بررسی نارسائی‌های تحلیل‌های ظرفیت باربری

محمود وفائیان

دانشگاه صنعتی اصفهان ـ دانشکده عمران

مقدمه

بررسی ظرفیت باربری زمین زیر پی یکی از مسایل اصولی در مهندسی پی می‌باشد و به دلیل اهمیت آن، از آغاز شکل گرفتن مبحث مکانیک خاک مورد توجه محققین و مهندسین قرار گرفته است، ولی با وجود کوشش های ممتد در این زمینه، امروزه هنوز یک تحلیل جامع و دقیق برای این موضوع تدوین نشده است بطوریکه حتی اگر تردیدی در مورد درستی داخلی تحلیل های موجود به لحاظ تعادل نیروها و سازگاری بین آنها نداشته باشیم (که معمولا" اینطور نیست) باز به یک سری تعدیل ها و تصحیح‌ها نیازمندیم که برحسب مورد، باید آنها را در گوشه و کنار نتیجه ریاضی تحلیل دخالت دهیم تا آن را بطه ریاضی را در هر موردی به نتایج تجربی نزدیک سازیم. اینکه این تصحیح‌ها بر چه مبنائی است و معیار آنها چیست پاسخ اینست که صرفا "مبتنی بر تجربه است و به علت گوناگونی ارقام و معیارهای پیشنهادی، همین مساله خود مزید بر علت میگردد.

در این مقاله با یک نگاه اجمالی نارسائی‌ها و ناهم‌آهنگی‌های کلی موجود در تحلیل ها (و یا در نوع تحلیل) به بحث گذارده می‌شود. شاید تذکر این نکته لازم باشد که چگونه با وجود همه نارسائی‌های قابل توجه تاکنون عملا" مشکلات اجرائی خاصی در این زمینه پیش نیامده است. البته "عدم بروز مشکلات" را نمی‌توان به حساب دقیق بودن تمام تئوری‌ها و تصحیح‌های آنها نهاد، بلکه باید توجه نمود که اولا" اطمینان طراح و مهندسان صرفا "متکی به روشهای تحلیلی نیست و معمولا" بر تجربه و آزمایش (اعم از مستقیم یا غیرمستقیم) استوار است، ثانیا" ضریب اطمینان معمول در این قبیل مسایل نسبتا "بالا گرفته میشود، و ثالثا "نتایج کمی تحلیل ترزاگی عمدتا "تقریبی در جهت اطمینان

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

دارد وبه عبارت دیگر هرچند ممکنست یک تئوری در تمام شرایط دقیق نباشد اما اگر نتیجه حاصل از آن، ظرفیت باربری را کمتر از آنچه هست نشان دهد اتکاء به آن تحلیل موجب خسارت نمی‌گردد. بنابراین طرح این مساله در اینجا به علت جنبه اجرائی آن نیست بلکه بیشتر از جنبه پژوهشی آنست، هرچند اهمیت یک پژوهش به علت نتایج اجرائی آن خواهد بود.

تئوری‌های موجود

تقریبا "تمامی تئوری‌های موجود در زمینه مورد بحث براساس حل تعادل حدی استوار است، یعنی تعادل نیروها و گشتاورهای مقاوم و مخرب را درست در لحظه برش یافتن خاک در نظر گرفته و میتنی بر یک سطح گسیختگی تصوری یا واقعی بارنهائی را حساب می‌کنند. این روش تحلیل در ابتدا توسط Prandtl (۱۹۲۰) برای یک محیط بی‌وزن وصلب که به مرحله خمیری رسیده وبصورت دفعی گسیخته می‌شود پیشنهاد شده ودر شرایط تغییرشکل دوبعدی (Plane strain) در محیطی که زیر یک بارگذاری طویل نواری قرار گرفته، مساله حل شده است. در این راه حل منطقه‌های در تعادل خمیری چنانکه در شکل ۱ـ الف دیده می‌شود بطور متقارن در طرفین پاشنه بارگذاری توسعه یافته است. این فرم عمومی منطقه‌های گسیخته شده در تجربه هم قابل مشاهده است. ظرفیت باربری این محیط در زیر بار محوری قائم، مقدار نیروئی است که می‌تواند این سطوح گسیختگی را بوجود آورد.

ترزاگی (Terzaghi ـ ۱۹۴۳) همین قضیه را گسترده‌تر بررسی نموده وبا منظور نمودن وزن ذاتی خاک تعمیم داده ورابطه ظرفیت باربری را برای شرایط ذکرشده چنین ارائه می‌دهد:

$$q_{ult} = CN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma + \gamma_f D_f N_q \qquad (1)$$

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

این رابطه که برای شرایط تغییرشکل دوبعدی‌است وظرفیت باربری زمینی‌با سطح‌افقی‌را درزیریک پی‌نواری طویل به‌عرض B نشان میدهد، اساس تمام‌آنالیزهائی‌است که بعدا "ارائه‌شده ونیزاساس تعیین ظرفیت باربری خاک درزیرپی‌های غیرازنواری (مستطیل ،مربعی‌و دایره‌ای)ونیزمبنای محاسبه‌ظرفیت باربری‌پی‌درزیربارهای‌نامحوری ومایل ،ویازمینی‌که‌سطح‌آن افقی‌نباشدوهمچنین برای پی‌های‌عمیق درنظرگرفته‌شده‌است .آنچه‌که‌درهرموردخاص تفاوت رابطه اصلی (۱) رابا روابط مشتق ازآن نشان‌میدهد ،ضرایبی‌تجربی‌است که برحسب شرایط مساله دریکی‌یا درتمامی‌جمله های‌عبارت فوق ضرب می‌شود .به منظورعمومیت دادن به رابطه بالا ،هانسن (Hansen ۱۹۷۰–) رابطه‌عمومی‌ذیل راپیشنهادمی‌کندتا بتواندتاءثیروضعیت های خاص رادررابطه‌اصلی‌دخالت داده‌باشد :

$$q_{ult} = CN_c i_c s_c d_c b_c g_c + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma i_\gamma s_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma + \gamma_f D_f N_q i_q s_q d_q b_q g_q$$

دردورابطه‌فوق ، N_c ، N_γ ، N_q ضرایب اصلی‌ظرفیت باربری وصرفا "تابع ϕ می‌باشندکه‌نمونه‌ای‌ازمقادیرآنها مربوط به‌تحلیل ترزاگی (برای شرایط رابطه ۱)درشکل (ب) نشان داده‌شده‌است ، c چسبندگی، γ وزن واحدخاک زیرپی، γ_f وزن واحدخاک روبار، D_f ضخامت خاک روبار (یعنی‌عمق پی)، q_{ult} ظرفیت باربری خاک زیر پی ، و i ، s ، d ، b ، و g ضرایب فرعی‌است که‌به‌ترتیب تاءثیر میل بار ،شکل پی ،عمق پی ،شیب سطح‌خاک ،وشیب لایه روبار را درظرفیت باربری نشان می‌دهند.

به‌علت اینکه هیچیک ازروابط پیشنهادی‌بصورت یک فرمول کلی‌فراگیرودقیق ارائه‌نشده‌است وحتی‌رابطه اصلی‌ترزاگی‌نیز جوابگوی همه مسایل نبود ،پژوهشگران متعددی‌ازآن زمان تاکنون دراین زمینه مطالعه وتجربه نموده‌اندوبدون تغییردرفرم اصلی رابطه (۱) ،مقادیرمتنوع ومتفاوتی‌رابرای ضرایب اصلی‌ونیزبرای

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

ضرایب فرعی پیشنهاد نموده و یا روشهای گوناگونی برای تصحیح و تعدیل و توجیه مقدار محاسبه شده ارائه داده اند. به عنوان نمونه اسامی برخی از این محققین را می‌توان در لیست مآخذ انتهای مقاله ملاحظه نمود.

بحث در مورد نارسی‌ها

آنچه در اینجا نارسائی ذکر می‌شود کوتاه بودن محدوده کاربرد یک تئوری نیست بلکه تفاوتهائی است که بین نتایج تجربی و ارقام حاصل از تئوری پدیدار می‌گردد و دامنه این تفاوت‌ها از محدوده تقریب و خطا گسترده تر می‌باشد، وچون در دقت تجربیات اطمینان کافی وجود دارد می‌توان معیار سنجش را تجربه قرار داد.

چنانکه اشاره شد اساس تئوریهای ظرفیت باربری میتنی بر تئوری تراز اگی است که مساله را برای شرایط تغییر شکل دوبعدی یک محیط همگن وزین در زیر یک پی نواری طویل سطحی (یا کم عمق) و با بار محوری قائم بررسی نموده و با فرض پدید آمدن گسیختگی کلی (یعنی ممتد تا سطح آزاد خاک) و متقارن، رابطه نهائی آنرا تعیین نموده است. تقریبا" عمده نارسائی‌ها (که بعضی مربوط به تمام تئوری‌ها و بعضی خاص پاره‌ای فرضیات و تصحیح‌ها می‌باشد) ذیلا" ارائه می‌گردد:

۱ــ تعمیم آنالیزی که در مورد ظرفیت باربری ذکر گردید برای وضعیتی که گسیختگی کلی روی نمی‌دهد و اصطلاحا "گسیختگی موضعی در خاک پیش می‌آید و یا در مورد پی‌های خیلی عمیق (یعنی شمع‌ها) که نوع گسیختگی در آنها به غیر از کلی و موضعی است با یک روش تقریبی صورت می‌گیرد، بطوریکه در مورد خاکهای سست و فشار پذیر (اصطلاح سست برای خاکهای اصطکاکی کم تر اکم و اصطلاح فشار پذیر برای خاکهای رسی با تحکیم معمولی) که در آنها فقط گسیختگی موضعی اتفاق می‌افتد پیشنهاد تراز اگی اینست که ضریب اصطکاک داخلی و چسبندگی هرکدام در ضریب $\frac{2}{3}$ ضرب شود و آنگاه از رابطه اصلی استفاده گردد. این ضریب که عددی ثابت است نه تنها

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

بنیان استدلالی ندارد بلکه محدوده کاربرد آن مشخص نیست زیرا اصطلاح سست بودن در برابر متراکم بودن وضعیتی نسبی را بیان میدارد که هرچند با کمیتی چون دانسیته نسبی، مرزی را بین این دو وضعیت مشخص می‌کنند ولی از آنجا که تبدیل این دو وضعیت بیکدیگر بطور طبیعی تدریجی است، از اینرو مقادیر قراردادی ثابت چون یک ضریب ثابت $\frac{2}{3}$ با واقعیت تدریجی بودن هماهنگ نیست و به منظور دقت بیشتر لازمست ضریبی متغیر که متناسب با دانسیته نسبی است بکار برده شود. از طرفی چون تئوری اصلی مپتنی بر تعادل نیروهای مقاوم و مخرب (یا گشتاورهای آنها) در منطقه هایی برش یافته ای است که به سطح خاک می‌رسد، در وضعیتی که چنین منطقه هائی تشکیل نمی‌شود (در گسیختگی موضعی که ذکر شد) آنگاه ارتباط منطقی و تحلیلی حالت گسیختگی کلی با حالت موضعی روشن نیست تا بتوان رابطه مربوط به یکی را به دیگری تبدیل نمود.

درهمین زمینه، پیدایش گسیختگی کلی (متناظر با شرایط رابطه ترزاگی) و گسیختگی موضعی (متناظر با وضعیت سست) و گسیختگی غیر از این دو، که به خرد شدن تعبیر می‌شود (متناظر با پی‌های خیلی عمیق) بستگی به دانسیته نسبی خاک و عمق پی دارد، بطوریکه هردوی این کمیت‌ها در چگونگی عکس العمل خاک دخالت دارد، درحالیکه مرز بین سه وضعیت ذکر شده در ارتباط با دو کمیت نامبرده بطور طبیعی مشخص نبوده و حالت تدریجی دارد.

۲ـ اکثر تحلیل ها فقط در یک بخش محدود با نتایج تجربی دقیق مطابقت دارند و معمولا "منحنی نتایج تجربی نمودار تئوری را در یک نقطه قطع می‌کند و فاصله تجربه و تحلیل با دور شدن از آن نقطه افزایش می‌یابد. نمونه ای از عدم تطبیق نتایج تجربی و تئوری در شکل ۲ دیده می‌شود. در این شکل، نمودارهای مقادیر N_γ محاسبه شده از تحلیل های ترزاگی (۱۹۴۳)، مایرهوف (Meyerhof–۱۹۵۵)، بالا (Balla –۱۹۶۲)، بیک (Beik –۱۹۷۰)، وسوکولفسکی (Sokolovski –۱۹۶۵) برحسب زاویه اصطکاک داخلی خاک نشان داده

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

شده است .چون N_γ صرفا "تابع ϕ می‌باشد از اینرو برای پی‌های سطحی (D_f =۰)واقع برخاک غیرچسبنده (C =۰) ،ظرفیت باربری صرفا " تابع N_γ خواهد بود بطوریکه این نمودارها درعین حال نشان دهنده ظرفیت باربری برای مقدار ۱= B/۵۷۰نیز می‌باشد .منحنی A از پیوستن نقاط تجربی حاصل از تستهای با مدل آزمایشگاهی بزرگ ودقیق بدست آمده است (Uzuner –۱۹۷۵) .در این شکل فاصله تئوریها با تجربه بخوبی نمایان است واین تنها مورد، نیست که این مقایسه وتفاوت را نشان میدهد .

به این علت که در بسیاری موارد این تفاوت ها مشاهده گردید به منظور نزدیک آوردن نتایج تجربی وتحلیلی پیشنهاد شده است که زاویه اصطکاک اندازه‌گیری شده در دستگاه سه محوری به زاویه اصطکاک معادل آن درشرایط تغییرشکل دوبعدی(Plane strain)تبدیل شود واین زاویه تبدیل شده درتئوریها بکار برده شود .این تصحیح براساس این فلسفه است که بنیان تئوری‌ها برای وضعیت تغییرشکل دوبعدی است ولی زاویه اصطکاک در دستگاه سه محوری اندازه‌گیری می‌شود وچون تجربیات نشان دادند که زاویه اندازه‌گیری شده درشرایط تغییر شکل دوبعدی بین ۱۰تا ۱۵درصد بیش از زاویه اندازه‌گیری شده درسه محوری است از اینرو قرار شد زاویه اندازه‌گیری شده در دستگاه سه محوری درضریب ۱/۱ ضرب گردد تا تبدیل به شرایط تحلیل ها گردد و آنگاه درمحاسبه N_γ ، N_c و N_q وسایر ضرایب تصحیحی بکار برده شود .این تصحیح را برای زوایای بزرگتر از ۲۵° (Bowles –۱۹۷۷)و بعدا "برای زوایای بزرگتر از ۳۰° (Bowles –۱۹۸۲)پیشنهاد نمودند .این تصحیح وتعدیل هم منحنی تجربی را به موازات خودجابجا می‌کند .درشکل ۲ منحنی A' همان منحنی تجربی A می‌باشد که تصحیح مذکور برای آن انجام گرفته است .چنانکه دیده می‌شود تصحیحی از این نوع منجربه انطباق دادن تقریبی تجربه با نمودار تئوری نیست وفقط نقطه برخورد دو نمودار را جابجا می‌کند .به همین علت "با ولنز پیشنهاد می‌کند که این تصحیح برای ۲۵° ≤ ϕ (ویا ۳۰° ≤ ϕ)صورت

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

گیرد .نمونه دیگری که تجربه آن توسط نگارنده این مقاله انجام گرفته مربوط به بارمایل است ،که مقایسه نتایج تجربی آن با تئوری‌های موجود در شکل ۳- الف وب دیده می‌شود .بطوریکه این نمودارها نشان می‌دهند فرم منحنی تجربی با منحنی تئوری قابل مقایسه نیست. نتایج این آزمایش ها که روی ماسه با $\phi_t \simeq 34^\circ$ صورت گرفته با سه نمودار تئوری مختلف وهرکدام برای $\phi_t = 36^\circ$ وبرای $\phi_t = 40^\circ$ مقایسه شده است .در اینجا نیز اگر ϕ_t را برای تبدیل به ϕ_{Pl} افزایش دهیم انتهای نمودارها نزدیک ترشده ولی ابتدای آنها دورتر می‌شوند. چنین مقایسه ونتیجه گیری بوسیله تجربیات بعضی دیگر (مانند Saran و etal ۱۹۶۱/)نیز مشاهده می‌شود .

در اینجا تذکر این نکته لازم می‌نماید که تجربیات متعددی هم تا بحال صورت گرفته که تقریبا "دریک محدوده ای منطبق با بعضی تئوری‌ها بوده اند (البته نمی‌توانند منطبق برتمام تئوری‌ها باشد ، زیرا همانطورکه درشکل ۲نشان داده شده تحلیل های محققین مختلف نیز منطبق بریکدیگر نیست وبه عنوان نمونه برای $\phi = 45^\circ$ درنمودارهائی که دراین شکل آورده شده ،مقدار N_γ از ۲۵۰تا ۵۷۰ متغیر است و در بسیاری از مقایسه ها منحنی‌های تئوری یکدیگر را تلاقی می‌کنند) در اینجا ابهام دیگری ظاهر می‌شودکه آیا ممکنست به دقت بعضی ازتستهای انجام شده تردیدنمودیا اینکه توجیه دیگری دراین مورد وجوددارد .در بررسی ومطالعه تجربیات گزارش شده دیده می‌شودکه مدل های کوچکتر مقادیر بزرگتری را برای ضریب ظرفیت باربری (پی سطحی روی خاک ماسه ای)نشان می‌دهند ودرحقیقت نسبت $N_\gamma = q_{ult}/0/5\gamma B$ که بطور تجربی تعیین میگردد مقدار ثابتی نیست ،بلکه دریک نمودکلی مقدار N_γ بدست آمده ازتجربه با افزایش γB کاهش می‌یابد بطوریکه ازتجربیات گزارش شده مقدار آن ازحدود ۸۰۰تا به حدود ۵۰قابل مشاهده است .رقم ۸۰۰برای $\gamma B = 0/005$ ورقم ۵۰ برای γB 50/07 (کیلوگرم برسانتیمتر مربع)می‌باشد والبته دراین فاصله بطور آماری ارقام مختلف قرارگرفته اندوالزاما "برای یک مقدار ثابت

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

از γB یک مقدار مشخص از N_γ دیده نمی‌شود، در اینجا فقط حداکثر و حداقل ارقام ذکر شده است. چون تغییرات γ در این تستهای بسیار متعدد زیاد نیست (از حدود ۱/۴۴ تا حدود ۱/۷۸ تن بر متر مکعب) بنابراین باید پذیرفت که N_γ بدست آمده از تجربه با افزایش B (عرض پی) کاهش یافته است و این خود مساله‌ای است که در هیچکدام از تحلیل ها دیده نمی‌شود. تجربیاتی که نتایج آنها با تئوری‌ها تطبیق بیشتری دارد مربوط به تستهای روی مدلهای کوچک آزمایشگاهی است (مثلا" B=۲cm) که علاوه بر آنچه که در مورد تاثیر اندازه γB در N_γ اشاره شد خطای آزمایش نیز در مدلهای کوچک با لنسبه بیشتر است و تستهائی که در این مقاله به آنها استناد می‌گردد روی مدلی صورت گرفته که ابعاد سطح قاعده پی آن ۰/۹×۰/۱۲ متر مربع، و اندازه‌گیری با ردقیقا" در سطح تماس پی با خاک و بوسیله فشارسنج‌های حساس انجام گرفته است و نیز با تکنیک مناسبی عمق قرارگرفتن پی در خاک همواره ثابت نگهداشته شده و نیز اصطکاک های جداری مدل با روش مخصوصی تقریبا" به صفر کاهش داده شده است تا از دخالت هر گونه خطا و تقریب از نتایج اندازه‌گیری شده جلوگیری گردد.

۳- بطوریکه اشاره شد تئوریهای موجود برای تعیین ظرفیت باربری در زیر بار محوری قائم براساس تشکیل سطح گسیختگی کامل متقارن در طرفین پی می‌باشد (شکل ۴- الف). تجربه نشان می‌دهد که با کمترین میل بار از وضعیت قائم و یا با کوچکترین نامحوری بودن آن (به ترتیب شکل ۴- ب و ج) سطح گسیختگی فقط در یک طرف پی تشکیل می‌شود که مساحت مقطع منطقه گسیخته شده در این دو وضعیت کوچکتر از منطقه گسیختگی در یک طرف پی در وضعیت بار محوری قائم است (شکل ۵ این پدیده را برای بار مایل و شکل ۶ برای بار نامحوری نشان میدهد). این پدیده باید به این نتیجه برسد که ظرفیت باربری خاک در زیر بار مایل و یا بار نامحوری (هرچند میل بار و یا نامحوری بودن اندک باشد) حدود نصف ظرفیت باربری برای بار قائم محوری

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

باشد ،درحالیکه همانطورکه نتایج تجربی درشکلهای ۷و۸ نمودار میسازدکاهش ظرفیت باربری درهرکدام ازاین دومورددبطورپیوسته وتدریجی ازنزدیک ۱ شروع میشودکه البته با افزایش نامحوری ومیل بارظرفیت باربری به سرعت کاسته میگردد.

۴ـ گسیختگی خاک دراثربارمایل به طرف جلوی بار ،یعنی درسمت مولفه افقی بار است (شکل ۴ب) ودراثربارنامحوری گسیختگی درطرفی ازپاشنه است که تمرکزبارکمتراست (شکل ۴ـج) ،هرچند درتحلیل مایرهوف (۱۹۵۳) وبعضی دیگرچون پراکاش(۱۹۷۱ـ Saran و Prakash)برای بارنامحوری برخلاف این حقیقت تجربی تصورشده است .درترکیبهائی ازدوعامل ذکرشده ممکنست تاثیر یکی بردیگری افزوده گرددویا ازهم کاسته شودوبه عبارت دیگربار نامحوری را بایدبا علامت مثبت یا منفی درنظرگیرندتا تاثیرریاضی آن دررابطه ها مشهودباشد. صرفنظرازعدم امکان کاربردعلامت در رابطه ظرفیت باربری ،درترکیب خاصی ازنامحوری بودن ومایل بودن بار ،دریک تجربه دقیق مشاهده شده که حرکت وتغییرشکل خاک مشابه تغییرشکل آن درزیربارمحوری قائم میباشد .هرچندشاید نقطه دقیق آن مشخص نباشدامادرتجربه انجام شده توسط نگارنده در ترکیبی اززاویه میل برابر ۷/۵° ونامحوری بودن برابر B/۱۲ برای پاشنه ای به عرض B=۱۲cm این تاثیرنمودارگردیدکه درشکل ۹نشان داده شده است. درچنین وضعیتی انتظارمیرودکه ظرفیت باربری تقریبا" برابرباظرفیت باربری پاشنه درزیربارمحوری قائم بدست آیددر حالیکه به مقدارقابل ذکری کمتراز وضعیت محوری قائم بدست آمد.

شکل ۹برای میل ۷/۵° باروبانامحوریهای متفاوت سطوح گسیختگی دروضعیت های مختلف ومقداربارنهائی هرموردرانشان میدهد.

۵ـ مطالعات استرئوسکپی دراندازه گیری دقیق تغییرشکل خاک دریک مدل نسبتا "بزرگ آزمایشگاهی نشان دادکه اولا"تشکیل سطح گسیختگی یک پدیده آنی وهمزمان درتمام نقاط نیست واصطلاحا "

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

پیشرونده است (این نتیجه گیری به روشهای دیگر نیز بدست آمده است (مثلا" Muhs ۱۹۶۵ـ)، ثانیا "در بعضی موارد فقط یک سطح گسیختگی منحصر بفرد نیست که در حین گسترش تا سطح خاک و در ضمن رسیدن خاک به ظرفیت نهائی پدیدار می‌گردد، بلکه در ضمن پیشروی اولین سطح گسیختگی، سطح دیگری بتدریج تشکیل می‌شود و این دو سطح (وگاهی بیش از دو) مشترکا "منطقه گسیخته شده را جابجا می‌کنند. بنیان تحلیل های ظرفیت باربری اینست که: ظرفیت باربری یعنی حداقل فشاری که موجب پیدایش منطقه گسیخته شده گردیده است و در ضمن این تعریف، صلب بودن منطقه گسیخته شدن و آنی بودن گسیختگی یا تلویحی است و یا صریحا "ذکر شده است. علاوه بر مشاهدات مربوط به چند سطحی بودن، همان اندازه گیری‌های استرئوسکپی نشان داد که منطقه گسیخته شده به هیچوجه چون جسم صلب عمل نمی‌کند بلکه تمام نقاط آن نسبت بیکدیگر اما در همان جهت کلی جابجائی حرکت می‌کنند. نمونه ای از این اندازه گیری‌ها در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در شکل ۱۰ـ الف مولفه قائم تغییر شکل، و در شکل ۱۰ـ ب مولفه افقی تغییر شکل های خاک بصورت ترازهائی که نشان دهنده تغییر شکل های مساوی هستند نموده شده است. این ترازهای تغییر شکل ها مربوط به فاصله ای از صفر تا ۷ میلیمتر نفوذ پاشنه پی مدل در خاکست که تقریبا" مربوط به نقطه ماگزیمم نیز می‌باشد.

۶ـ در مورد پی‌های خیلی عمیق یعنی شمع ها ظرفیت باربری شامل دو قسمت است که یک بخش مربوط به ساقه شمع و بخش دیگر مربوط به انتهای آن می‌باشد. آنچه که در اینجا به آن اشاره می‌شود صرفا" ظرفیت باربری قاعده شمع می‌باشد. تعمیم قضیه ظرفیت باربری برای شمع‌ها برای اولین بار توسط مایرهوف صورت گرفته است، که در این تعمیم نوع گسیختگی بصورت کلی تصور شده است یعنی با تصور یک سطح گسیختگی کلی (مثل آنچه که در پی‌های سطحی وجود دارد) که ابتدای آن از مثلث الاستیک زیر قاعده شمع شروع شده و انتهای آن به ساقه شمع می‌رسد، مساله تحلیل شده است. در اینجا صرفنظر از اینکه نتایج تجربی و تئوری

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

چگونه مقایسه می‌شوند، آنچه که بیشتر اهمیت دارد اینست که گسیختگی خاک درزیرپی‌های خیلی‌عمیق عموما "ازنوع خردشدن (پانچینگ) است وارتباط بین چنین عکس العملی با آنچه که درتئوری درنظرگرفته شده مشخص نیست.

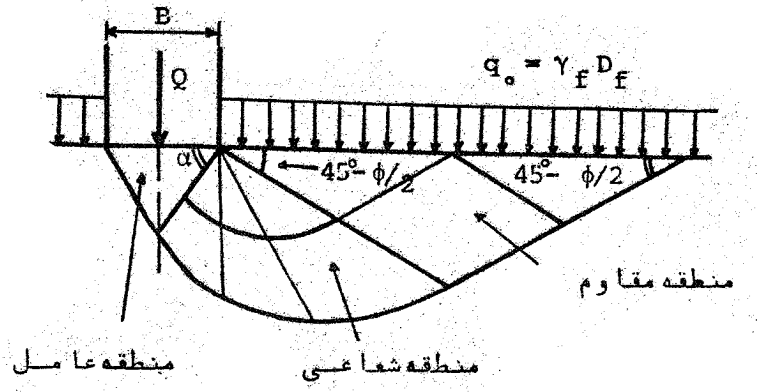
۷ـ چنانچه اشاره شدبه منظورعمومیت دادن به رابطه ظرفیت باربری، هانسن (۱۹۷۰) رابطه عمومی (۲) را پیشنهاد می‌کندکه تقریبا" تمامی‌وضعیت های موءثرو ممکن خاک وپاشنه پی‌دررابطه دخالت داده شده باشدبه جزتاءثیرنامحوری‌بودن بار، که این تاءثیربطورجداگانه براساس $B=B-2e_x$ ، $L=L-2e_y$ صورت می‌گیرد (پیشنهاد مایرهوف). اما ضرایب فرعی‌موجوددراین رابطه هرکدام‌بطورمستقل ازدیگری وحتی‌بوسیله پژوهشگران متعددی‌بررسی‌شده وبراساس تجربه یا تئوری ارائه گردیده اند. مشکل اصلی‌دراینجا اینست که هرچندکاربردیک ضریب فرعی‌دررابطه، چندان ازواقعیت دورنمی‌شود اما کاربردتوأم دویا چندپارامتربا هم، جواب رابسیارتقریبی‌می‌کندوگاهی‌بکلی ازواقعیت فاصله می‌گیرد. بطوریکه قاعده جمع تاءثیرها درهمه موارد برای آن مجازنیست. مثلا" Bowles (۱۹۸۲) ازتذکراین نکته صرفنظرنکرده است که فاکتورشکل پی‌راهمراه‌با فاکتورمیل باربا هم بکارنبرید، فقط d_i و i_i را می‌توانیدبا هم‌بکاربرید. علاوه براین چون هرگروه ازاین پارامترها توسط یک محقق بدست آمده است وصحت آن یا پیشنهادآن برمبنای‌همان تئوریها یا تجربیاتی‌بوده است که دراختیارداشته است چنانچه درهرگروه خطائی‌یا تقریبی‌وجودداشته باشددرجمع تاءثیرها جمع‌شدن تقریب ها حتمی‌است، اینست که همین مسائل موجب عدم‌عمومیت رابطه عمومی‌میگردد.

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

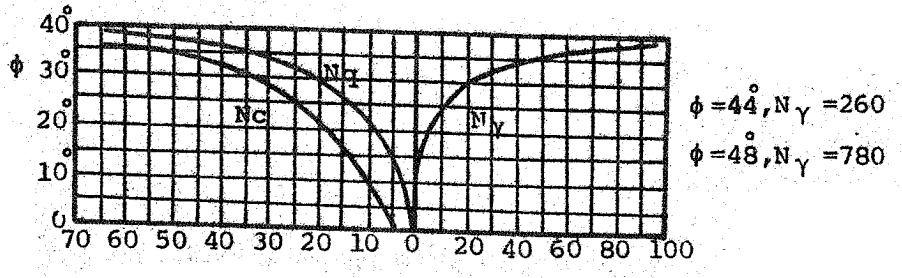
نتیجه

با توجه به آنچه ذکر شد (و موارد دیگری که مربوط به فشار تماس، زاویه اصطکاک بین سطح قاعده پی با زمین، تغییر ارتفاع مثلث الاستیک زیر پی، فشرده شدن خاک در زیر پی و غیره می باشد) بنظر می رسد که تعمیم و کلیت دادن یک شکل ثابت برای رابطه ای که بتواند پاسخگوی همه موارد تعیین ظرفیت باربری باشد هیچگاه میسر نیست زیرا عکس العمل زمین در برابر بار بستگی به شرایط باروپی و نیز بستگی به نوع خاک دارد. بدیهی است که محیط خاکی غیر چسبنده را می توان تحت قوانین محیط دانه ای بررسی نمود که در شرایطی (مثلا "خیلی متراکم و یا در عمق نسبی زیاد) حالت شکنندگی دارد و قطعات آن را می توان صلب ماننده تصور نمود و همین محیط دانه ای در شرایطی (غیر متراکم وسطحی) حالت محیط خمیر مانند نشان میدهد و تمام اجزاء آن نسبت به هم حرکتی سیلانی دارند. از طرفی محیط خاکی چسبنده که الزاما "با رطوبت همراه است در رطوبت های بیشتر فشار پذیر است و عکس العمل خمیری دارد و در رطوبت های خیلی کم بصورت محیط پیوسته عکس العمل نشان میدهد. به علت پیچیدگی عکس العمل خاک در شرایط مختلف و حتی در یک وضعیت ثابت (به علت پیچیدگی رابطه تنش ـ تغییر شکل در هر نقطه) حل دقیق مساله هنوز ارائه نشده است و به هر حال اتکاء بر سطح گسیختگی کلی که بنیان تحلیل های موجود می باشد نمی تواند جامعیت داشته باشد و به ویژه اینکه (مبتنی بر تجربیات نسبتا "دقیق) پیدایش سطح گسیختگی کامل تقریبا "در تمامی موارد پدیده ای است که خداکثر ممکن است ملازم با "از بین رفتن مقاومت خاک "باشد و عموما "نسبت به نقطه ظرفیت باربری روی نمودار بار ـ تغییر شکل تاءخیر زمانی دارد و از پنرویک پدیده علتی نیست. بنابراین (جز در شرایط ساده و با مفروضات بسیار محدود کننده ای که پراندل و ترزاگی در نظر گرفتند) باید راه حلهائی مستقل از "سطح گسیختگی نهائی" مورد مطالعه قرار گیرند و در تنظیم آن ها در هر موردی عکس العمل واقعی خاک در نظر گرفته شود.

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

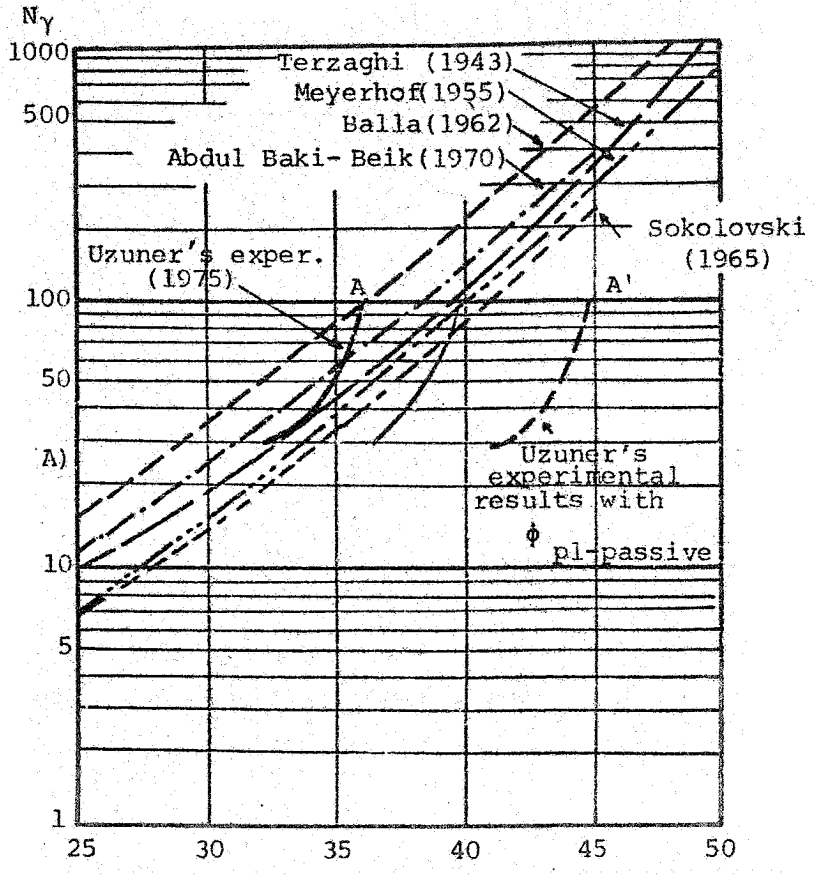


شکل ا ـ الف ـ منطقه گسیختگی درتحلیل Prandtl برای $\gamma=0$ ودرتحلیل ترازگی برای $\gamma \neq 0$ ، (پراندل) $\alpha = 45+\phi/2$ (ترازگی) $\alpha = \phi$



شکل ا ـ ب ـ مقادیر ضرایب ظرفیت باربری خاک درتحلیل ترزاگی (۱۹۴۳)

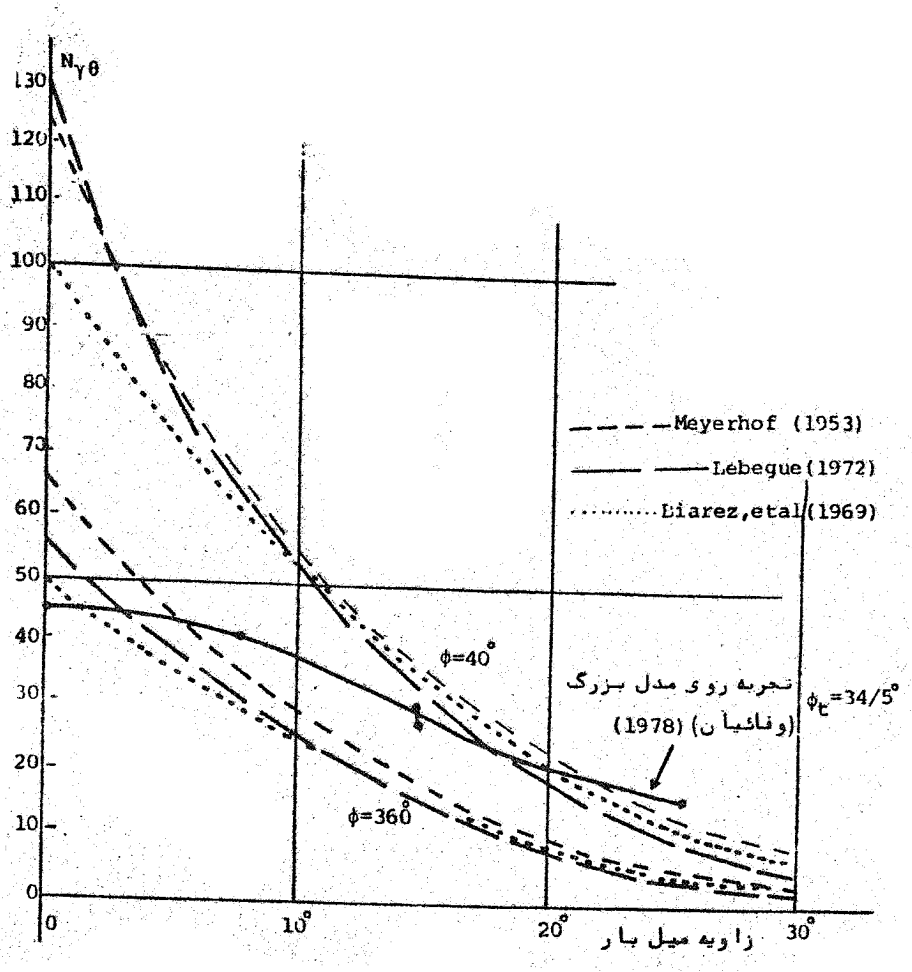
[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



ϕ ، زاویـــــه اصطکاک داخلی

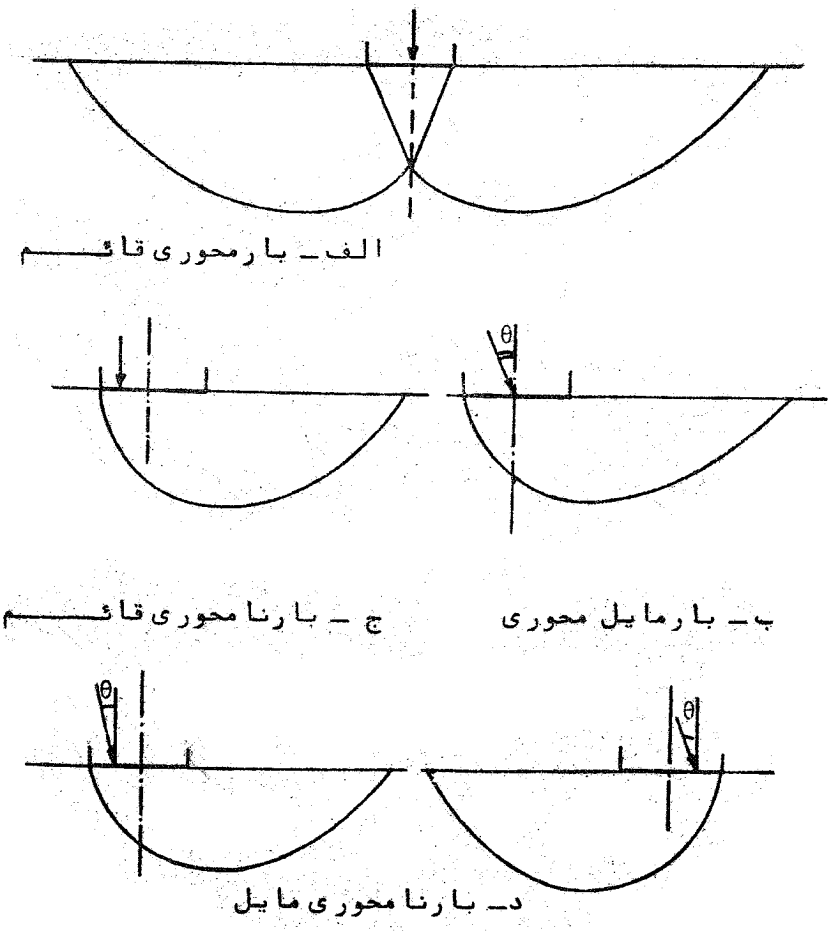
شکل ۲ ــ مقایســـــه بین نتایج تجربی اوزونر (۱۹۷۵) با نمودارهای تئوری ترزاگی ، مایرهوف ، بالا، بیک ، سوکولفسکـــــی .

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



شکل ۳ ـ مقایسه نتایج تجربی روی مدل آزمایشگاهی ونتایج چندتئوری در مورد تاثیر میل باردرظرفیت باربری .

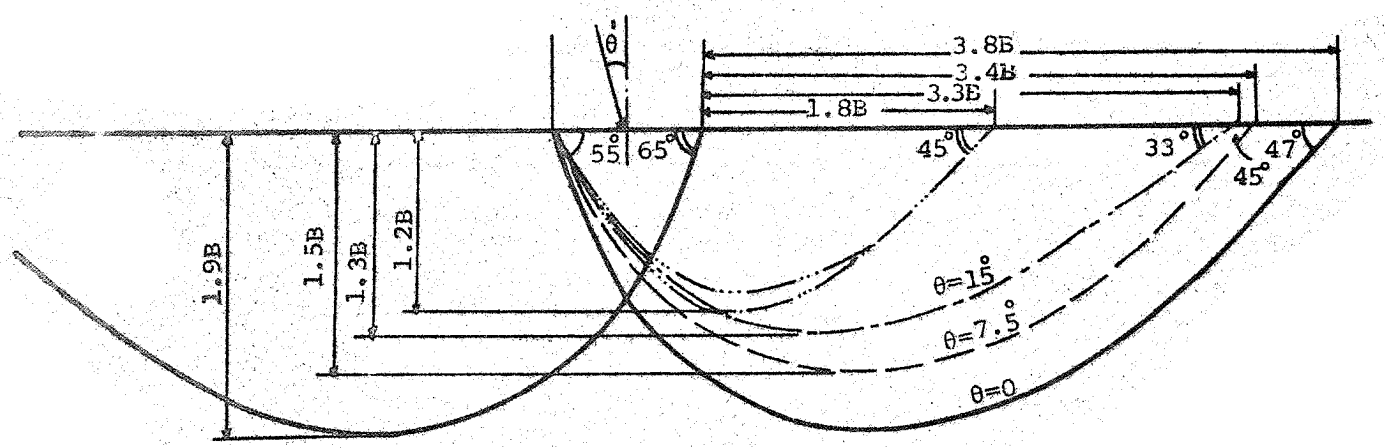
[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



شکل ۴ ـ تشکیل سطح گسیختگی درزیربارهای محوری ،نا محوری، قائم ومایل

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



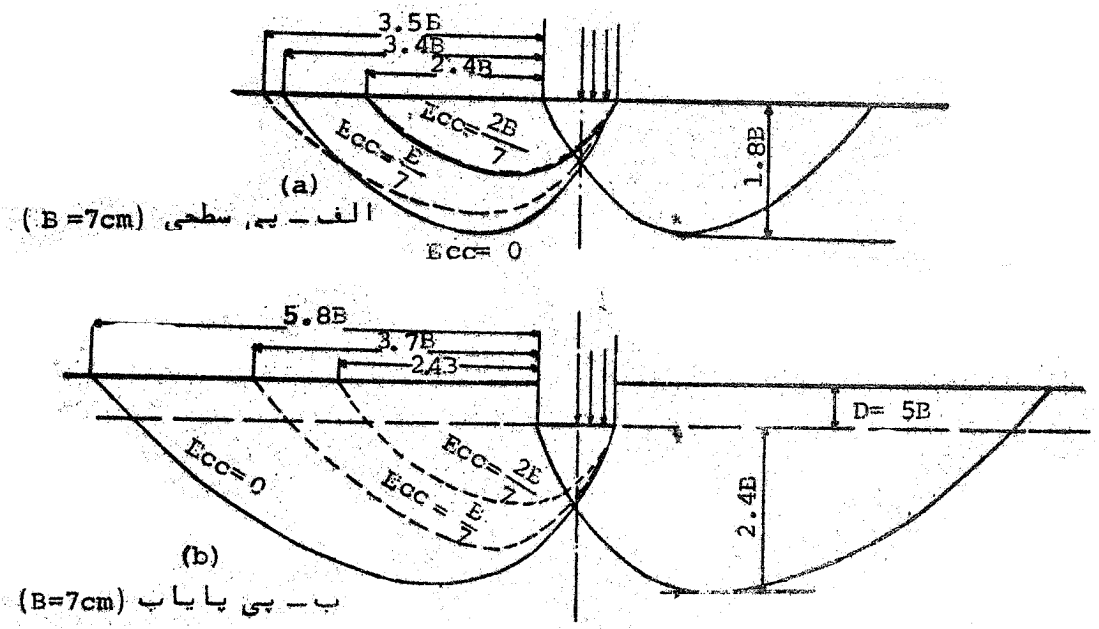
شکل ۵ ـ مقایسه ابعاد سطح گسیختگی تشکیل شده زیر بار مایل محوری

پی سطحی ، زاویه میل از صفر تا 25° ، B= 12cm

نتایج تجربی روی مدل آزمایشگاهی بزرگ (شرایط تغییر شکل دو بعدی)

نوع خاک : ماسه ، ϕ_t= 34°

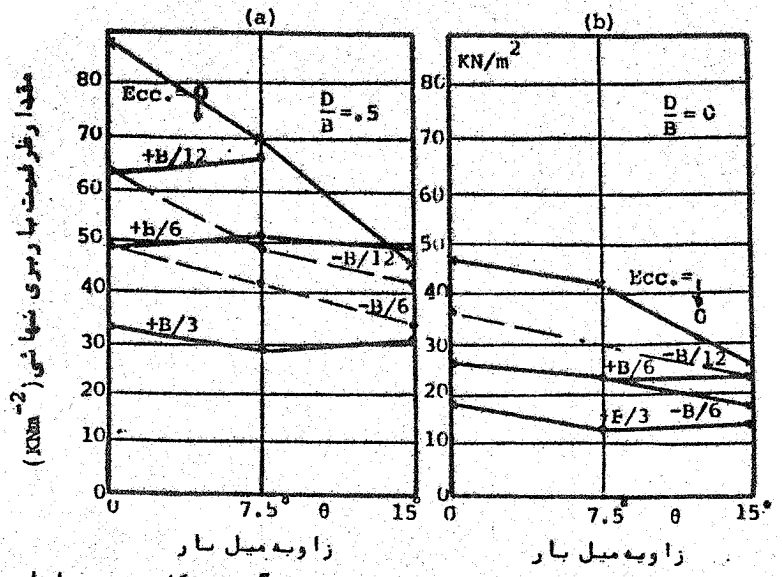
[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



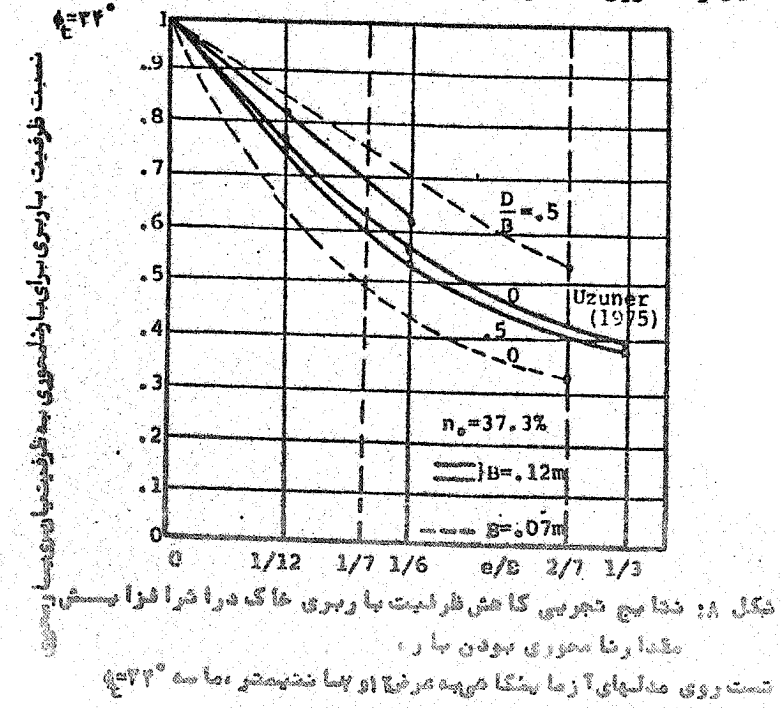
شکل ۶ـ مقایسه ابعاد سطح گسیختگی تشکیل شده زیر با رنا محوری قائم.

مقدار رنا محوری : صفر، $\frac{B}{7}$، $\frac{2B}{7}$

نتایج تجربی روی مدل آزمایشگاهی بزرگ (شرایط تغییرشکل دوبعدی)، نوع خاک: ماسه، $\phi_t = 34^\circ$



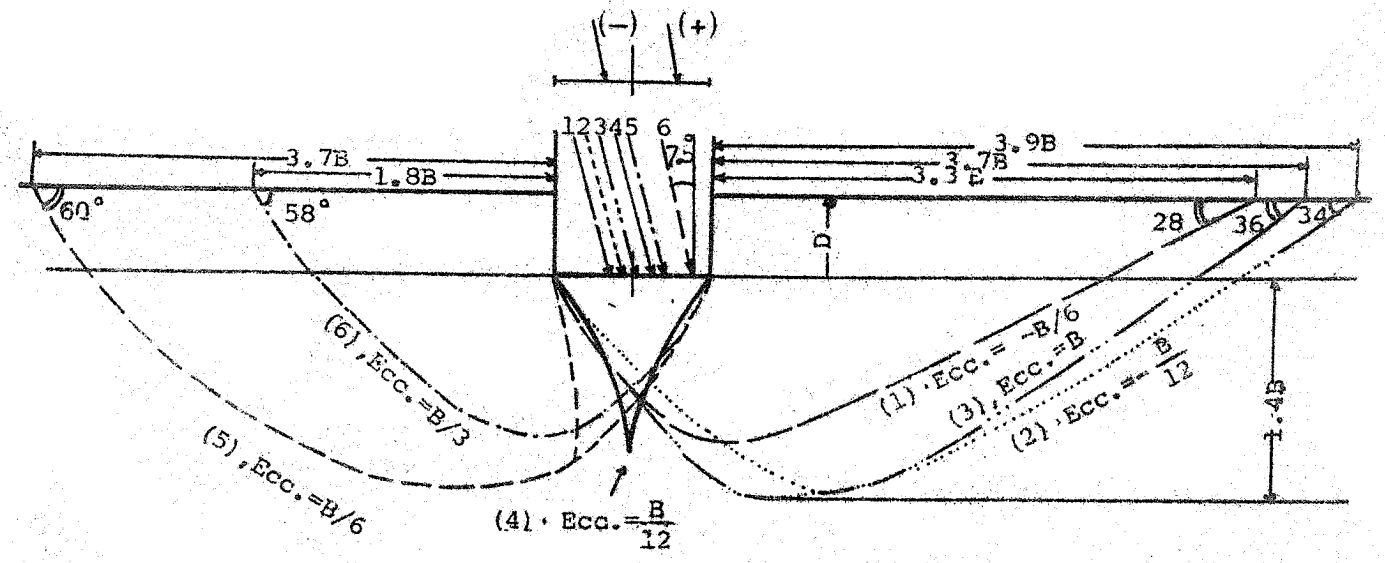
شکل۷: نتایج تجربی تعیین ظرفیت باربری در مدل آزمایشگاهی در زیر بارهای مایل و نامحوری میل بار از صفر تا ۱۵°، نامحوری از صفر تا B/6 - نوع خاک ماسه



شکل ۸: نتایج تجربی کاهش ظرفیت باربری خاک در اثر افزایش نامحوری بار، تست روی مدلهای آزمایشگاهی به عرض ۱۲ و ۷ سانتیمتر، ماسه ϕ_E=۳۴°

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



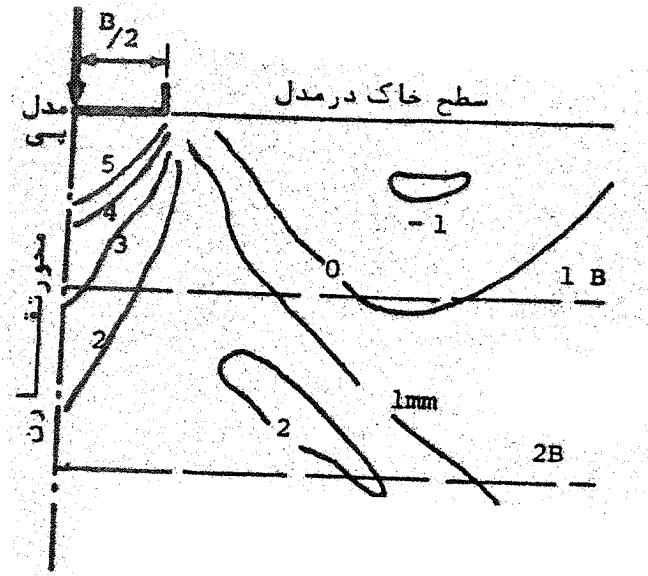
شکل۹- مقایسه سطح گسیختگی تشکیل شده در زیر بار مایل نامحوری برحسب مقدار و علامت نامحوری بودن بار: میل بار در تمام تستها ثابت و برابر ۷/۵° نامحوری بودن: $\frac{B}{3}$، $\frac{B}{6}$، $\frac{B}{12}$، ۰، $-\frac{B}{12}$، $-\frac{B}{6}$ = e نوع خاک: ماسه ،

$B=12cm$ ، $D_f=\frac{B}{2}$، $\phi=33°$

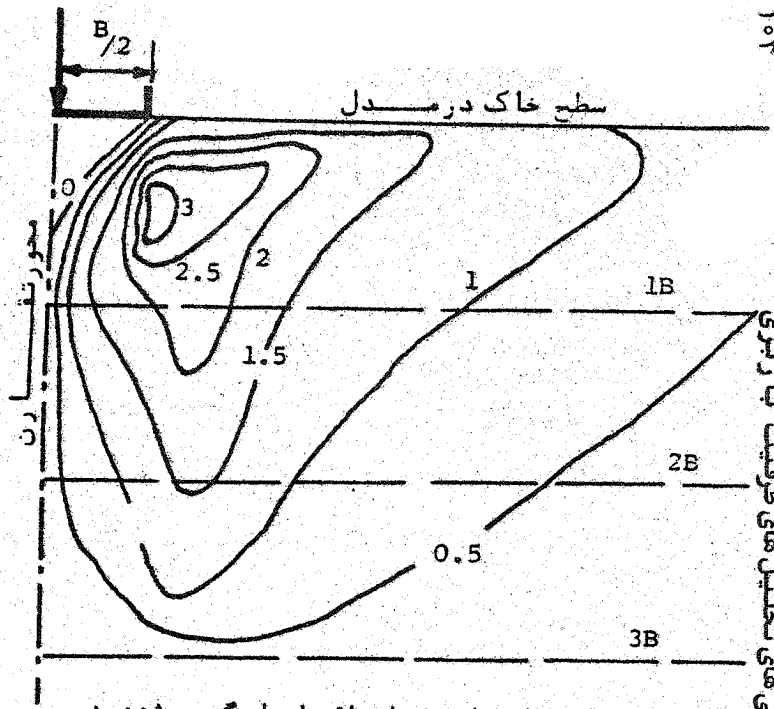
ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده : ۶۹ : (۳) : ۴۸/۵۰ : (۲) : ۴۲۰ : (۱)

بار محوری قائم $q_{ult}=88\ KNm^{-2}$ و $29\ KNm^{-2}$: (۶) : ۵۱/۵۰ : (۵) : ۶۶۰ : (۴)

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]



الف ـ ترازهای مولفه قائم جابجائی اندازه‌گیری شده در مقطع موازی عرض پـــی



ب ـ ترازهای مولفه افقی جابجائی اندازه‌گیری شده در مقطع موازی عرض پـــی .

شکل ۱۰ ـ مولفه‌های قائم و افقی جابجائی دانه های خاک در اثر بارمحوری قائم روی پاشنه به عرض B. جابجائی های نشان داده شده مربوط به ۷ میلیمتر نشست قائم پاشنه است .

مسرجع :

1 . Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley, N. Y., 1943.

2 . Meyerhof, G. G.,"An Investigation of the bearing capacity of shallow foundations on dry sand," Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, 1948.

3 . Balla, A.,"Bearing capacity of foundations,"Proc. [illegible], Vol.88,SM5, 1962.

4 . Drinch Hansen, J.,"A revised and extended formula for bearing capacity," Bull. Geotekn. Inst. Copenh., Denmark, Vol.28, 1970.

5.. Muhs, H., Weiss, K.,"Inclined Load tests on shallow strip footings," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1-3, 1973.

6.. Uzuner, B. A.,"Centr[illegible]y and eccentrically loaded strip foundations on sand," Ph. D. Dissertation, Strathclyde University, 1975.

7 . Vafaeian, M. "Strip foundations on sand under centrally and Eccentrically inclined loads," Ph. D. Dissertation, Strathclyde University, 1978.

8 . Bowles, J. E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 1982.

[DOR: 20.1001.1.2251600.1366.5.1.4.8]