# www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

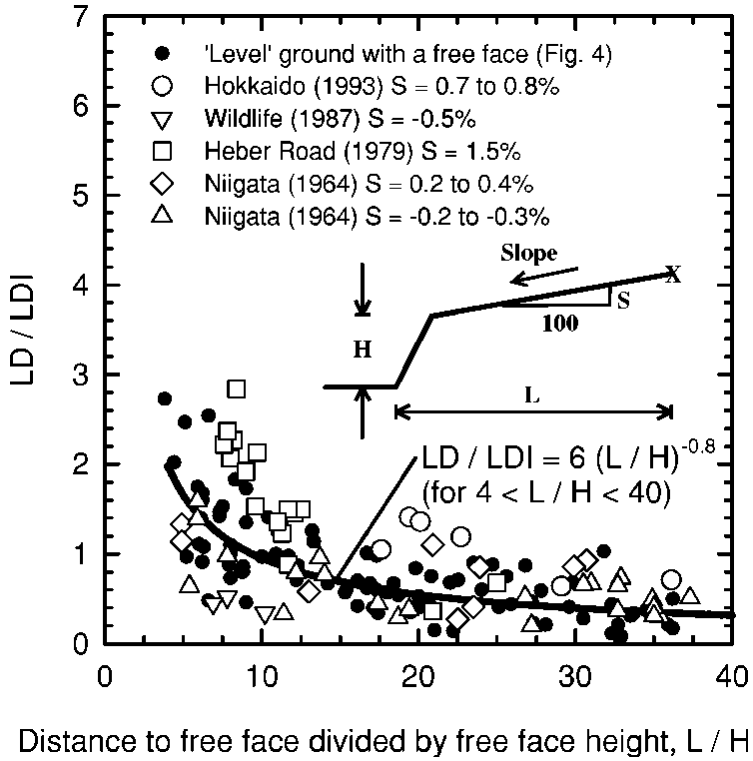
بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

# برآورد تغییر مکان های جانبی روانگرایی القایی با به کاربردن آزمون نفوذ استاندارد یا آزمون نفوذ مخروط

**تألیف:** جی زنگ، پی کی رابرتسون، آر دبلیو آی براچمن




**ترجمه:**

**مهندس علی جلالی مارنانی** کارشناس ارشد ژئوتکنیک

**چکیده:** در این نوشتار، یک روش نیمه تجربی برای برآورد تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی، توسط به کاربردن داده های آزمون نفوذ استاندارد و آزمون نفوذ مخروط، ارائه می شود. این روش، برای برآورد پتانسیل کرنش های برشی چرخه ای بیشینه در خاک های ماسه ای اشباع تحت بارگذاری لرزه ای، شیوه های ارزیابی پتانسیل روانگرایی SPT و CPT محور را، با نتایج آزمون های آزمایشگاهی روی ماسه های تمیز، ترکیب می کند. سپس یک شاخص تغییر مکان جانبی معرفی می شود، که با انتگرال گیری از کرنش های برشی چرخه ای بیشینه نسبت به عمق به دست می آید. رابطه های تجربی بر اساس تاریخچه ی داده ها (سوابق) پیشنهاد شده اند، بین: تغییر مکان جانبی واقعی، شاخص تغییر مکان جانبی، و پارامتر های هندسی مشخص کننده ی هندسه ی زمین، در زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد، زمین تراز با یک سطح آزاد، و زمین کم شیب با یک سطح آزاد. روش پیشنهادی می تواند برای به دست آوردن برآوردی ابتدایی از اندازه ی تغییر مکان جانبی مرتبط با یک گسترش جانبی روانگرایی القایی، به کار برده شود.

**واژگان کلیدی:** روانگرایی، تغییر مکان جانبی، زلزله، ماسه، آزمون های برجا.

**دیباچه:** لرزش زلزله می تواند ماشه ی روانگرایی یک خاک ماسه ای اشباع داخل زمین را بکشد. در جریان زلزله های مهیب گذشته، توسط زمین گسیختگی های روانگرایی القایی، آسیب های هنگفتی به سازه های مهندسی و تأسیسات زیربنایی وارد آمده است (به عنوان نمونه همادا و اورورک ۱۹۹۲). معمولاً، زمین گسیختگی های روانگرایی القایی شامل لغزش های جریان، گسترش جانبی، نشست های زمین، تابیدگی های زمین، و جوشش های خاک می شود. گسترش های جانبی از انواع فراگیر زمین گسیختگی روانگرایی القایی برای شیب های کم یا برای زمین تقریباً تراز (یا اندکی شیب دار) با یک سطح آزاد، می باشند (مثلاً سواحل رودخانه یا بریدگی های راه). این مقاله بر روی برآورد تغییر مکان های جانبی مرتبط با گسترش های جانبی روانگرایی القایی، تمرکز می کند.

چندین روش برای برآورد تغییر مکان جانبی روانگرایی زمین پیشنهاد شده است از جمله مدل های عددی، آزمون های آزمایشگاهی، و شیوه هایی بر پایه ی آزمون های صحرایی. چالش های مرتبط با نمونه گیری از خاک های ماسه ای سست، کاربرد شیوه های عددی و آزمون های آزمایشگاهی را در رویه ی معمول، محدود کرده است. محتملاً روش های بر پایه ی آزمون های صحرایی، بیشترین انطباق را برای به دست آوردن یک شیوه ی ساده ی سرراست برای برآورد تغییر شکلِ ناشی از روانگرایی القاییِ زمین، در پروژه های با احتمال خطر کم تا متوسط، دارا می باشند، همچنین است برای تأمین برآوردی ابتدایی در پروژه های با درجه ی ریسک بالا.

برای برآورد تغییر مکان جانبی در یک گسترش جانبی روانگرایی القایی، روش هایی که از داده های آزمون نفوذ استاندارد استفاده می کنند، وجود دارند (را و مارتین ۲۰۰۰؛ باردت و همکاران ۲۰۰۲؛ یاود و همکاران ۲۰۰۲). این روش ها تجربی هستند و داده های گسترده ای که از مطالعات آزمایشگاهی در مورد روانگرایی به دست آمده را، به هم پیوند نمی دهند. به علاوه، با وجود اینکه آزمون نفوذ مخروط، تکرار پذیری و قابلیت اعتماد بیشتری دارد، و

نسبت به آزمون های دیگر، یک مقطع عمودی پیوسته، به دست می دهد، هم اکنون هیچ روشی بر پایه ی آن، برای برآورد تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی، وجود ندارد.

هدف این مقاله ارائه ی یک روش برای برآورد تغییر مکان های جانبی روانگرایی القائی، با استفاده از داده های SPT یا CPT می باشد. این شیوه، روش های در دسترس برآورد پتانسیل روانگرایی را که بر پایه ی SPT یا CPT می باشند را با نتایج آزمون های آزمایشگاهی که بر روی ماسه تمیز انجام شده، ترکیب می کند تا برای خاک های ماسه ای اشباع تحت بارگذاری لرزه ای، پتانسیل کرنش های برشی چرخه ای بیشینه را برآورد کند. داده های پیشینه برای گسترش روابط تجربی برای تغییر مکان جانبی به کار می روند، در: (۱) زمین با شیب کم بدون یک سطح آزاد، (۲) زمین تراز با یک سطح آزاد، (۳) زمین با شیب کم با یک سطح آزاد.

## ساز و کار گسترش های جانبی روانگرایی القایی

آزمایشات میز لرزان (مثل ساساکی و همکاران ۱۹۹۱؛ یاسودا و همکاران ۱۹۹۲) و آزمایشات مدل گریز از مرکز (مثل آبداون ۱۹۹۷؛ توبوودااورتوزاستگی و دوبری ۱۹۹۸) برای بررسی سازوکار گسترش جانبی روانگرایی القایی زمین، انجام داده شده اند. این آزمایشات عموماً این فرضیه را تأیید کرده اند که گسترش جانبی، از کرنش های برشی پسماند پخش شده در سراسر لایه های روان شده، ناشی می شود. اصولاً کرنش های برشی پسماند در لایه های روان شده تابعی هستند از: (۱) کرنش های برشی چرخه ای بیشینه $\gamma_{\max}$ ، و (۲) تنش های برشی سودار استاتیکی در محل. در این مقاله، $\gamma_{\max}$ به دامنه ی حداکثر کرنش های برشی چرخه ای که در طی بارگذاری چرخه ای زهکشی نشده به یک خاک ماسه ای اشباع، بدون تنش های برشی استاتیکی سودار در راستای بارگذاری چرخه ای، القاء می شود، اشاره دارد. تنش های برشی سودار استاتیکی در محل، بیشتر توسط هندسه ی زمین در ساختگاه، کنترل می شوند (مانند: شیب زمین، ارتفاع سطح آزاد، و فاصله تا یک سطح آزاد). ضخامت لایه های روان شده نیز بر روی بزرگی تغییر مکان جانبی تأثیر می گذارد، با بیشتر شدن تغییر مکان جانبی، در لایه های روان شده ی ضخیم تر. هم $\gamma_{\max}$ و هم ضخامت لایه های روان شده از ویژگی های خاک و مشخصات زلزله، تأثیر می پذیرند.

## برآورد کرنش های برشی بیشینه از داده های آزمون نفوذ استاندارد یا آزمون نفوذ مخروط

### *کرنش های برشی چرخه ای بیشینه ی ماسه های تمیز از آزمون های آزمایشگاهی*

نگیس و ایشیهارا (۱۹۸۸) آزمایشات برش ساده چرخه ای را بر روی ماسه ی تمیز و اشباع رودخانه ی فوجی در حالات نمونه ی سست، نیمه متراکم و متراکم، تحت شرایط بارگذاری بدون تنش های برشی استاتیکی سودار، انجام دادند. بیشتر بر مبنای این آزمایشات، ایشیهارا و یاشیمین (۱۹۹۲) رابطه ای بین $\gamma_{\max}$ و ضریب اطمینان (FS) در برابر روانگرایی برای دانسیته های نسبی گوناگون ($D_{\mathrm{r}}$) ماسه های تمیز، ارائه کردند. برای محاسبه ی پاسخ آماسی

خاکی که ممکن است گسترش کرنش های برشی را محدود کند، اصلاح این رابطه ضروری است. شواهد پاسخ آماسی خاک در کرنش های برشی بزرگ، در آزمون های آزمایشگاهی چرخه ای زهکشی نشده، مطالعات میز لرزان، آزمایشات گریز از مرکز، و پاسخ های لرزه ای درجا، مشاهده شده اند (الگمال و همکاران ۱۹۹۸). سید (۱۹۷۹) فرض نمود که، برای ماسه ها در هر دانسیته ی نسبی داده شده، کرنش برشی، صرفنظر از تعداد چرخه های تنش اعمالی، تا مقدار محدودی می تواند گسترش یابد و اینکه رسیدن به افزایش کرنش بیشتر، می تواند مشکل باشد، مگر اینکه مقاومت زهکشی نشده ی کامل خاک، پشت سر گذاشته شود. در این مطالعه، رابطه ی بین $\gamma_{\max}$ و FS که توسط ایشیهارا و یاشیمین ارائه شده بود، همانگونه که سید (۱۹۷۹) پیشنهاد کرده بود، با محدود کردن کرنش های برشی بیشینه، اصلاح شد.

### *ضریب اطمینان و دانسیته ی نسبی از آزمون نفوذ استاندارد و آزمون نفوذ مخروط*

هم ضریب اطمینان در برابر روانگرایی و هم دانسیته ی نسبی برای برآورد $\gamma_{\max}$ یک ماسه تمیز برای یک زلزله ی داده شده، نیاز می باشد. FS می تواند از تحلیل پتانسیل روانگرایی با کاربرد روش های بر پایه ی SPT یا CPT که توسط یاود و همکاران (۲۰۰۱) خلاصه شده، تعیین شود. از این پس به روش بر پایه ی SPT یا CPT ی NCEER (مرکز ملی برای پژوهش مهندسی زلزله)، ارجاع داده می شود.

دانسیته های نسبی می توانند از رابطه با هر یک از نتایج آزمون های SPT یا CPT ،برآورد شوند. یک نسخه ی ویرایش شده از رابطه ی میرهف (۱۹۵۷)، برای برآورد دانسیته ی نسبی یک ماسه ی تمیز از تعداد ضربات SPT ، استفاده شد:

$$D_r = 16 \cdot \sqrt{(N_1)_{78}} = 14 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} \quad [(N_1)_{60} \leqslant 42] \qquad (1)$$

که $D_r$ برابر دانسیته ی نسبی یک ماسه ی تمیز به صورت درصد؛ $(N1)60$ برابر مقدار SPT N نرمالیزه شده که بر اساس نسبت انرژی میله تصحیح شده باشد (انرژی مرجع ٪۶۰) ، تنش مؤثر سربار (۱۰۰ کیلو پاسکال تنش مؤثر مبنا)، طول میله، قطر گمانه، و روش نمونه گیری، همانگونه که توسط یاود و همکاران (۲۰۰۱) بحث شده؛ و $(N1)78$ برابر $(N1)60/1.3$ می باشد. معمولاً، دانسیته ی نسبیی که از رابطه ی ۱ محاسبه می شود، به طور معقولانه، با آنی که از دیگر روابط به دست می آید، سازگار است (سید ۱۹۷۹؛ اسکمپتون ۱۹۸۶؛ کولهاوی و مین ۱۹۹۱) (برای یک عدد SPT N داده شده و برای ماسه ی بالنسبه جوان (کمتر از ۵۰۰۰ سال) و عادی تحکیم یافته، قابل کاربرد است).

برای رابطه بین $D_r$ و مقاومت نوک مخروط $q_c$ تاتسوکا وهمکاران(۱۹۹۰) از رابطه ی زیر استفاده کردند:

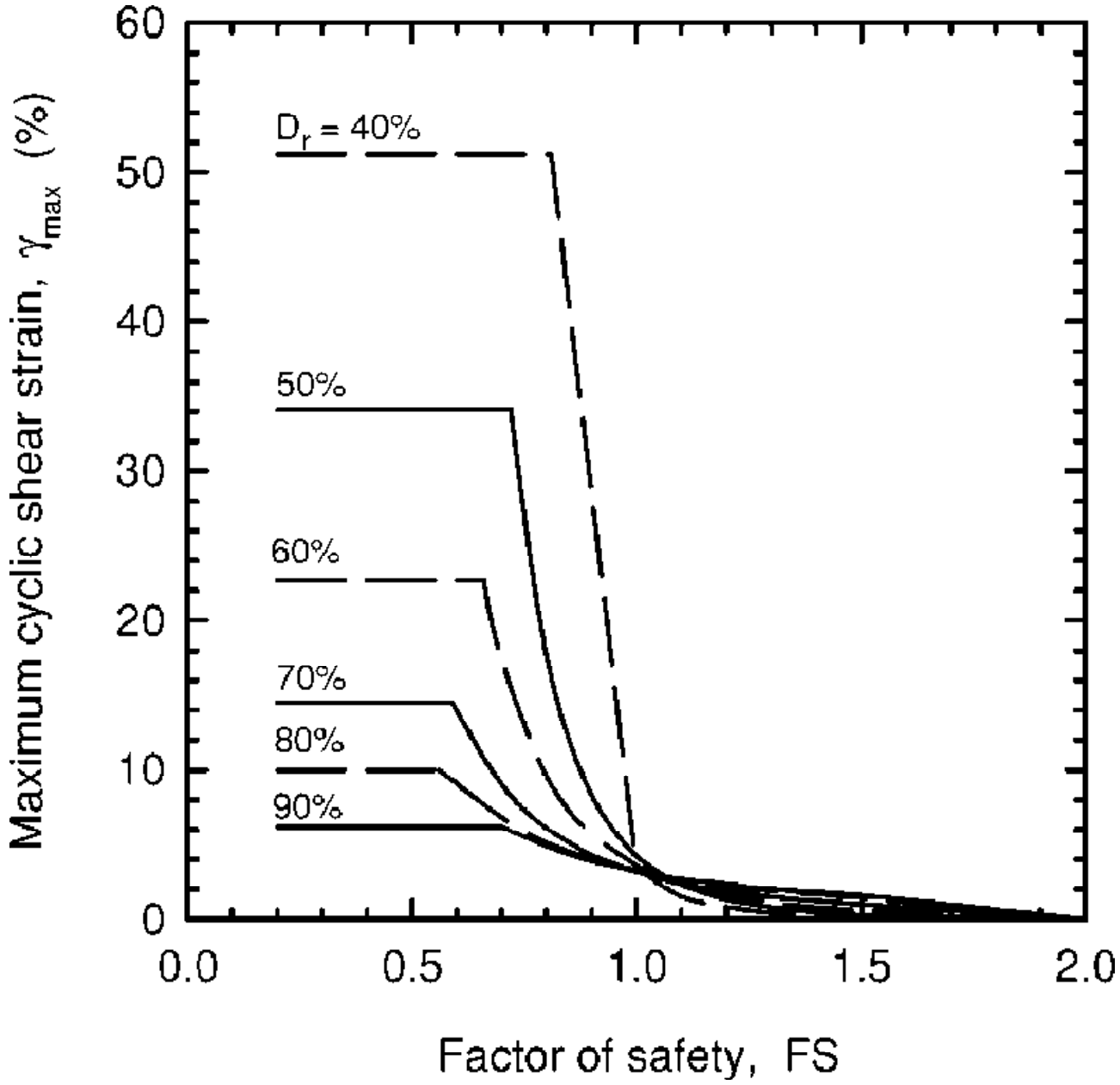
$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c1N}) \quad (q_{c1N} \leqslant 200) \qquad (2)$$

که $qc1N$ برابر مقاومت نوک CPT نرمالیزه شده که برای تنش سربار مؤثر مطابق با ۱۰۰ کیلو پاسکال تصحیح شده باشد (رابرتسون و راید ۱۹۹۸). این رابطه نسبت به رابطه ی جامیولکوسکی و همکاران (۱۹۸۵) که در آن $qc1N$ کمتر از حدود ۱۰۰ می باشد، از دانسیته ی نسبی، برآوردی اندکی کمتر، و بیشتر محافظه کارانه به دست می دهد.

***تصحیح برای مشخصات دانه ها***

رابطه ی پیشنهادی ایشیهارا و یاشیمین (۱۹۹۲) بین $\gamma_{\max}$ و FS ، بر اساس نتایج آزمون های آزمایشگاهی روی ماسه های تمیز، گسترش داده شد. عدد معادل SPT نرمالیزه شده ی ماسه ی تمیز، $(N1)60cs$ ، و مقاومت نفوذ معادل CPT نرمالیزه شده ی ماسه ی تمیز، $(qc1N)cs$ ، در برآورد پتانسیل روانگرایی ماسه های سیلتی، برای محاسبه ی تأثیر مشخصات دانه ها (یا محتویات دانه ها)، در عدد SPT یا عمق پیمایی CPT ، کاربرد دارد (یاود و همکاران ۲۰۰۱). در این نوشته، $(N1)60cs$ یا $(qc1N)cs$ ، برای تعیین کمیت اثر مشخصات دانه ها (یا محتویات دانه ها) بر روی مقادیر عدد SPT یا عمق پیمایی CPT در برآورد $\gamma_{\max}$ ، نیز به کار رفته است. برای یک ماسه ی سیلتی، پارامتر های $(N1)60cs$ یا $(qc1N)cs$ می توانند ، (مشابه عدد N SPT یا مقاومت نوک مخروط CPT برای ماسه ی تمیز)، مستقیماً برای برآورد $\gamma_{\max}$ استفاده شوند. فی الواقع، فرض می شود که تأثیر مشخصات دانه ها یا محتویات دانه ها روی پراکندگی جانبی، مشابه تأثیر آنها روی رها سازی روانگرایی است. جلوتر، در مورد این فرض، در این مقاله بیشتر بحث خواهد شد.

شکل ۱ روابطی که در این مطالعه، بین $\gamma_{\max}$ و FS برای $D_r$ های گوناگون، استفاده شده را نشان می دهد. با هریک از داده های SPT یا CPT برای یک زلزله ی داده شده، در خاک ماسه ای، $(N1)60cs$ یا $(qc1N)cs$ و FS می تواند از تحلیل پتانسیل روانگرایی با به کاربردن روش SPT یا CPT محورِ NCEER ، برآورد شود. سپس، برای هر قرائتی از نتایج SPT یا CPT ، می توان از شکل ۱ برآوردی از $\gamma_{\max}$ به دست آورد.



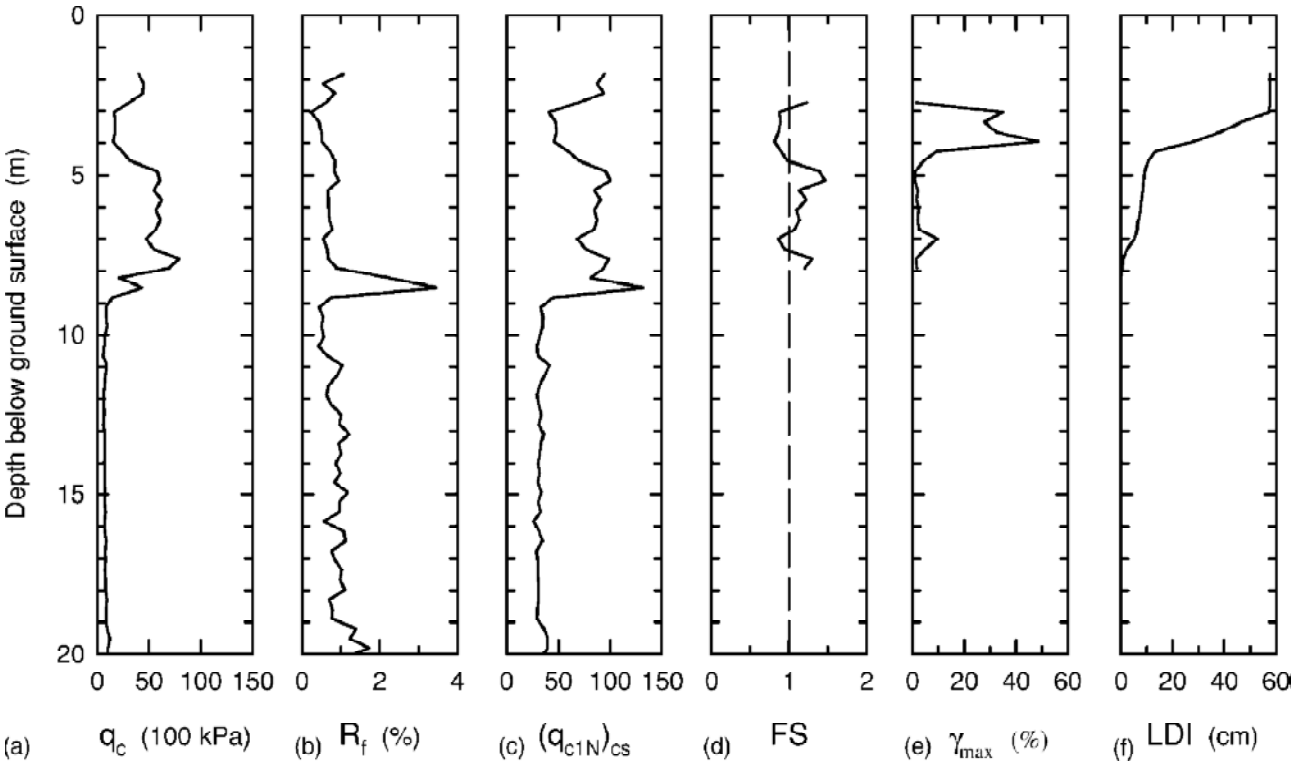

**شکل ۱.** رابطه بین کرنش برشی چرخه ای بیشینه و ضریب اطمینان برای دانسیته های نسبی گوناگون $D_r$ در ماسه های تمیز (بر اساس داده هایی از ایشیهارا و یاشیمین (۱۹۹۲) و سید (۱۹۷۹) )

## شاخص تغییر مکان جانبی

با انتگرال گیری از مقادیر $\gamma_{max}$ برآورد شده، نسبت به عمق، شاخصی به دست می آید که تحت عنوان شاخص تغییر مکان جانبی LDI ، تعریف شده است:

$$\mathrm{LDI} = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} dz \qquad (3)$$

که: $Z_{max}$ برابر عمق بیشینه ی زیر تمام لایه های دارای پتانسیل روانگرایی با ضریب اطمینان کمتر از ۲. گرچه، برآورد روانگرایی در ژرفای بیش از ۲۳ متر، از محدوده ای که روش های SPT و CPT ی NCEER بررسی شده و برای کاربرد های معمولی بایستی به کار برده شود، فراتر می باشد (یاود و همکاران ۲۰۰۱).




**شکل ۲.** نمودار های نمونه که گام های اصلی برای محاسبه ی شاخص تغییر مکان جانبی *LDI* را با به کاربردنِ روش CPT محور شرح می دهند.

اشکال ۲ گام های اصلی برای محاسبه ی LDI توسط داده های CPT را شرح می دهد. اشکال ۲ ( a تا b) مقاومت نوک مخروط $q_c$ و نسبت اصطکاک غلاف $R_f$ را نشان می دهند، که می توانند مستقیماً از عمق پیمایی CPT به دست آیند. بیشتر بر اساس $q_c$ و $R_f$ ، مقاومت معادل نوک نرمالیزه شده ی ماسه ی تمیز $(q_{c1N})_{cs}$ می تواند با به کاربردن روش بر پایه ی CPT ی NCEER محاسبه شود، شکل ۲c . SF می تواند از روش بر اساس CPT ی NCEER توسط $(q_{c1N})_{cs}$ و پارامتر های زلزله ی طرح، برآورد شود (شکل ۲d). توجه شود که در شکل ۲d ، بر اساس داده های CPT ، برآورد شده که یک لایه خاک در زیر عمق ۸ متری از رس غیر قابل روانی شدن وجود دارد که ضریب اطمینانی بزرگتر از ۲ به آن نسبت داده شده است. شکل ۲e ، $\gamma_{max}$ ی که از روابط شکل ۱ برآورد شده است را نشان می دهد. سرانجام، شاخص تغییر مکان جانبی می تواند با انتگرال گیری از $\gamma_{max}$ نسبت به عمق، محاسبه شود (شکل ۲f). LDI مقدار انتگرال گیری شده در کف زمین می باشد. رویه ی اصلی محاسبه ی LDI توسط داده های اس پی تی، مشابه آنچه در بالا شرح داده شد می باشد، هرچند نیمرخ ممکن است جزئیات کمتری نسبت به پروفایل حاصل از داده های سی پی تی داشته باشد.

گرچه LDI واحد های تغییر مکان را دارا می باشد، ولی تنها برای تهیه ی یک شاخص برای تعیین کمی پتانسیل تغییر مکان جانبی با اطلاعات داده شده ی نیمرخ خاک، ویژگی های خاک، و مشخصات زلزله، معنی دار می باشد. مقدار واقعی تغییر مکان جانبی، هم به LDI و هم به ویژگی های هندسی زمین بستگی دارد. در بخش های آتی، سوابق گسترش جانبی، برای محاسبه ی تأثیر هندسه ی زمین بر تغییر مکان جانبی، به کار گرفته می شود.

## سوابق

همانگونه که در جدول ۱ فهرست شده است، تمامی ۱۳ سابقه ی در دسترسِ مرتبط با ۱۲ زلزله ی مهیب گذشته، مورد مطالعه قرار گرفتند.

**Table 1.** Cases Selected for Database on Liquefaction Lateral Spreads

| Case | References | Liquefied soil description | Liquefied soil thickness (m) |
|---|---|---|---|
| Hokkaido 1993 | Isoyama (1994) | Silty sand with about 10% fines | 4.5–5.5 |
| Dagupan 1990 | Wakamatsu et al. (1992); Ishihara et al. (1993); Tokimatsu et al. (1994) | Fine clean sand and silty sand | 5.1–8.6 |
| Moss Landing 1989 | O'Rourke and Pease (1992); Boulanger et al. (1995, 1997); Mejia (1998) | Clean sand and silty sand | 0.8–5.2 |
| Wildlife 1987 | Bennett et al. (1984); Holzer et al. (1989); Youd and Bartlett (1988); Dobry et al. (1992) | Silty sand or sandy silt with 17–50% fines | 0.5–2.7 |
| Noshiro 1983 | Hamada et al. (1986); Bartlett (1991); Hamada (1992b) | Clean dune sand and alluvial sand | 1.0–7.0 |
| Heber Road 1979 | Bennett et al. (1981); Norton (1983); Youd and Bennett (1983); Dobry et al. (1992) | Channel sand with 14–37% fines | 0.0–5.3 |
| Juvenile Hall 1971 | Bennett (1989); O'Rourke et al. (1992b) | Alluvium with 50–80% fines | 0.9–3.0 |
| Jensen Plant 1971 | O'Rourke et al. (1992b) | Alluvium with 32–62% fines | 0.0–7.7 |
| Niigata 1964 | Bartlett (1991); Hamada (1992a); Bartlett and Youd (1995); Hamada et al. (1986) | Mainly clean, fine or medium sands | 0.6–18.1 |
| Alaska 1964 | Bartlett (1991); Bartlett and Youd (1995); McCulloch and Bonilla (1970) | Sand and gravel, silty sand, sandy silt | 4.0–9.4 |
| Fukui 1948 | Hamada et al. (1992b); Rauch (1997) | Silt, silty sand, sand, sandy gravel | 1.7–5.7 |
| Kanto 1923 | Hamada et al. (1992a); Rauch (1997) | Fine sand with about 10% fines | 8.0–8.8 |
| San Francisco 1906 | Pease and O'Rourke (1993, 1998); O'Rourke et al. (1992a); Youd and Hoose (1976, 1978) | Relatively clean dune sand | 1.3–8.5 |

**جدول ۱.** موارد منتخب برای داده های گسترش جانبی روانگرایی

خلاصه ای از هر سابقه و دلایل پشت سرِ گزینش داده ها برای استفاده در این مقاله، در زنگ ۲۰۰۱ یافت می شود.

در این مطالعه، چندین سابقه شامل گسترش های جانبیِ محدود شده با نیرو های برشیِ در طول حواشیِ ناحیه ی گسیختگی، توسط سازه های مهندسی (نظیر دیوار های حائل، دیوار های اسکله) ، به کار برده نشده اند. مثلاً، در این مطالعه، داده های زلزله ی کوبه (۱۹۹۵) استفاده نشد، زیرا باور بر این است که در ناحیه ی بندری، گسترش جانبی توسط دیوار های اسکله ای نوع صندوقه ای، به شدت محدود شده است (زنگ۲۰۰۱). همچنین، گسترش های جانبی که محتملاً مرتبط با ساز و کار گسیختگی چندگانه بوده اند، (مثل چندین مورد ساختگاه از زلزله ی ۱۹۹۴ نورتریج)، در داده ها در نظر گرفته نشده اند. در ناحیه ی نزدیک سطح آزاد با شیب تند، به سبب وجود تنش های برشی استاتیکی بزرگ، احتمال گسیختگی سقوطی موضعی یا گسیختگی جریان، افزایش می یابد. به علاوه، سازوکار مرتبط با گسیختگی سقوطی موضعی یا گسیختگی جریان، اساساً با سازوکار گسترش جانبی، متفاوت می باشد. بنابراین برخی موارد ساختگاه (مثل جاده سندهالت در اسکله ی خزه) که فاصله ی افقی از پنجه ی سطح آزاد، کوچکتر از ۴ برابر ارتفاع سطح آزاد می باشد، از داده ها مستثنی شدند. همچنین در انتخاب موارد، لازم است که داده های اس پی تی یا سی پی تی در محل (در جائی که تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی اندازه گیری می شود)، تا عمق ۱۰۰ متری در دسترس باشد. سوابق تقسیم شده اند به: (۱) زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد، (۲) زمین تقریباً تراز با یک سطح آزاد، و (۳) زمین کم شیب با یک سطح آزاد.

در این مطالعه، تمامی ۲۹۱ مقدار اندازه گیری شده از تغییر مکان های گسترش یابنده ی جانبی روانگرایی القایی از ۱۳ سابقه، به کار برده شدند. همچنانکه در جداول ۲ تا ۴ فهرست شده، معمولاً برای هر سابقه ی مورد مطالعه، بیش از یک عارضه یا ساختگاه گسترش جانبی متمایز، وجود داشته است. برای بیشتر سابقه ها، در یک مورد ساختگاه داده شده، چندین تغییر مکان جانبی با مقادیر اندازه گیری شده ی متفاوت، گردآوری شده است. این نقاط با پارامتر های هندسی زمین محلی متفاوت یا پروفایل و ویژگی های خاک، متناظر بودند. حداقل فاصله ی هر دو نقطه ی گردآوری شده برای این مطالعه در حدود ۲۰ متر یا بیشتر بوده است. اندازه گیری های تغییر مکان جانبیی که پنداشته شد بسیار به مرز های گسترش جانبی نزدیک هستند، در داده ها در نظر گرفته نشد.

نتایج آزمایش برجا از ۱۵۰ اس پی تی و ۴۱ سی پی تیِ مرتبط با سوابق مورد مطالعه، گردآوری شد. از ۱۳ سابقه، داده های اس پی تیِ ۹ مورد، و فقط داده های سی پی تی ۵ مورد، موجود بود. همانگونه که در جدول ۱ فهرست شده است، داده های سوابق، از ناشران موجود، گردآوری شد. داده های جزئی، به ویژه برای زلزله ی ۱۹۶۴ نیگاتا، از داده های گردآوری شده توسط بارلت ۱۹۹۱ ، به دست آمد.

در بیشتر موارد، اندازه ی تغییر مکان جانبی، از عکس های هوایی که پیش و پس از زلزله گرفته شده اند، یا از گزارشات جابجایی یا خمیدگیِ ساختمان ها، اجزاء پل ها، پرچین ها، کانال ها و غیره، به دست آمده اند. همچنین در جداول ۲ تا ۴، مقادیر برآورد شده از درستی (یا خطای بالقوه ی) مرتبط با تغییر مکان های اندازه گیری شده، داده شده اند.

**Table 2.** Cases with Gently Sloping Ground without a Free Face

| Case history | Noshiro 1983 | Juvenile Hall 1971 | Niigata 1964 | Fukui 1948 | Kanto 1923 | San Francisco 1906 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Number of sites | 3 | 1 | 3 | 2 | 1 | 2 |
| Number of LD data | 23 | 1 | 103 | 4 | 1 | 8 |
| LD (cm) | 65–298 | 168 | 80–460 | 100–350 | 250 | 60–210 |
| Accuracy of LD (±cm) | 17 | 2 | 72 | 190 | >50 | 10–50 |
| LDI (cm) | 17–164 | 60 SPT<br>18 CPT | 37–538 | 19–250 | 184–232 | 33–173 |
| $S$ (%) | 0.2–7.5 | 1.2 | 0.2–0.9 | 0.4–3.4 | 1.6 | 1.0–2.3 |
| $M_w$ | 7.7 | 6.4 | 7.5 | 7.0 | 7.9 | 7.9 |
| $a_{max}$ ($g$) | 0.25 | 0.55 | 0.19 | 0.25 | 0.25 | 0.6 |
| Number of SPT and CPT | 21 SPT | 5 SPT<br>5 CPT | 27 SPT | 3 SPT | 2 SPT | 17 CPT |

Note: LD=lateral displacement; LDI=lateral displacement index; SPT=standard penetration test; and CPT=cone penetration test.

**جدول ۲.** مواردی با زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد

**Table 3.** Cases with Nearly Level Ground and a Free Face

| Case history | Dagupan 1990 | Moss Landing 1989 | Jensen Plant 1971 | Niigata 1964 | Alaska 1964 |
|---|---|---|---|---|---|
| Number of sites | 3 | 2 | 1 | 2 | 1 |
| Number of LD data | 7 | 6 | 13 | 66 | 1 |
| LD (cm) | 50–600 | 30–125 | 2–100 | 41–1015 | 157 |
| Accuracy of LD (±cm) | >50 | >10 | 47 | 72 | 10–50 |
| LDI (cm) | 79–220 | 28–114 | 5–20 | 246–637 | 173 |
| $H$ (m) | 4–11.5 | 1.9–2.4 | 10.4–17.2 | 4.9–5.2 | 4.9 |
| $L/H$ | 3.8–27.3 | 6.3–23.5 | 8.7–30.5 | 5.1–36.2 | 6.2 |
| $M_w$ | 7.6 | 7.0 | 6.4 | 7.5 | 9.2 |
| $a_{max}$ ($g$) | 0.2 | 0.25 | 0.55 | 0.19 | 0.31 |
| Number of SPT and CPT | 3 (SPT) | 7 (CPT) | 20 (SPT) | 47 (SPT) | 3 (SPT) |

Note: LD=lateral displacement; LDI=lateral displacement index; SPT =standard penetration test; and CPT=cone penetration test.

**جدول ۳.** مواردی با زمین تقریباً تراز و یک سطح آزاد

**Table 4.** Cases with Gently Sloping Ground and a Free Face

| Case history | Hokkaido 1993 | Wildlife 1987 | Heber Road 1979 | Niigata 1964 |
|---|---|---|---|---|
| Number of sites | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Number of LD data | 6 | 3 | 17 | 32 |
| LD (cm) | 96–286 | 11–18 | 30–424 | 67–617 |
| Accuracy of LD (±cm) | 22 | 2 | 10–50 | 72 |
| LDI (cm) | 130–210 | 24–35 | 82–192 | 78–402 |
| $S$ (%) | 0.7, 0.8 | −0.47 | 1.5 | −0.34–0.48 |
| $H$ (m) | 1.9–2.5 | 2.4 | 1.6 | 3.4–5.2 |
| $L/H$ | 17–36 | 6.9–10.2 | 7.6–25 | 4.9–37.3 |
| $M_w$ | 7.7 | 6.5 | 6.5 | 7.5 |
| $a_{max}$ ($g$) | 0.25 | 0.21 | 0.6 | 0.19 |
| Number of SPT and CPT | 4 (SPT) | 4 (CPT) | 8 (CPT) | 15 (SPT) |

Note: LD=lateral displacement; LDI=lateral displacement index; SPT =standard penetration test; and CPT=cone penetration test.

**جدول ۴.** مواردی با زمین کم شیب و یک سطح آزاد

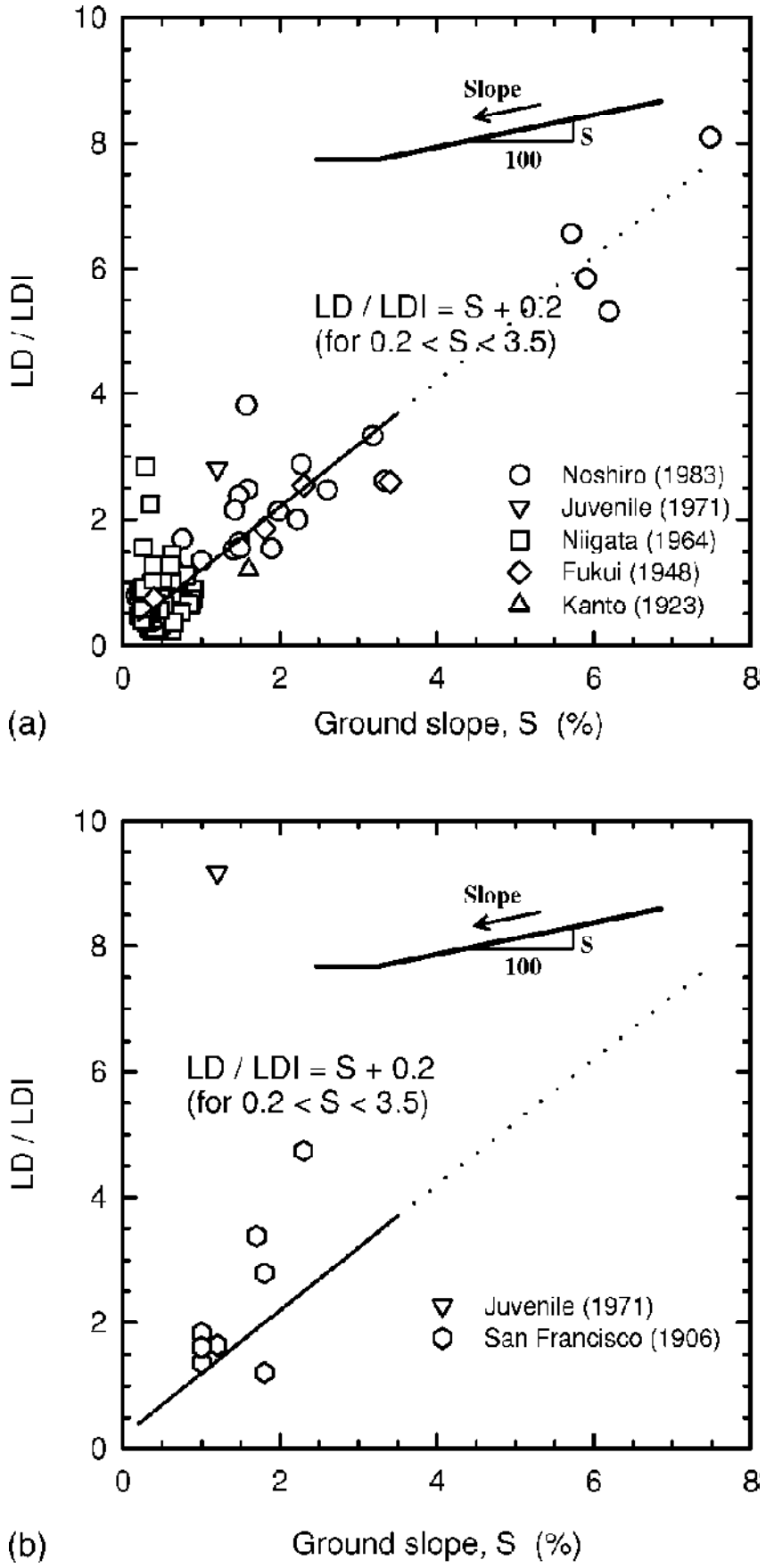
## رابطه بین تغییر مکان جانبی واقعی، شاخص تغییر مکان جانبی، و پارامتر های هندسی

### *زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد*

#### مواردی با داده های آزمون نفوذ استاندارد

همانگونه که در جدول ۲ فهرست شده است، تمامی ۵ سابقه با داده های اس پی تی، برای مورد زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد، مطالعه شده اند. همچنین، دامنه ها یا مقادیر تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده ی متناظر، فهرست شده اند و برچسب LD خورده اند. در هر مورد، برای برآورد پتانسیل روانگرایی، با به کاربردن داده های اس پی تی، روش اس پی تی محورِ ان سی ای ای آر ، استعمال شده است. سپس، شاخص تغییر مکان جانبی LDI ، بر اساس نتایج تحلیل پتانسیل روانگرایی، رابطه ی شکل ۱، و فرمول ۳، محاسبه شد. اگر نزدیک جائی که *LD* در حال اندازه گیری شدن بوده، بیش از یک پروفایل اس پی تی برداشت شده موجود بوده، میانگینی از مقادیر محاسبه شده ی LDI ، به عنوان معرف LDI ، به کار می رود. کل مجموعه ی ۱۳۲ داده، از ۵ سابقه با داده های اس پی تی، به دست آمده اند.

شکل ۳a برای ۵ سابقه، نموداری ست از LD/LDI برحسب شیب زمین *S* .




**شکل ۳.** نسبت تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده LD به شاخص تغییر مکان جانبی LDI نسبت به شیب زمین *S* برای سابقه هایی با زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد: (a) داده ها بر پایه ی اس پی تی (b) داده ها بر پایه ی سی پی تی

شیب زمین به صورت میانگین شیب زمین در یک طول نسبتاً زیاد (۲۰ متر یا بیشتر) با یک شیب عمومی مشابه، تعریف می شود. روند کلی افزایش LD/LDI با افزایش شیب زمین، در شکل 3(a) دیده می شود، که می تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\frac{\mathrm{LD}}{\mathrm{LDI}} = S + 0.2 \quad (\text{for } 0.2\% < S < 3.5\%) \qquad (4)$$

که $S$ برابرشیب زمین به صورت درصد می باشد.

بخش عمده ی (٪۹۵) داده های شکل 3(a) از دو سابقه ی ژاپنی گردآوری شد (نیگاتا و نوشیرو). خاک های روان شده در این ساختگاه ها، عموماً ماسه های تمیز بودند. چونکه شیب زمین در تمام ساختگاه های سابقه ی نیگاتا بین ۰.۲ و ٪۰.۹ (میانگین حدود ٪۰.۵ ) بود، برای یک شیب زمین کمتر از یک درصد، داده های این سابقه بر خطِ روند در شکل 3(a) ، حاکم خواهند شد. برای شیب زمین بیشتر از یک درصد (به ویژه بیش از سه و نیم درصد)، داده های سابقه ی نوشیرو، بر خطِ روند در شکل 3(a) ، حاکم خواهند شد. برای شیب زمین بین نیم تا سه و نیم درصد، داده های سه سابقه ی دیگر، عموماً به خوبی در روابط شکل 3(a) ، می گنجند. تکیه ی انحصاری بر سابقه ی نوشیرو، در شیب زمین بیش از ۴ درصد جایز می باشد. کاربرد رابطه ی ۴ در شیب زمینِ بین دو دهم تا سه و نیم درصد، پیشنهاد می شود.

**مواردی با داده های آزمون نفوذ مخروط**

سانفرانسیسکو و جوونایل هال دو مورد با داده های سی پی تی و زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد، می باشند. برای سابقه ی سانفرانسیسکو تنها ۸ نقطه داده به دست آورده شده است. به دلیل تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده ی یکنواخت ۱.۶۸ متری و شیب زمین ٪۱.۲ در بخش اصلی مقطعِ گسترش جانبی که بیشتر آزمون های نفوذ انجام شده بودند، از سابقه ی جوونایل هال، تنها یک مجموعه از داده ها به دست آمد. شکل 3(b) برای ۹ مجموعه ی داده ها ی بر پایه ی سی پی تی، نموداری ست از LD/LDI برحسب شیب زمین $S$ ،مشابه آنچه در بالا بیان شد.

در شکل 3(b) ، نقطه ی سابقه ی جوونایل هال مرتبط با زلزله ی ۱۹۷۱ سانفرنادو، بسیار از خط روند، دور می باشد. باور بر این است که، دلیل اصلی این ناسازگاری این است که: به طور کلی روش بر پایه ی سی پی تیِ ان سی ای ای آر، خاک هایی با *شاخص نوع رفتار خاکِ* $I_c$ بزرگ تر از ۲.۶ را، غیر قابل روان شدن، تلقی می کند. شاخص نوع رفتار خاک از داده های سی پی تی محاسبه می شود و شاخصی از ویژگی های دانه های خاک، به دست می دهد (رابرتسون و راید ۱۹۹۸). $I_c$ برابر ۲.۶ متناظر است با محتوی ذرات محاسبه شده ی در حدود ۵۰ تا ۶۰ درصد (زنگ ۲۰۰۱). از آنجایی که بنت (۱۹۸۹) گزارش داد که محتوی ذرات در خاک های روان شده ی ساختگاه جوونایل هال در محدوده ی ۵۰ تا ۸۰ درصدی، با میانگین ۶۵ درصد بوده است، همین دلالت می کند که، ممکن

است، اکثر خاک های روان شده در ناحیه ی جوونایل هال، $I_c$ محاسباتی بزرگ تر از ۲.۶ داشته و بنابراین توسط روش سی پی تی محورِ ان سی ای ای آر به عنوان خاک غیر قابل روان شدن، ارزیابی شوند. این، مقدار محاسباتی کوچکتری برای LDI و بنابراین مقدار بزرگ تری را برای LD/LDI نتیجه می دهد، همانگونه که در شکل 3(b) نشان داده شده است. همانگونه که توسط رابرتسون و راید (۱۹۹۸) پیشنهاد شده، برای ارزیابی روانگرایی نمونه های خاک با $I_c$ بزرگ تر از ۲.۶ ، بایستی از معیار های دیگر، نظیر معیار چینی (ان سی ای ای آر ۱۹۹۷)، استفاده کرد. بنابراین در تعیین صلاحیت رابطه ی بین LD/LDI و شیب زمین با کاربرد داده های سی پی تی، می توان از نقطه ی ساختگاه جوونایل هال در شکل 3(b) ، چشم پوشی کرد، همچنین احتیاط لازم در ارزیابی پتانسیل روانگرایی در خاک های با $I_c$ بزرگتر از ۲.۶ ، روشن می شود.

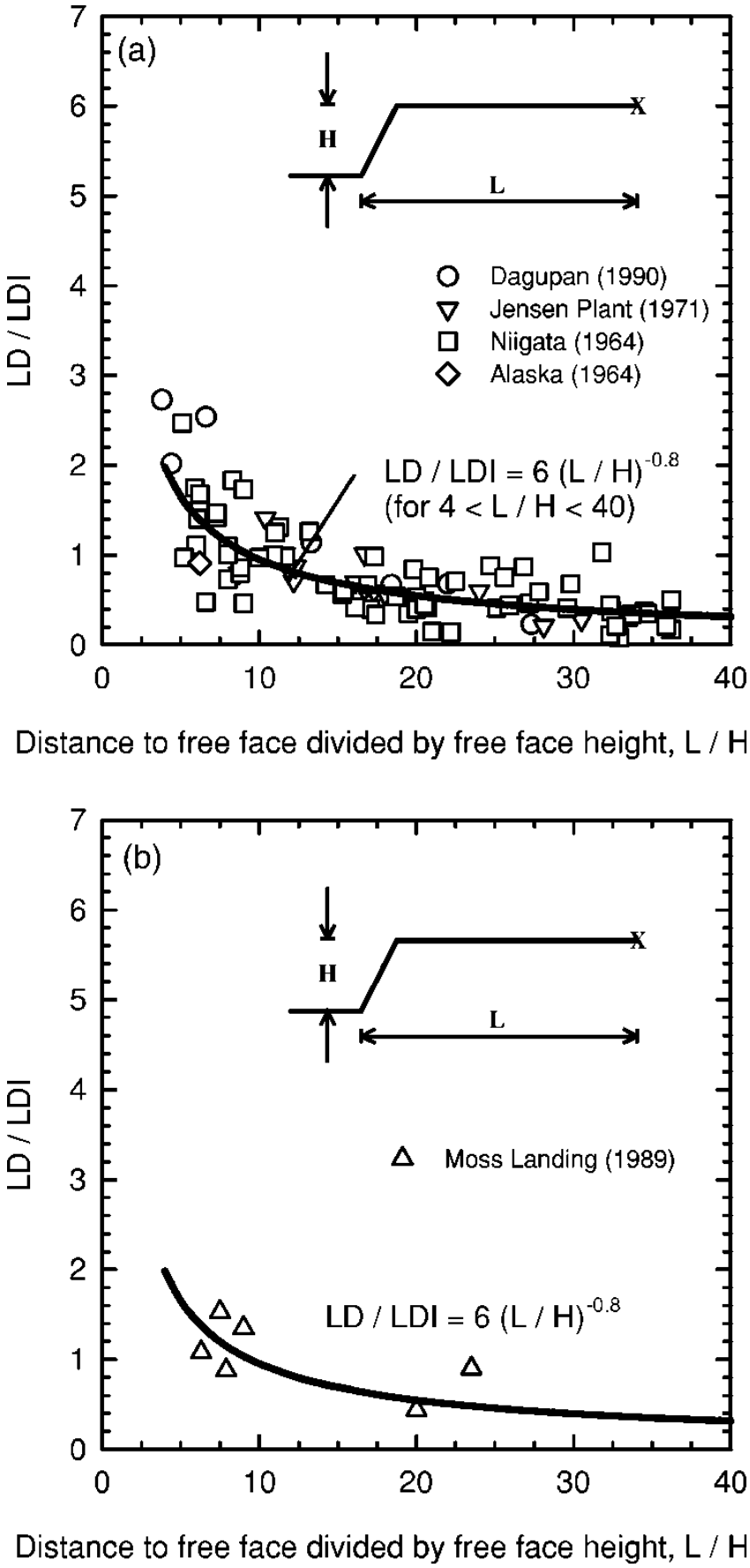
شکل 3(b) نشان می دهد که داده های سابقه ی سانفرانسیسکو ی مرتبط با زلزله ی ۱۹۰۶، به طور معقولانه ای، با اندکی پراکندگی، بر خط روندِ به دست آمده از داده های اس پی تی، منطبق می باشد. ممکن است این سازگاری نشان دهنده ی این باشد که، رابطه ی بین LD/LDI و شیب زمین، مستقل از کاربرد داده های اس پی تی یا سی پی تی می باشد و محتملاً تنها تأثیر شیب زمین بر تغییر مکان های جانبی را رصد می کند. این مطلب، دلگرم کننده است، هرچند، برای بررسی بیشتر این مشاهده، داده های سی پی تی محور بیشتری از سابقه های جدید، نیاز می باشد.

### *زمین تراز با یک سطح آزاد*

در این مطالعه، زمین با شیب کمتر از ٪۰.۱۵ به عنوان زمین تراز تعریف می شود. دو پارامتر هندسی اصلی که ویژگی های هندسی زمین تراز با یک سطح آزاد را توصیف می کنند عبارتند از، ارتفاع سطح آزاد $H$ ، که تفاوت ارتفاع بین سطح زمین تراز و پنجه ی سطح آزاد می باشد؛ و فاصله ی افقی $L$ از پنجه ی سطح آزاد (شکل تکمیلی داخل شکل ۴ را نگاه کنید). بارتلت (۱۹۹۱) از سابقه ها مشاهده نمود که تغییر مکان جانبی، با نزدیکتر شدن به سطح آزاد و با افزایش ارتفاع سطح آزاد، بزرگتر می شود. در ناحیه ی بندر کوبه در جریان زلزله ی هایگوکن نامبو ۱۹۹۵، روندی مشابه، مشاهده شد (ایشیهارا و همکاران ۱۹۹۶)، با وجود اینکه باور بر این است که، این تغییر مکان های جانبی، توسط دیوار اسکله ها، محدود شده اند. برای زمین تراز با یک سطح آزاد، پذیرفته شده است که نسبت $L/H$ ، رابطه ای بین $LD$ و $LDI$ برقرار می کند.

### موارد با داده های آزمون نفوذ استاندارد

همانگونه که در جدول ۳ فهرست شده، برای شرایط زمین تراز با یک سطح آزاد، ۴ سابقه با داده های اس پی تی در دسترس می باشد. در شکل 4(a) تمامی ۸۷ نقطه ی داده ها از ۴ سابقه ی مرتبط با ۴ زلزله ی گوناگون، ترسیم شده اند.




**شکل ۴.** نسبت تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده *LD* به شاخص تغییر مکان جانبی *LDI* بر حسب *L/H* برای سابقه هایی با زمین تراز و یک سطح آزاد: (a) داده های بر پایه ی اس پی تی و (b) داده های بر پایه ی سی پی تی

به طور عمده، داده ها در شکل 4(a) از سابقه ی نیگاتا ۱۹۶۴ می باشند، گرچه عموماً نتایج دیگر سابقه ها، روند یکسانی را دنبال می کنند. با اینکه پراکندگیِ قابل توجهی وجود دارد، شکل 4(a) روندی از کاهش *LD/LDI* با افزایش *L/H* را نشان می دهد که می تواند به گونه ی زیر توصیف شود:

$$\frac{\mathrm{LD}}{\mathrm{LDI}} = 6 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^{-0.8} \quad (\text{for } 4 < L/H < 40) \qquad (5)$$

این روند کلی، در محدوده ی زلزله ها و شرایط زمینی که در جدول ۳ فهرست شده، قابل اطلاق می باشد.

**مواردی با داده های آزمون نفوذ مخروط**

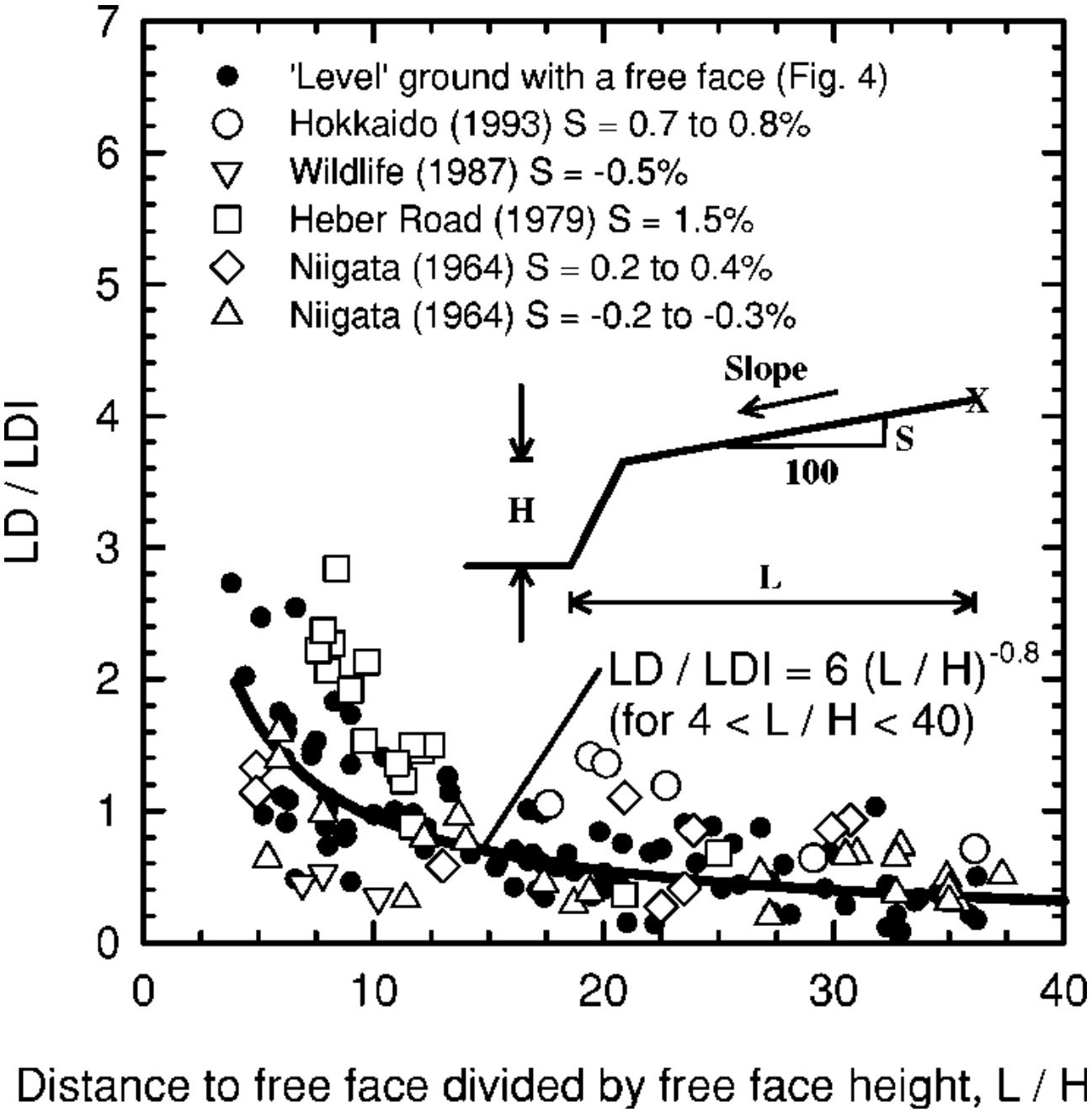
شکل 4(b) نموداری است از *LD/LDI* بر حسب *L/H* بر اساس داده های سابقه ی ماس لندینگ، که تنها مورد با داده های سی پی تی و شرایط زمین تراز با یک سطح آزاد می باشد که برای این مطالعه، واجد شرایط بود. از داده های شکل 4(b) استنباط می شود که، خطِ روند ترسیم شده بر اساس داده های اس پی تی محور، به طور معقولانه ای بر داده های سی پی تی محورِ سابقه ی ماس لندینگ، منطبق است.

نیتِ رابطه ی تجربی ۵، محاسبه ی تأثیر ارتفاع و موقعیتِ سطح آزاد، بر روی تغییر مکان جانبی می باشد. از سازگاری خوب بین داده های اس پی تی و سی پی تی محور، می توان پیشنهاد نمود که ، ممکن است رابطه ی ۵ از به کاربردن داده های اس پی تی یا سی پی تی، مستقل باشد (مشروط بر استفاده از روش ان سی ای ای آر). محتمل است که این رابطه، تنها تأثیر *H* و *L* بر روی تغییر مکان های جانبی را رصد کند. این دیدگاه ابتدایی در حال تقویت شدن می باشد، هرچند، برای ارزیابی بیشتر این دیدگاه، داده های بیشتر، به ویژه داده های سی پی تی محور از سابقه های جدید، نیاز می باشد.

***زمین کم شیب با یک سطح آزاد***

۴ مورد برای زمین کم شیب با یک سطح آزاد، در دسترس بود. برای مشخص کردن هندسه ی ساختگاه، علاوه بر ارتفاع سطح آزاد و فاصله از سطح آزاد، شیب زمین S مورد نیاز است (شکل ۵). یک شیب مثبت زمین، به سوی سطح آزاد متمایل است (مثل یک کانال) در حالی که یک شیب زمین منفی، خلاف جهتِ سطح آزاد، متمایل است.

جدول ۴، چکیده ای از پارامتر های اصلی برای این موارد، ارائه می دهد. برای ۲ مورد، نتایج اس پی تی، و برای ۲ مورد دیگر، نتایج سی پی تی، در دسترس بوده اند. از آنجائی که به نظر می رسد، رابطه ی بین *LD/LDI* و پارامتر های هندسی، از به کار بردن داده های اس پی تی یا سی پی تی محور، مستقل می باشد، برای فراهم کردن یک مجموعه ی داده های بزرگتر، موارد اس پی تی و سی پی تی، با یکدیگر ترکیب شده اند.




**شکل ۵.** نسبت تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده *(LD)* به شاخص تغییر مکان جانبی *(LDI)* بر حسب *L/H* برای سابقه هایی با زمین تراز یا کم شیب با یک سطح آزاد

شکل ۵ رابطه ی بین *LD/LDI* و *L/H* را با به کار بردن هم داده های اس پی تی و هم داده های سی پی تی محور، برای ۴ سابقه ی در دسترس، در زمین کم شیب با یک سطح آزاد، نشان می دهد. برای مقایسه با زمین تقریباً تراز و یک سطح آزاد، نقاط داده های شکل ۴ (a و b) نیز در شکل ۵ آورده شده اند.

عموماً نقاط داده های زمین کم شیب و یک سطح آزاد، در محدوده ی پراکندگیِ نتایجِ زمین تقریباً تراز با یک سطح آزاد، قرار می گیرند. به نظر می رسد که شیب منفی، *LD/LDI* را کاهش می دهد، پس نتایج (مانند مورد وایلدلایف که شیب ٪۰.۵- بود)، در طرف پائینی محدوده ی پراکندگی، قرار می گیرند. شیب های بزرگ مثبت

تمایل به بزرگ کردن *LD/LDI* دارند، پس نتایج (مانند موارد جاده ی هبر با شیب ۱.۵٪ و هوکایدو با شیب ۰.۷ تا ۰.۸٪)، در سوی بالایی محدوده ی پراکندگی، قرار می گیرند. بنابراین، به نظر می رسد که، شیب زمین بر اندازه ی تغییر مکان جانبی، تأثیر می گذارد، اگر چه در حال حاضر، داده های کافی برای اندازه گیری کمیِ این اثر، وجود ندارد. برای برآورد تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی در زمین کم شیب با شیب بزرگتر از نیم درصد، توجه و هوشیاری لازم است.

## روش پیشنهادی برای برآورد تغییر مکان جانبی، با به کار بردن داده های آزمون نفوذ استاندارد یا آزمون نفوذ مخروط

روش زیر می تواند برای برآورد تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی، به کار رود.

گام۱ : با به کاربردن هر کدام از روش های اس پی تی یا سی پی تی محورِ ان سی ای ای آر، پتانسیل روانگرایی را ارزیابی کنید.

گام۲ : با به کاربردن رابطه ی ترسیم شده در شکل ۱ و معادله ی ۳، شاخص تغییر مکان جانبی *LDI* را حساب کنید.

گام۳ : پس از دانستن شیب زمین *S* یا/ و ارتفاع سطح آزاد *H* ، و فاصله تا یک سطح آزاد *L* ، با یکی از دو رابطه ی زیر، تغییر مکان جانبی *LD* را برآورد کنید.

$$\mathrm{LD}=(S+0.2)\cdot\mathrm{LDI} \quad (\text{for } 0.2\%<S<3.5\%) \qquad (6)$$

برای زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد ؛ یا :

$$\mathrm{LD}=6\cdot(L/H)^{-0.8}\cdot\mathrm{LDI} \quad (\text{for } 4<L/H<40) \qquad (7)$$

برای زمین تراز با یک سطح آزاد.

به کاربردن این روش پیشنهادی، در محدوده ای که در جداول ۲ تا ۴ ، برای ویژگی های زلزله و شرایط زمین، فهرست شده، توصیه می شود. برای مثال، بزرگی گشتاور زلزله بین ۶.۴ و ۹.۲ ، شتاب سطح اوج بین *0.19g* و *0.6g* ، و ارتفاع سطح آزاد کمتر از ۱۸ متر باشد. سابقه های مورد استفاده برای گسترش روش پیشنهادی، به ویژه برای زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد، اغلب از دو سابقه ی ژاپنی مرتبط با زلزله های ۱۹۶۴ نیگاتا و ۱۹۸۳ نیهونکائی-چوبو بوده اند، که بیشترِ خاک روان شده، ماسه ی تمیز خالص بوده است. مقادیر پارامترهای هندسی مورد استفاده برای گسترش روش پیشنهادی، همان گونه که در معادلات ۶ و ۷ تصریح شده، در دامنه ی محدودی

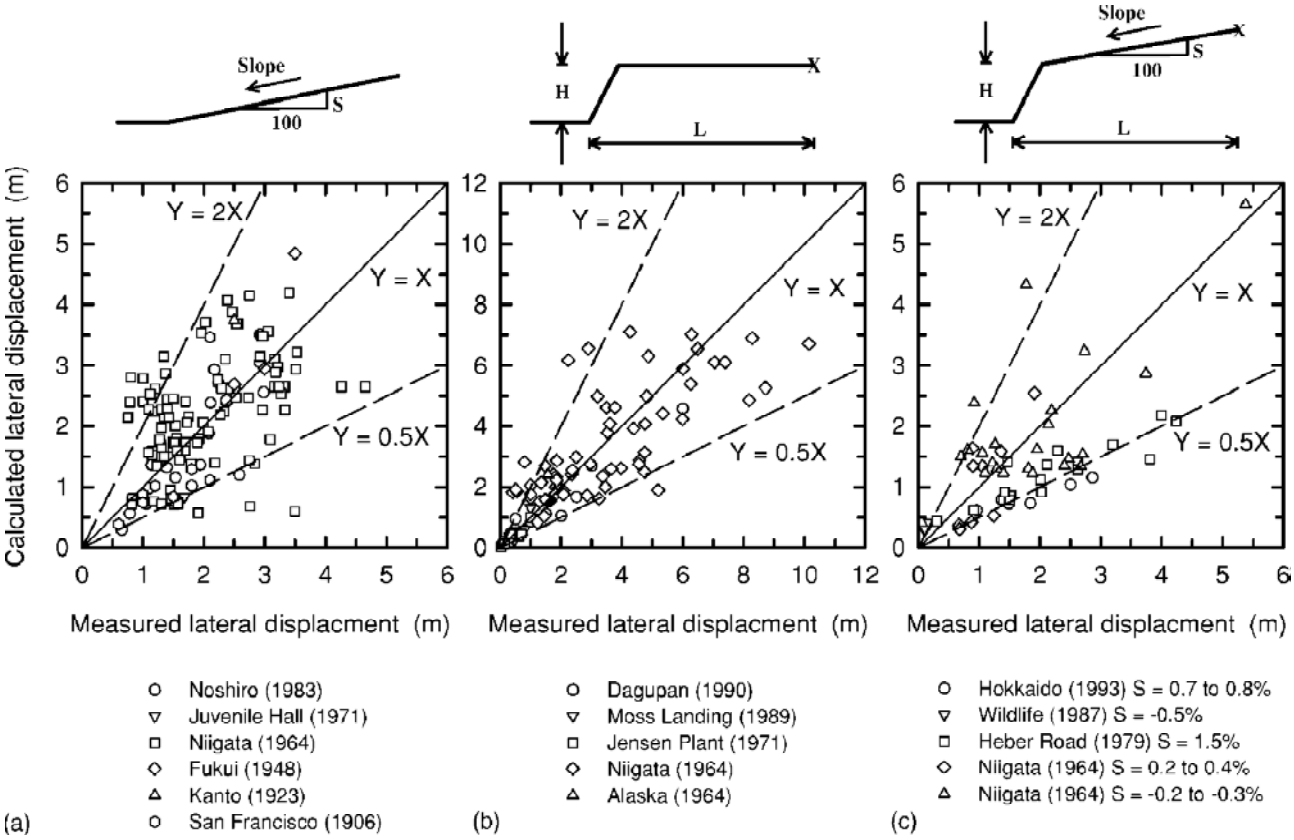
می باشند. پیشنهاد می شود، هنگامی که مقادیر پارامترهای هندسی، از محدوده ی تعیین شده فراتر می روند، از این روش استفاده نشود.

در طی تحلیل پتانسیل روانگرایی، هنگام روبرو شدن با یک ناحیه ی مهم و اساسی با خاکی با مقدار مقاومت نفوذ بسیار کم (مثلاً $(N_1)_{60cs} < 10$ یا $(q_{c1N})_{cs} < 50$ ) ، بایستی احتیاط کرد. در چنین مواردی بایستی، بررسی عمیق و سنگینِ بیشتری انجام شود، و برای ارزیابی پتانسیل گسیختگیِ روانیِ خاک، روش های دیگر باید به کار گرفته شوند، به ویژه هنگامی که تنش های برشی استاتیکی در زمین، نسبتاً بزرگ می باشند. تغییر شکل هایِ معلولِ گسیختگیِ جریانی، می تواند بسیار بزرگتر از تغییر شکل هایِ معلولِ گسترشِ جانبی باشند، که برآورد آنها از حوصله ی این مقاله، بیرون می باشد.

## بحث

### *تغییر پذیری روش پیشنهادی*

در شکل ۶، تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده از سابقه های در دسترس، با تغییر مکان جانبی محاسبه شده از روش پیشنهادی، مقایسه شده است.



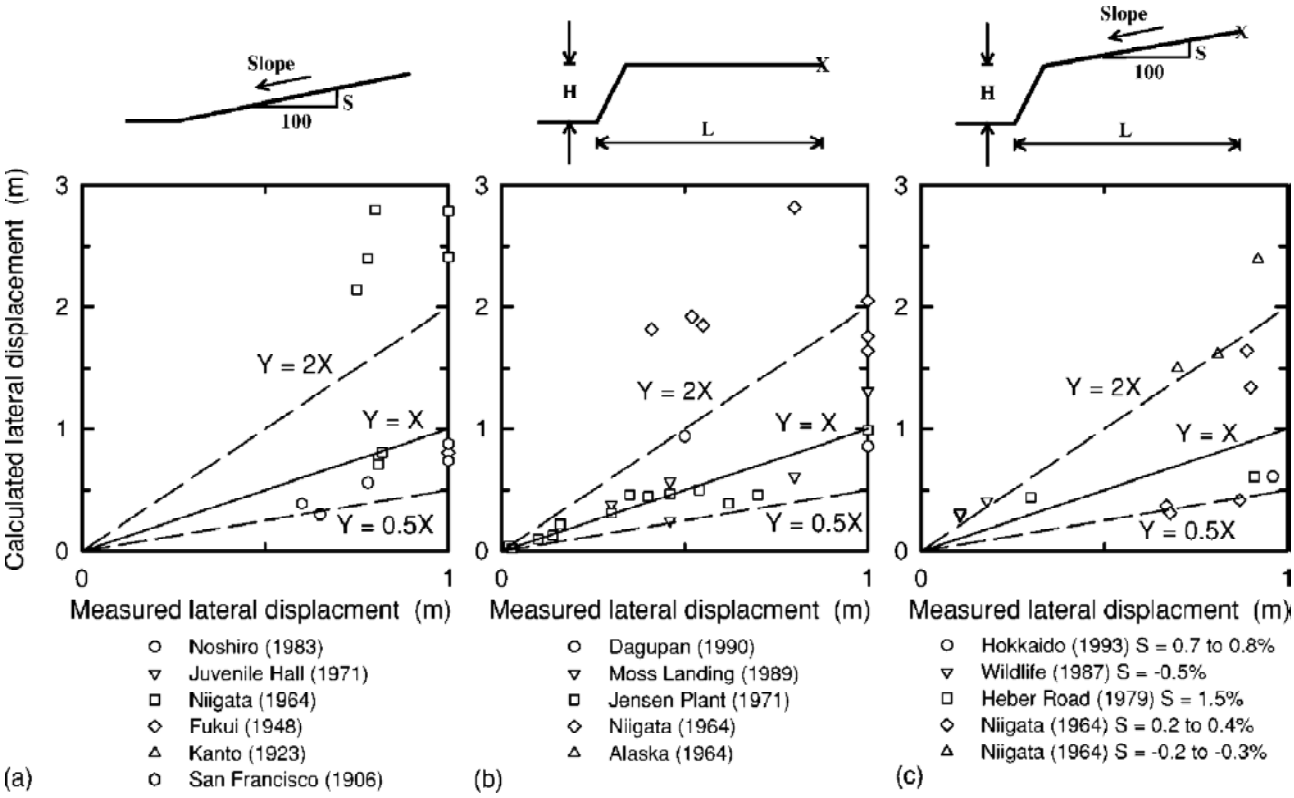

**شکل ۶.** مقایسه ی تغییر مکان جانبیِ اندازه گیری شده و محاسبه شده برای سابقه های در دسترس در: (a) زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد؛ (b) زمین تراز با یک سطح آزاد؛ و (c) زمین کم شیب با یک سطح آزاد.

به طور کلی، در حدود ۹۰ درصدِ تغییر مکان های جانبیِ محاسبه شده از روش پیشنهادی، نوسانی بین ۵۰ تا ۲۰۰ درصدِ مقادیر اندازه گیری شده، (برای سابقه های مورد مطالعه)، نشان می دهند. روش پیشنهادی می تواند تا حدود ۲ برابر، تغییر مکان جانبی روانگرایی القایی را دست کم یا دست بالا بگیرد. صحت تغییر مکان های محاسبه شده برای سابقه ی نیگاتا، اندکی کمتر از آنِ دیگر سابقه ها می باشد، به دلیلِ دقت نسبتاً پائین اندازه گیری تغییر مکان ها $(\pm 0.72\mathrm{m})$ ، و زمین نسبتاً کم شیب (۰.۲ تا ۰.۹ درصد) ؛ تغییرات توپوگرافی محل و وجود ساختمان ها، ممکن است (در زمین کم شیب)، تأثیر معنی دار تری روی تغییر مکان جانبی داشته باشند، نسبت به زمین های شیبدارتر.

در یک ساختگاه داده شده، ترکیبی از گسترش های جانبی روانگرایی القایی، و تغییرات قابل توجه در اندازه و توزیعِ تغییر مکان های جانبی، انتظار می رود. با در نظر گرفتن صلاحیت پذیرفته شده ی روش فعلی محاسبه ی نشست زمین در ماسه برای مورد ساده ی بارگذاری عمودی استاتیکی، در پروژه های با احتمال زیان وخطر کم تا متوسط، ممکن است در حال حاضر، دقت روش پیشنهادی، معقول و پذیرفتنی باشد.

### *تغییر مکان های جانبی کوچک*

در کار های عملی، اغلب علاقمندند بدانند، که آیا تغییر مکان های جانبی در یک ساختگاه، به اندازه ی کافی کوچک خواهند بود که روی یک سازه، تأثیرِ زیان آور، نگذارند؟ شکل ۷، بخش بزرگ شده ای از شکل ۶ می باشد برای نمایش بهتر تغییر پذیری روش پیشنهادی، هنگامی که تغییر مکان های جانبی اندازه گیری شده، کمتر از ۱ متر می باشند. در تمام موارد، نتیجه گیریِ قطعی برای تعیین تعداد کمِ تغییر مکان های اندازه گیری شده ی کمتر از ۱ متر، غیرممکن است، و اطلاعاتی برای زمین کم شیب با تغییر مکان های اندازه گیری شده ی کمتر از نیم متر، وجود ندارد. هرچند، صرف نظر از ۹ مشاهده ی مرتبط با نیگاتا، تغییر مکان های جانبی پیش بینی شده، عموماً در حدود ۵۰ تا ۲۰۰ درصدِ مقادیر اندازه گیری شده می باشند. بنابراین، اگر با به کاربردن روش پیشنهادی، تغییر مکان جانبی محاسبه شده ۱ متر درآمد، نمی توان نتیجه گرفت که تغییر مکان ۱ متر خواهد بود، ولی تا یک اندازه می توان انتظار داشت که بین نیم تا دو متر، نوسان کند. علاوه بر این، برای بیشتر سابقه ها، دقت معین تغییر مکان های جانبی اندازه گیری شده از $\pm 0.1$ تا $\pm 1.92m$ تغییر می کند (جداول ۲ تا ۴ را ببینید)، بنابراین، داشتن این انتظار که درجه ی دقتِ تغییر مکان های جانبی محاسبه شده، کوچکتر از $\pm 0.1m$ باشد، غیر واقع بینانه خواهد بود.




**شکل ۷.** مقایسه ی تغییر مکان های جانبی اندازه گیری شده ی کمتر از یک متر، و تغییر مکان های جانبی محاسبه شده برای سابقه های در دسترس برای: (a) زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد؛ (b) زمین تراز با یک سطح آزاد؛ و (c) زمین کم شیب با یک سطح آزاد.

### *مقایسه ی روش پیشنهادی، با روش یاود و همکاران (۲۰۰۲)*

در حال حاضر، برای برآورد تغییر مکان های جانبی روانگرایی القایی، چندین مدلِ اس پی تی محور، در دسترس می باشد (راو و مارتین ۲۰۰۰؛ یاود و همکاران ۲۰۰۲). روش تجربیِ راو و مارتین با به کار بردن داده های سابقه از یک تحلیل رگرسیون خطی چندگانه، گسترش یافت. گرچه، این روش تنها می تواند در برآورد یک مقدار میانگین از تغییر مکان های جانبی در یک گسترش جانبی بالقوه، به کار رود. مدل یاود و همکاران (۲۰۰۲)، با به کار بردن شگرد های رگرسیون خطی چندگانه و داده های سابقه شاملِ زلزله شناسی، توپوگرافی، زمین شناسی، و پارامتر های ژئوتکنیکی، گسترش یافت. اگر چه روش آنان برای استفاده بسیار ساده و سرراست می باشد، لیکن این روش کاملاً تجربی است، و بر مبنای تحلیل پتانسیل روانگرایی، بنا نشده است، و بر استفاده از میانگین مقادیرِ اس پی تی محورِ چند داده ی اولیه، تکیه کرده است.

مقایسه ی ابتدائی بین روش پیشنهادی و مدل یاود، نشان می دهد که: دقت این دو روش برای برآورد تغییر مکان های جانبی در زمین کم شیب بدون یک سطح آزاد یا زمین تراز با یک سطح آزاد برای سابقه ی نیگاتا، عموماً مشابه می باشد. پیش از آنکه بتوان یک نتیجه ی کلی گرفت، بررسی های بیشتری با به کاربردن داده هایی از سابقه های تازه (هنگامی که در دسترس باشند)، لازم است.

***مفروضات، محدودیت ها و عوامل پیچیده کننده***

برای بیشتر سابقه ها، چندین تغییر مکان با مقادیر اندازه گیری شده ی متفاوت، در هر مورد ساختگاه داده شده، جمع آوری شده است. این نقاط با هر کدام از، پارامتر های هندسی زمین محل، و یا پروفایل یا خواص خاک، به هم مربوط می باشند، و مشمول ارزیابیِ تأثیرات هندسه ی محل و پروفایل یا خواص خاک، تحت یک زلزله ی داده شده، می باشند. اگر چه ممکن است گنجایش آنها، پایگاه داده ها را به سوی ساختگاه های ویژه ی معینی، متمایل کند. تأثیر این تمایل، به گستردگی داده ها و روش تحلیل به کار برده شده برای تعیین کمی داده ها، بستگی دارد. شیوه هایی که از تحلیل رگرسیون چندگانه، استفاده می کنند، به سوئی متمایل می شوند، چون که ممکن است برخی از مشاهدات، الزاماً از نظر آماری، مستقل نباشند. شیوه ی پذیرفته شده در این مقاله عبارت است از: ترسیم تمامِ مشاهداتِ در دسترسی که، برای نمایش روند ها و تغییر پذیری داده ها، با معیار غربال گری، سازگاری دارند. در این مقاله، روابط ارائه شده برای کمی سازیِ روندِ پایگاه داده ها، بیش از به کار بردن تحلیل رگرسیون، توسط چشم، برازش شده اند.

در این روش، اندازه ی گشتاور یک زلزله $M_{\mathrm{w}}$ و شتاب سطح اوج $\boldsymbol{a}_{\mathbf{max}}$ در یک ساختگاه داده شده، برای توصیف اندازه ی زلزله و شدت جنبش زمین، به کار رفته اند. باور بر این است که دیگر ویژگی های زلزله (نظیر مدت جنبش های قوی، و فاصله تا منبع انرژی لرزه ای یا تا گسیختگی گسل)، به طور ذاتی با $M_{\mathrm{w}}$ و $\boldsymbol{a}_{\mathbf{max}}$ همبسته می باشند. عموماً، مقادیر بزرگترِ $M_{\mathrm{w}}$ و $\boldsymbol{a}_{\mathbf{max}}$ به مقادیر کوچکتر FS و نواحی خاک روان شده ی ضخیم تر، منتج می شوند، همچنین به مقادیر بزرگتر *LDI* ، منجر می شوند. به طور تلویحی فرض می شود که، تأثیرات ویژگی های زلزله بر روی تغییر مکان های گسترش یابنده ی جانبی، می تواند توسط تأثیرات آن بر روی FS و ضخامت خاک روان شده یا LDI ، کمی سازی شود. بر اساس داده های موجود، این فرض، هنگامی قابل دفاع است که، از داده های سابقه ی نشان داده شده در شکل های ۳ و ۴، برای زلزله های مختلف با محدوده ای وسیع از ویژگی ها ($M_{\mathrm{w}}$ از ۶.۴ تا ۷.۷ و $\boldsymbol{a}_{\mathbf{max}}$ از ***0.19g*** تا ***0.55g*** )، روند های غیر جهتدار، شناسایی شوند. گرچه با وجود تعدادی محدود از موارد موجود، هنگامی که داده های بیشتری به دست آمد، ارزیابی بیشتر تأثیرات ویژگی های زلزله، ضروری است.

همچنین در این مقاله فرض شده است که تأثیر محتویات ذرات ریز خاک بر روی گسترش جانبی، مشابه تأثیر آن روی آزاد سازی روانگرایی می باشد. بر اساس داده های موجودِ نشان داده شده در اشکال ۳ و ۴، هیچ روند قابل تشخیصی بین محتویات ذرات و گسترش جانبی مشاهده نشد. هنگامی که در آینده داده های تازه ای به دست آمدند، برای بررسی بیشتر این فرض، پژوهش های جدیدی با آن داده ها لازم خواهد بود.

روش پیشنهادی، با به کار بردن داده های محدودی از سوابق در دسترس، گسترش یافت، و همینطور، تنها برای زلزله ها و شرایط زمین مشابه، قابل کاربرد می باشد. داده های سی پی تیِ درجا، تنها برای ۵ مورد از تمام سوابق

موردِ مطالعه در این مقاله، در دسترس بودند. بنابراین برای سنجیدن روش پیشنهادی، سوابق بیشتری، به ویژه داده های سی پی تی، نیاز می باشد. علاوه بر این، روش پیشنهادی، بر اساس داده هایی با دامنه ی محدود، گسترش یافته است. برای به روز کردن روش پیشنهادی، داده های بیشتری از سابقه های جدید، نیاز می باشد.

همچنین ممکن است چندین عامل شامل: مرز ها و توزیع سه بعدی لایه های روان شده، باز توزیع و زهکشیِ فشار های منفذی اضافی در یک گسترش جانبی، و جدا سازیِ شتابِ معلولِ روانگراییِ لایه های در زیر قرار گرفته ی خاک، بر روی تغییر مکان های جانبی روانگرایی القایی، تأثیر گذارند (زنگ ۲۰۰۱). هرچند اینها در روش پیشنهادی، کمی سازی نشده اند، و نیاز است که بر اساس مورد به مورد، بررسی شوند.

## نتایج

روشی برای برآورد تغییر مکان های گسترش جانبی روانگرایی القایی، ارائه شد. روش پیشنهادی هم از داده های اس پی تی و هم سی پی تی، استفاده می کند و نتایج آزمون های آزمایشگاهی را با داده های سابقه از زلزله های گذشته، ترکیب می کند. این روش، سازوکارِ گسترش جانبی روانگرایی القایی را رصد می کند، و عوامل اصلی کنترل کننده ی تغییر مکان های جانبی را مشخص می کند. کاربرد روش پیشنهادی کاملاً ساده است و می توان آن را تنها با چند محاسبه ی اضافی به دنبالِ تحلیل پتانسیل روانگراییِ اس پی تی یا سی پی تی محور، به کاربرد. ممکن است روش پیشنهادی برای برآورد اندازه ی تغییر مکان های جانبی مرتبط با گسترش جانبی روانگرایی القایی، در زمین کم شیب (یا تراز) با یا بدون یک سطح آزاد، برای پروژه هایی با احتمال خطرِ کم تا متوسط، یا برای برآوردی ابتدایی برای پروژه هایی با احتمال خطر بیشتر، مناسب باشد.

با توجه به پیچیدگی گسترش های جانبی روانگرایی القایی، اختلافات قابل توجهی در اندازه و توزیع تغییر مکان جانبی، مورد انتظار می باشد. برای سوابق در دسترس، عموماً تغییر مکان جانبی محاسبه شده توسط روش پیشنهادی، اختلافی بین ۵۰ تا ۲۰۰ درصد را با مقادیر اندازه گیری شده، نشان داده است. برای بیشتر سوابق، دقت تغییر مکان جانبی اندازه گیری شده در حدود $\pm 0.1$ تا $\pm 1.92\text{m}$ می باشد. بنابراین این انتظار که، دقت تغییر مکان های جانبی برآورد شده در محدوده ی $\pm 0.1$ متر باشد، غیر واقعبینانه خواهد بود. تنها با گذشت زمان و پیدا شدن سوابق در دسترس بیشتر، می توان قابلیت اطمینان روش پیشنهادی را به طور کامل ارزیابی کرد.

روش پیشنهادی با به کار بردن داده های سابقه هایی، با دامنه های محدودِ پارامتر های زلزله، ویژگی های خاک، و پارامتر های هندسی، گسترش یافت. بنابراین، استفاده از این روش برای مقادیر پارامتر های ورودیِ فراتر از حدود مشخص شده، توصیه نمی شود. همیشه بایستی قضاوت مهندسی و احتیاط در به کار بستن روش پیشنهادی و تفسیر نتایج آن، اعمال شود. برای ارزیابی بیشتر و به روز کردن روش پیشنهادی، داده های جدید اضافی نیاز می باشد.

## سپاسگزاری

این پژوهش توسط انجمن پژوهش های مهندسی و علوم طبیعی کانادا (ان اس ای آر سی)، تأمین مالی شد. همچنین توسط دانشگاه آلبرتا برای اولین نویسنده به خاطر اف اس چیا پی اچ دی، و توسط کمک هزینه ی تحصیلیِ شرکت پژوهشی معدن زغال سنگ، پشتیبانی مالی تدارک دیده شد. پایگاه داده های گسترش جانبی، توسط دکتر اس اف بارلت، گردآوری شد و سپس، توسط دکتر تی ال یاود از دانشگاه بریهام یانگ، بر روی شبکه ی ارتباطی جهانی، منتشر شد، تا پژوهشگران بتوانند این منابع بسیار ارزشمند از داده های سابقه را دانلود کنند.

## پیوست. رابطه ی بین کرنش برشی چرخه ای بیشینه، و ضریب اطمینان

بیان ریاضی برای منحنی ها در شکل ۱ عبارت است از:

$$\text{if } D_r = 90\%, \quad \gamma_{max} = 3.26(FS)^{-1.80} \quad \text{for } 0.7 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (8)$$

$$\text{if } D_r = 90\%, \quad \gamma_{max} = 6.2 \quad \text{for } FS \leqslant 0.7 \qquad (9)$$

$$\text{if } D_r = 80\%, \quad \gamma_{max} = 3.22 \cdot (FS)^{-2.08} \quad \text{for } 0.56 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (10)$$

$$\text{if } D_r = 80\%, \quad \gamma_{max} = 10 \quad \text{for } FS \leqslant 0.56 \qquad (11)$$

$$\text{if } D_r = 70\%, \quad \gamma_{max} = 3.20 \cdot (FS)^{-2.89} \quad \text{for } 0.59 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (12)$$

$$\text{if } D_r = 70\%, \quad \gamma_{max} = 14.5 \quad \text{for } FS \leqslant 0.59 \qquad (13)$$

$$\text{if } D_r = 60\%, \quad \gamma_{max} = 3.58 \cdot (FS)^{-4.42} \quad \text{for } 0.66 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (14)$$

$$\text{if } D_r = 60\%, \quad \gamma_{max} = 22.7 \quad \text{for } FS \leqslant 0.66 \qquad (15)$$

$$\text{if } D_r = 50\%, \quad \gamma_{max} = 4.22 \cdot (FS)^{-6.39} \quad \text{for } 0.72 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (16)$$

$$\text{if } D_r = 50\%, \quad \gamma_{max} = 34.1 \quad \text{for } FS \leqslant 0.72 \qquad (17)$$

$$\text{if } D_r = 40\%, \quad \gamma_{max} = 3.31 \cdot (FS)^{-7.97} \quad \text{for } 1.0 \leqslant FS \leqslant 2.0 \qquad (18)$$

$$\text{if } D_r = 40\%, \quad \gamma_{max} = 250 \cdot (1.0 - FS) + 3.5 \quad \text{for } 0.81 \leqslant FS \leqslant 1.0 \tag{19}$$

$$\text{if } D_r = 40\%, \quad \gamma_{max} = 51.2 \quad \text{for } FS \leqslant 0.81 \tag{20}$$

## نمایش

نماد های زیر در این مقاله به کار رفته اند:

$a_{\mathbf{max}}$: شتاب سطح اوج

$D_{\mathbf{r}}$ : دانسیته ی نسبی یک ماسه ی تمیز به صورت درصد

FS: ضریب اطمینان در برابر روانگرایی

$H$: ارتفاع سطح آزاد

$I_c$: شاخص نوع رفتار خاک

$L$: فاصله ی افقی از پنجه ی یک سطح آزاد

LD: تغییر مکان جانبی واقعی

LDI : شاخص تغییر مکان جانبی

$M_W$ : اندازه ی گشتاور زلزله

$(N_1)_{60}$ : عدد SPT $N$ ی نرمالیزه شده ی تصحیح شده

$(N_1)_{60cs}$ : عدد SPT $N$ ی نرمالیزه شده ی معادل ماسه ی تمیز

$q_c$ : مقاومت نوک CPT

$q_{c1N}$ : مقاومت نوک CPT نرمالیزه شده ی تصحیح شده

$(q_{c1N})_{\mathbf{cs}}$ : مقاومت نفوذ CPT نرمالیزه شده ی معادلِ ماسه ی تمیز

$R_f$ : نسبت اصطکاک غلاف CPT

$S$ : شیب زمین

$Z_{max}$ : عمق بیشینه ی لایه های دارای پتانسیل روانگرایی با ضریب اطمینان محاسباتی کمتر از ۲ در یک ساختگاه مورد مطالعه

$Z$ : ژرفای زیر سطح زمین

$\gamma_{max}$ : دامنه ی بیشینه ی کرنش برشی چرخه ای

## مراجع و مآخذ


Abdoun, T. H. (1997). "Modeling of seismically induced lateral spreading of multi-layered soil and its effect on pile foundations." PhD thesis, the Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.

Bardet, J. P., Tobita, T., Mace, N., and Hu, J. (2002). "Regional modeling of liquefaction-induced ground deformation." *Earthquake Spectra,* 18(1), 19–46.

Bartlett, S. F. (1991). "Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads." PhD thesis, Brigham Young Univ., Provo, Utah.

Bartlett, S. F., and Youd, T. L. (1995). "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread." *J. Geotech. Eng.,* 121(4), 316–329.

Bennett, M. J. (1989). "Liquefaction analysis of the 1971 ground failure at the San Fernando Valley Juvenile Hall, California." *Bull. Assoc. Eng. Geologists,* XXVI(2), 209–226.

Bennett, M. J., McLaughlin, P. V., Sarmiento, J. S., and Youd, T. L. (1984). "Geotechnical investigation of liquefaction sites, Imperial Valley, California." *Open-File Rep. 84-252*, U.S. Geological Survey, Menlo Park, Calif., 103.

Bennett, M. J., Youd, T. L., Harp, E. L., and Wieczorek, G. F. (1981). "Subsurface investigation of liquefaction, Imperial Valley Earthquake, California, October 15, 1979." *Open-File Rep. 81-502*, U.S. Geological Survey, Menlo Park, Calif., 83.

Boulanger, R. W., Idriss, I. M., and Mejia, L. H. (1995). "Investigation and evaluation of liquefaction related ground displacements at Moss Landing during the 1989 Loma Prieta earthquake." *Rep. No. UCD/CGM-95/02*, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Univ. of California at Davis, Davis, Calif.

Boulanger, R. W., Mejia, L. H., and Idriss, I. M. (1997). "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.,* 123(5), 453–467.

Dobry, R., Baziar, M. H., O'Rourke, T. D., Roth, B. L., and Youd, T. L. (1992). "Liquefaction and ground failure in the Imperial Valley, Southern California, during the 1979, 1981 and 1987 earthquakes. Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance during Past Earthquakes, Vol. 2." *Technical Rep. NCEER-92-0002*, 4-1–4-84.

Elgamal, A., Dobry, R., Parra, E., and Yang, Z. (1998). "Soil dilation and shear deformations during liquefaction." *Proc., Fourth Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, 1238–1259.

Hamada, M. (1992a). "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake. Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquake, Vol. 1." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., 3-1–3-123.

Hamada, M. (1992b). "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1983 Nihonkai-Chubu earthquake. Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquake, Vol. 1." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., 4-1–4-85.

Hamada, M., and O'Rourke, T. D. (1992). "Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes. Volume 1, Japanese Case Studies." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Hamada, M., Wakamatsu, K., and Yasuda, S. (1992a). "Liquefaction-induced ground deformation during the 1923 Kanto earthquake. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, Vol. 1." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K. (1986). *Study on liquefaction induced permanent ground displacements*, Association for the Department of Earthquake Prediction in Japan, Tokyo, 87.

Hamada, M., Yasuda, S., and Wakamatsu, K. (1992b). "Large ground deformations and their effects on lifelines: 1948 Fukui earthquake. Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Vol. 1." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Holzer, T. L., Youd, T. L., and Bennett, M. J. (1989). "In situ measurement of pore pressure build up during liquefaction." *Proc., 20th Joint Meeting of the U.S.—Japan Cooperative Program in the National Resources*, Panel on Wind and Seismic Effects, U.S. Department of Commerce.

Ishihara, K., Acacio, A., and Towhata, I. (1993). "Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake." *Soils Found.*, 33(1), 133–154.

Ishihara, K., Yoshida, K., and Kato, M. (1996). "Ground deformation characteristics caused by lateral spreading during the 1995 Hanshin-Awaji Earthquake." *Proc., 6th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep. NCEER-96-0012*, 221–242.

Ishihara, K., and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes." *Soils Found.*, 32(1), 173–188.

Isoyama, R. (1994). "Liquefaction-induced ground failures and displacements along the Shiribeshi-toshibetsu River caused by the 1993 Hokkaido-nansei-oki earthquake." *Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Snowbird, Utah, Technical Rep. NCEER-94-0026.*

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils." *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, 57–153.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1991). "Relative density, SPT and CPT interrelations." *Proc., 1st Int. Symp. on Calibration Chamber Testing*, ISCCCT1, Potsdam, N.Y., 197–211.

Mejia, M. J. (1998). "Liquefaction at Moss Landing. The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989—Liquefaction." *U.S. Geological Survey Professional Paper 1551-B*, B129–B150.

Meyerhof, G. G. (1957). "Discussion on research on determining the density of sands." *Proc., 4th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 3, 110.

McCulloch, D. S., and Bonilla, M. G. (1970). "Effects of the earthquake of March 27, 1964, on the Alaska railroad." *U.S. Geological Survey Professional Paper 545-D.*

Nagase, H., and Ishihara, K. (1988). "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes." *Soils Found.*, 28(1), 65–76.

National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). (1997). *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, T. L. Yound and I. M. Idriss, eds., *Technical Rep. NCEER-97-0022*, Salt Lake City.

Norton, W. E. (1983). "In situ determination of liquefaction potential using the PQS probe." *Technical Rep. GL-83-15*, Geotechnical Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

O'Rourke, T. D., Beaujon, P. A., and Scawthorn, C. R. (1992a). "Large ground deformations and their effects on lifeline facilities: 1906 San Francisco earthquake. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, Vol. 2." *Technical Rep. NCEER-92-0002*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

O'Rourke, T. D., and Pease, J. W. (1992). "Large ground deformations and their effects on lifeline facilities: 1989 Loma Prieta Earthquake. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, Vol. 2: United States case studies." *Technical Rep. NCEER-92-0002*, 5-1–5-79.

O'Rourke, T. D., Roth, B. L., and Hamada, M. (1992b). "Large ground deformations and their effects on lifeline facilities: 1971 San Fernando earthquake. Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, Vol. 2." *Technical Rep. NCEER-92-0002*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Pease, J. W., and O'Rourke, T. D. (1993). "Liquefaction hazards in the Mission District and South of Market areas, San Francisco, California. Liquefaction and ground failure in San Francisco: Site investigation, modeling, and hazard assessment for the urban environment." Grant No. 14-08-0001-G2128, Cornell Univ., Ithaca, N.Y.

Pease, J. W., and O'Rourke, T. D. (1998). "Liquefaction hazards in the Mission District and South of Market area, San Francisco. The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989—Liquefaction." *U.S. Geological Survey Professional Paper 1551-B*, B25–B60.

Rauch, A. F. (1997). "EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes." PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State Univ., Blacksburg, Va.

Rauch, A. F., and Martin, J. R., II. (2000). "EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(4), 360–371.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT." *Can. Geotech. J.*, 35(3), 442–459.

Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., and Saya, Y. (1991). "Shake table tests on lateral ground flow induced by soil liquefaction." *Proc., 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, San Francisco, CA*, T. D. O'Rourke and M. Hamada, eds., National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY-Buffalo, Buffalo, N.Y., 371–385.

Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes." *J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 105(2), 201–255.

Skempton, A. K. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation." *Geotechnique*, 36(3), 425–447.

Taboada-Urtuzuastegui, V. M., and Dobry, R. (1998). "Centrifuge modeling of earthquake-induced lateral spreading in sand." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124(12), 1195–1206.

Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., and Shibuya, S. (1990). "Method of evaluating liquefaction potential and its application." *Rep. on Seismic hazards in the soil deposits in urban areas*, Ministry of Education of Japan, 75–109 (in Japanese).

Tokimatsu, K., Kojima, H., Kuwayama, S., Abe, A., and Midorikawa, S. (1994). "Liquefaction-induced damage to buildings in 1990 Luzon earthquake." *J. Geotech. Eng.*, 120(2), 290–307.

Wakamatsu, K., Yoshida, N., Suzuki, N., and Tazoh, T. (1992). "Liquefaction-induced large ground deformations and their effects on lifelines during the 1990 Luzon, Philippines earthquake. Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Vol. 1." *Technical Rep. NCEER-92-0001*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H., and Uchida, Y. (1992). "The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction." *Soils Found.*, 32(1), 149–160.

Youd, T. L., et al. (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(10), 817–833.

Youd, T. L., and Bartlett, S. F. (1988). "US case histories of liquefaction-induced ground displacement." *1st Japan-United States Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities*, Tokyo, 22–31.

Youd, T. L., and Bennett, M. J. (1983). "Liquefaction sites, Imperial Valley, California." *J. Geotech. Eng.*, 109(3), 440–457.

Youd, T. L., Hansen, C. M., and Bartlett, S. F. (2002). "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(12), 1007–1017.

Youd, T. L., and Hoose, S. N. (1976). "Liquefaction during 1906 San Francisco Earthquake." *J. Geotech. Eng.*, 102(5), 425–439.

Youd, T. L., and Hoose, S. N. (1978). "Historic ground failures in Northern California triggered by earthquakes." *U.S. Geological Survey Professional paper 993*, U.S. Geological Survey.

Zhang, G. (2001). "Estimation of liquefaction-induced ground deformations by CPT&SPT-based approaches." PhD thesis, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada.