوال مرقوم فرمایید.

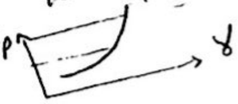
۱- سؤال ۱ ـ ۱- محدوده کرنش برشی برای رفتار خطی، رفتار غیرخطی و کاهش G/G_0 (به ازای سطح‌های بارگذاری) برای خاک‌های رسی چگونه تحت تاثیر اندیس خمیری I_p می‌باشد؟ می‌توانید با شکل مناسب مطلب را توضیح دهید.



هرچه IP افزایش یابد محدوده رفتار خطی بزرگتری دارند

تغییرات G/G_0 با افزایش PI ملایم‌تر می‌شود

در محدوده بیشتری رفتار الاستیک دارند



هرچه PI بیشتر شود شروع آستانه رفتار غیرخطی بیشتر می‌شود

در رس‌ها با I_p بالا 5×10^{-4} منجر به [illegible] نمی‌شود

(امتحان ترم ۸۱)

سؤال ۲ ـ ۲- برای تخمین مشخصات دینامیکی G_0، G و D که پروفیل تشکیل از ۳ متر خاک رسی در سطح، ۱۰ متر خاک دانه‌ای و ۱۵ متر خاک شنی بر روی سنگ [illegible] چه آزمایش‌هایی را پیشنهاد می‌نمایید. سعی نمایید از نظر دقت و هزینه این روش‌ها را مقایسه نمایید.

۷/

* لاهیجان ترم ۶

سؤال شماره ۳) اثر فرکانس (سرعت) بارگذاری روی مدول برشی (G) و نسبت میرایی (D) خاک های دانه ای و رسی چگونه است؟

در دینامیک خاک روی سرعت بارگذاری توجه می کنیم. تغییر بارگذاری موجب تغییر رفتار خاک ها می شود. اگرچه خاک های دانه ای دارای دانه های درشت هستند

سرعت بارگذاری در خاک های دانه ای چون رفتار غیر ویسکوز دارند در مقاومت و سختی تغییری ایجاد نمی کند

نیروهای اینرسی به میان می آید ولی چون رفتار ویسکوز ندارند تغییر سرعت بارگذاری روی آن ها مؤثر نیست

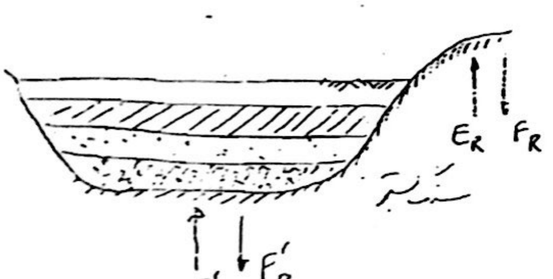
در خاک های چسبنده چون نیروهای الکتروشیمیایی بین دانه ها برقرار است خاک از خود رفتار ویسکوز نشان می دهد (ویسکوزیته عاملی که در برابر سرعت در جسم مقاومت ایجاد می کند) پس در برابر سرعت مقاومت و سختی آن ها افزایش می یابد. مثل رس های اشباع با PI بالا

* لاهیجان ترم ۷

سؤال ۴- تأثیر پارامترهای مشخصات حرکت در زمان تداوم روی بزرگی زلزله را به طور مختصر و با رسم اشکال مناسب توضیح دهید.

لاهیجان ترم ۸

سؤال شماره ۵- دامنه موج برشی سنگ بستر در سطح برون زدگی (E_R و F_R) چه نسبتی با مقدار آن در محل زیر لایه رسوبی (E'_R و F'_R) دارد. با شکل زیر ثابت کنید.



۹ بار تکرار شده

مزایا ۳ بار تکرار

ص۲ (۱۲)

سوال ۱۱- مزایا و معایب روش شبه استاتیکی و روش تعیین تغییر مکان مبتنی بر تئوری بلوک لغزان نیومارک را در بررسی رفتار دینامیکی شیب‌ها را بطور مختصر توضیح دهید.

پایان ترم

(۱۴ بار تکرار شده) بیست (۱۴) پایان ترم

سوال شماره ۷- مقدار فشار هیدرودینامیکی ناشی از زلزله بر یک دیوار قائم از طرف آب آزاد پشت آن از روابط وسترگارد محاسبه می‌شود. با توجه به اینکه آب حفره‌ای موجود در خاک پشت دیوار حتی حالت آزاد ندارد، مقدار فشار هیدرودینامیکی ایجاد شده در اثر لرزش (زلزله) تحت تاثیر چه عواملی قرار دارد؟
آیا ممکن است مقدار فشار هیدرودینامیکی ناشی از آب حفره‌ای خاک پشت دیوارهای ساحلی از مقدار آزاد آن بیشتر باشد؟ به چه دلیل؟ جواب مستدل بدهید. در چه مواقعی فکر می‌کنید چنین پدیده‌ای رخ دهد؟

@phd_omran

۱) سؤال نوزده ـ انواع رفتار خاکهای ماسه‌ای اشباع در بارگذاریهای منوتونیک (Monotonic) و سیکلیک (Cyclic) در شرایط زهکشی نشده کدامند: با توضیح مختصر و ترسیم اشکال مناسب مطلب را توضیح دهید.

۱۴

با آرزوی توفیق

۷۹/۳/۱۶

2l ↓ G. ↑

Ta: زمان لازم برای آزاد شدن انرژی کرنشی جمع شده در امتداد گسل بستگی دارد.

Ta ↑ طول گسل ↑ سطح گسیختگی ↑

نام:

نام خانوادگی:

شماره دانشجویی:

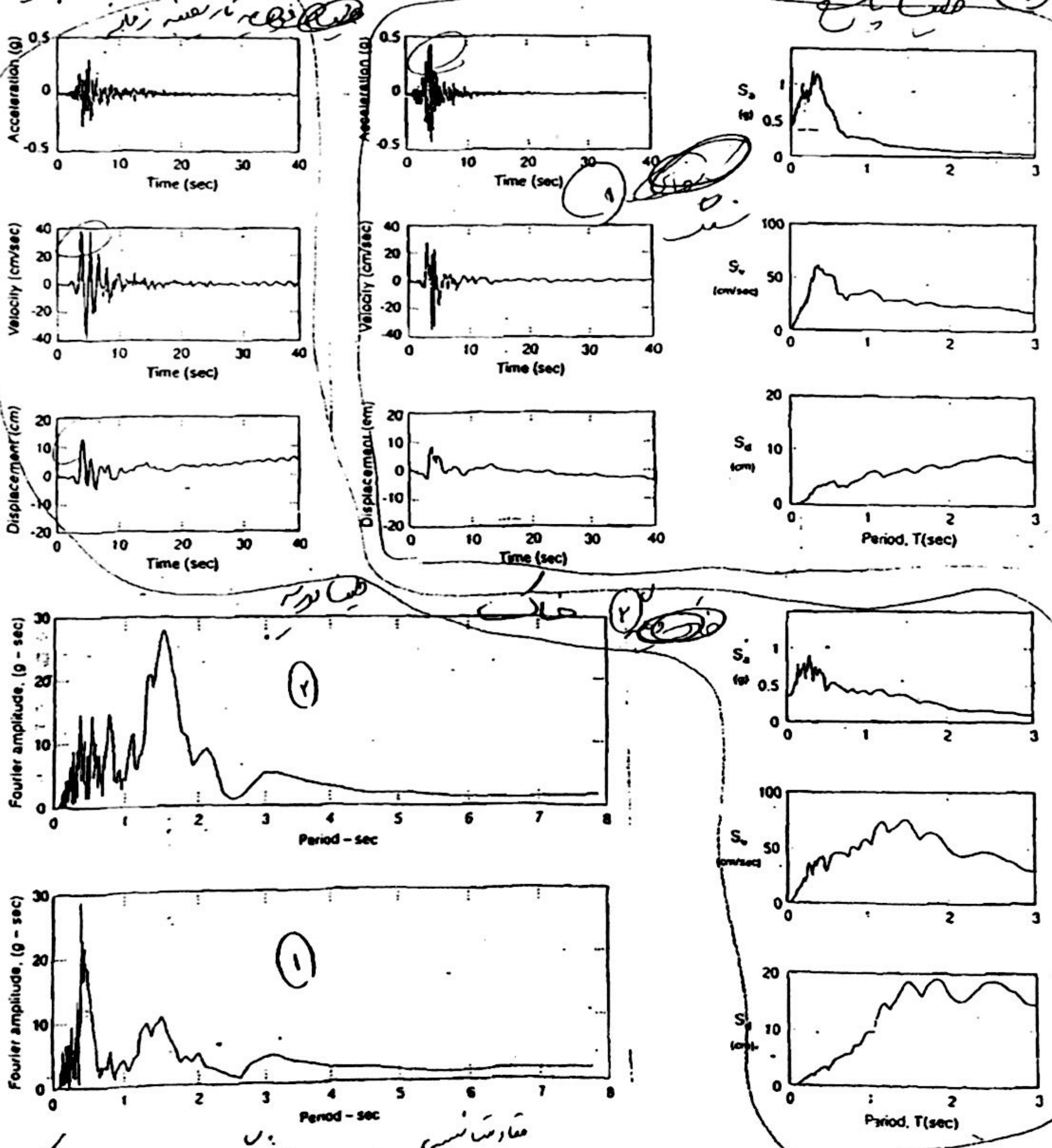
آزمون زلزله
دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(قسمت اول)

(امتحان ترم)

امتحان قسمت اول بصورت کتاب و جزوه بسته بوده و بایستی جواب هر سؤال در همین ورقه نوشته شود. مدت امتحان ۳۰ دقیقه می‌باشد.

سؤال ۱) رکورد زلزله‌ی نشان داده شده در شکل زیر در دو محل متفاوت در هنگام یک زلزله واحد ثبت شده اند. طیف فوریه و طیف پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان نیز در اشکال زیر نشان داده شده اند. بنظر شما چه تفاوتی بین دو رکورد زلزله ثبت شده (شتاب ثبت شده) وجود دارد؟ شکلهای وابسته مربوط به هر کدام از دو محل را با نوشتن علامت شناسایی از هم تفکیک کنید.

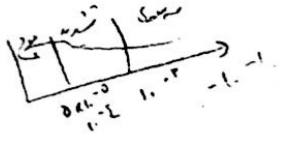


مقاومت نسبی ⇐ پریود بلند
پریود دوره ارتعاش
مؤلفه‌های حرکت خاک نرم
> برابر خاک

کانال تخصصی کنکور

دکتری عمران:

@phd_omran



[illegible]

سؤال ۲) در صورتیکه اندازه‌گیری G (مدول برشی خاک) در محدوده کرنش‌های $10^{-6} < \gamma < 10^{-5}$ و $10^{-3} \le \gamma \le 10^{-5}$ و $10^{-1} \le \gamma \le 10^{-4}$ مورد نظر باشد کدامیک از روش‌های زیر برای اندازه‌گیری آن مناسب هستند؟

تشدید

- روش انتشار امواج درجا ؟ کدام
- آزمایش لرزش (درجا) ؟
- روش انتشار امواج روی نمونه (در آزمایشگاه)

$10^{-6} < \gamma < 10^{-5}$

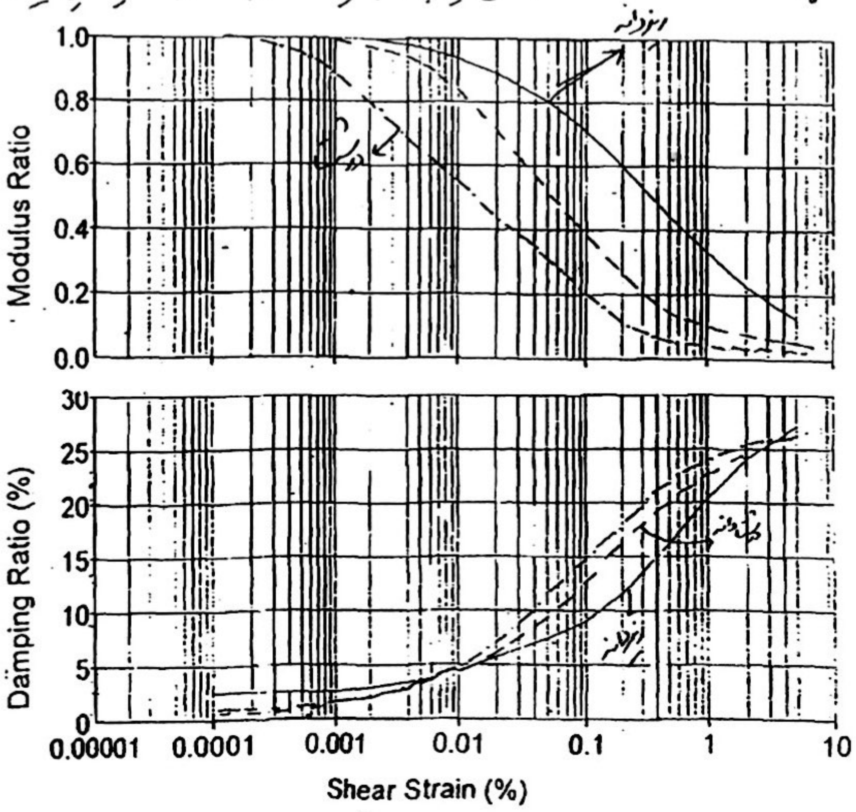
- آزمایش بارگذاری سیکلیک به محوری در آزمایشگاه $10^{-1} > \gamma > 10^{-4}$
- آزمایش ستون تشدید $\leftarrow$ $10^{-5} < \gamma < 10^{-4}$

سؤال ۳) اطلاعات زیر در مورد دو خاک متفاوت موجود می‌باشد

خاک نوع ۱: (ریزدانه)
درصد عبوری از الک 200 بیشتر از 50%
اندیس خمیری PI ≈ 60
خاک عادی تحکیم یافته

خاک نوع ۲: (درشت دانه)
درصد مانده روی الک 4.75mm بیشتر از 50%
20% ریزدانه خمیری
مدول سختی [illegible] و چسبندگی قابل توجه

کدامیک از منحنی‌های G/G_0 و D نشان داده شده در شکل زیر مربوط به این خاک‌ها می‌باشد. (با استدلال مشخص کنید)



[illegible] [illegible] پایان ترم
15

سؤال ۴) بنظر شما چه عواملی در انتخاب K_H مناسب در روش شبه استاتیکی پایداری لرزه‌ای شیروانیها دخالت دارند؟ K_H را چگونه تخمین می‌زنند؟ (نظر خود را مختصر توضیح دهید)

موفق باشید - محمد رزاد

اردیبهشت

امتحان دینامیک خاک (خودنویز)

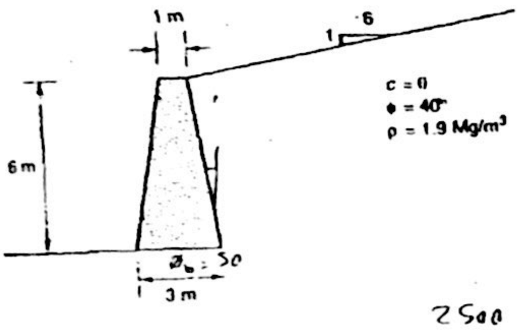
دانشکده فنی دانشگاه تهران

نام و نام خانوادگی: علیرضا منوچهری

شماره دانشجویی ۷۸۷۱۰۱۰

مدرس: ... ۹۰ دقیقه

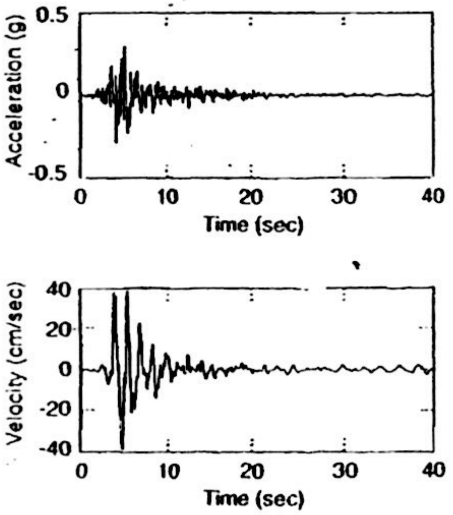
مسأله ۱) شتاب گسیختگی (بحرانی) دارای دیوار وزنی نشان داده شده در شکل (۱)، ... با استفاده از روش Richards - Elms مقدار جابجایی ماندگار این دیوار را در صورتیکه تحت اثر زلزله نشان داده شده در شکل (۲)، قرار گرفته باشد، محاسبه نمایید.



2500

شکل ۱

۷



شکل ۲

۱۴

مسأله ۲) در صورتیکه فرکانس اصلی (Foundamental Frequency) سد خاکی نشان داده شده در شکل ۱ برابر 3.1 Hz بوده و آنالیز پایداری شیب در ترشتی مقدار شتاب گسیختگی (a_y) را برابر 0.21g نشان دهد، با استفاده از روش Makdisi & Seed مقدار جابجایی ماندگار ناشی از یک زلزله با M = 7 که دارای شتاب ماکزیمم 0.28g را می‌تواند ایجاد نماید را محاسبه کنید.

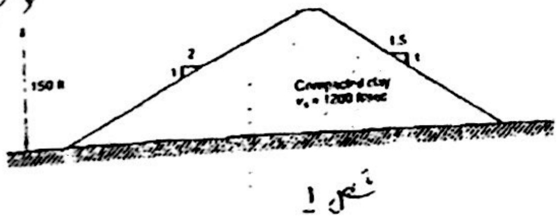
فرکانس اصلی = ۳٫۱ HZ   M = ۷

مکدیسی

a_y = ۰٫۲۱g ، a_{max} = ۰٫۲۸g

برابر است

۹



شکل ۱

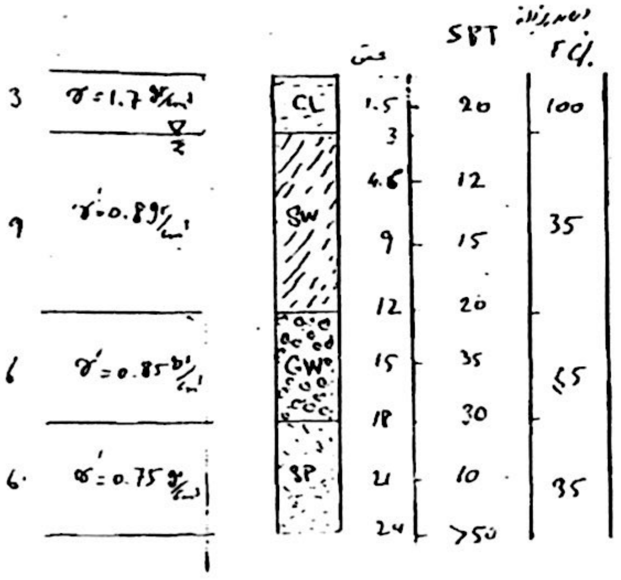
@phd_omran

پایان ترم ⑰

مساله ۳ - در محلی که پروفیل خاک آن در شکل (۱) نشان داده شده است مجموعه‌ای از منابع لرزه‌زا با آرایش نشان داده شده در شکل (۲) وجود دارند. مشخصات خاک و مشخصات منابع لرزه در شکل نشان داده شده‌اند. مطلوب است تعیین:

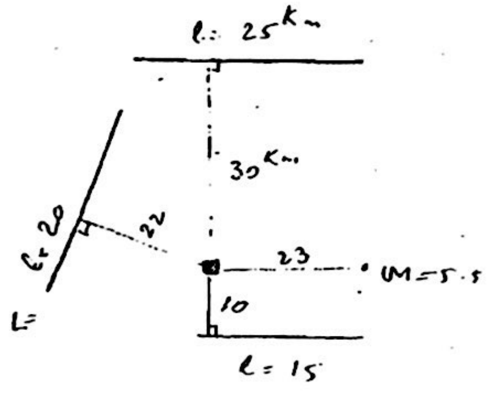
الف - بزرگترین زلزله محتمل و ماکزیمم شتاب ناشی از آن در محل مورد نظر

ب - تعیین خط روانگرایی در لایه‌های رسوبی نشان داده شده.



3
$\gamma = 1.7$ t/m³
9
$\gamma' = 0.89$ t/m³
6
$\gamma' = 0.85$ t/m³
6
$\gamma' = 0.75$ t/m³
CL
SW
GW
SP
عمق
1.5
3
4.6
9
12
15
18
21
24
SPT
20
12
15
20
35
30
10
>50
درصد ریزدانه
FC%
100
35
55
35

شکل شماره ۱



l = 25 km
30 km
l = 20
22
L =
23
M = 5.5
10
l = 15

شکل شماره ۲

۸

@phd_omran