

# تحلیل ظرفیت باربری پی های سطحی بر مبنای نتایج CPT

مهدي غلامی آهنگران

کارشناس ارشد

گروه عمران، دانشگده فنی و مهندسی، دانشگاه گیلان

ابوالفضل اسلامی

استادیار

## چکیده

کاربرد آزمایش نفوذ مخروط، CPT به جهت اندازه گیری مشخصات و تهیه پروفیل پیوسته خاک و امکان تجهیز آن به ابزارهای مختلف اندازه گیری، توسعه روز افزونی در مطالعات و طراحی ژئوتکنیکی یافته است. مشابهت پنترومتر به عنوان مدل کوچکی از شمع و تمرکز تحقیقات در این زمینه، موجب شده تا اطلاعات نسبتاً محدودی در طراحی پی های سطحی از نتایج CPT در دسترس باشد. یک مدل تحلیل استاتیکی بر مبنای مکانیزم گسیختگی کلی از نوع اسپیرال لگاریتمی در پی های سطحی با شمول اثرات ابعاد پی و سربار اطراف و نیز چگونگی پردازش و میانگین گیری داده ها، برای تعیین مستقیم ظرفیت باربری با استفاده از مقاومت کف پنترومتر،  $q_c$  ارائه شده است. پنج روش مستقیم رایج تعیین توان باربری پی های سطحی در منابع ژئوتکنیکی بر مبنای نتایج CPT مورد نقد و بررسی قرار گرفته است. روش پیشنهادی و متدهای مستقیم موجود با داده های جمع آوری شده در یک بانک اطلاعاتی حاوی ۳۲ مورد نتایج CPT به همراه آزمایش بارگذاری پی های سطحی و نیمه عمیق با ابعاد ۰/۳ تا ۳ متر در پلان و با توان باربری نهایی خاک زیر پی بقراری ۱/۲ تا  $15 \text{ kg/cm}^2$  ارزیابی و مقایسه شده اند. بررسی خطاهای نسبی و احتمال تجمعی حاصله نتایج مطلوب و خوشبینانه ای را برای روش جدید به همراه داشته و میتواند در طراحی های ژئوتکنیکی مورد ملاحظه قرار گیرد.

## کلمات کلیدی

آزمایش نفوذ مخروط - CPT، پی های سطحی، مقاومت کف -  $q_c$ ، ظرفیت باربری، تحلیل استاتیکی، گسیختگی برشی کلی

## Bearing Capacity Analysis of Shallow Foundations from CPT Data

A. Eslami

Assistant Professor

Gilan University, Department of Civil Engineering Rasht

M. Gholami

M. Sc.

Shame Consulting Co. Unit 23, No. 25, 9<sup>th</sup> - Farahanipoor Cross Yousefabad,

## Abstract

*Application of Cone Penetration Test, CPT have shown an increase in geotechnical design and site investigation due to measurement of soil characteristics, supplying continuous profile and incorporating a variety of sensors with it. Because of similarity between cone penetrometer and a model pile, research work has been concentrated in this field and therefore, there is a limited information for using CPT data in shallow foundation design. A static analytical model based on general shear failure mechanism of logarithm spiral has been developed for calculating directly bearing capacity of footings from  $q_c$  by realizing foundation dimension, surcharge and data processing. Five current CPT direct methods for determining bearing capacity of footings have been investigated and criticized. The proposed method and five others were compared to the measured capacity ranging from 1.7 to 15  $\text{kg/cm}^2$  of 32 footings with the width range from 0.3 to 3m compiled in a data base. The statistical and cumulative probability approach for validation of predictive methods indicate favorable and optimistic results for proposed method and it can be considered in geotechnical practice.*

## Keywords

*Cone penetration Test-CPT, Shallow Foundations(Footings), Cone Resistance- $q_c$ , Bearing Capacity, Static Analysis, General Shear Failure*

در آنالیز و طراحی پی‌ها معیارهای تعیین توان باربری، کنترل نشست، طراحی سازه‌ای و جنبه‌های کنترل پایداری مورد ملاحظه قرار می‌گیرند. از مهم‌ترین مراحل در طراحی ایمنی پی، تخمین مناسب ظرفیت باربری خاک بستر یا شالوده می‌باشد. ظرفیت باربری اصولاً به حداکثر بار مطمئنی گفته می‌شود که میتوان بر خاک وارد نمود بطوریکه علاوه بر عدم گسیختگی خاک زیر پی، نشست بیش از مقدار مجاز در زیر سازه که موجب آسیب پذیری سرویس‌دهی روسازه شود اتفاق نیافتد. لذا ظرفیت باربری از دو منظر بار نهایی گسیختگی (شرایط مقاومت، تعادل و پایداری) و نشست مجاز (شرایط بهره برداری) در آنالیز و طراحی پی‌ها بکار گرفته میشود.

برای تعیین ظرفیت یا توان باربری پی‌ها اعم از سطحی و یا عمیق چهار روش متداول است :

۱- آنالیز استاتیکی<sup>۱</sup> مبتنی بر روابط تئوریک و استفاده از پارامترهای مقاومت برشی اندازگیری شده خاک

۲- آزمایش بارگذاری پی<sup>۲</sup>

۳- بکارگیری مقادیر توان باربری توصیه شده<sup>۳</sup> توسط کتابهای راهنما و مراجع مهندسی پی

۴- استفاده از نتایج تستهای درجا<sup>۴</sup> بصورت مستقیم و غیرمستقیم

کاربری آزمایشات درجا در مهندسی ژئوتکنیک در دو دهه اخیر رواج زیادی داشته است و این به سبب فراهم آوری و ثبت نتایج پیوسته در عمق، سریع و اقتصادی بودن آنها، امکان تفسیر نتایج از دو جنبه تحلیلی و تجربی و تعیین رفتار خاک در شرایط واقعی می‌باشد. مزایای فوق سبب شده است که تستهای درجا به عنوان مکمل تستهای آزمایشگاهی دارای کاربرد فراوان در مهندسی ژئوتکنیک باشند. تست نفوذ مخروط<sup>۵</sup> CPT از اوایل قرن بیستم در مطالعات ژئوتکنیکی مورد استفاده قرار گرفته است. سرعت انجام cm/s ۲ و اندازه‌گیری‌های مختلف در هر اینچ (۲/۵ cm) از جمله مقاومت کف ( $q_c$ )، اصطکاک جداری ( $f_s$ )، و اضافه فشار منفذی حین نفوذ ( $u$ ) باعث گردیده است که مراحل سیر تکمیلی و بکارگیری آن در طراحی و مطالعات ژئوتکنیک از روند بیشتر و سریعتری نسبت به سایر تستهای درجا برخوردار باشد.

از کاربردهای عمده داده‌های CPT در مهندسی ژئوتکنیک میتوان تعیین پروفیل زمین، طبقه‌بندی و تخمین پارامترهای مقاومت برشی و سختی خاک، ارزیابی پتانسیل روانگرایی و در نهایت تعیین توان باربری پی‌های عمیق و سطحی را نام برد. مشابهت عملکرد و عکس العمل خاک کف و اطراف در مقابل پنترومتر و نیز شمع تحت بارمحوری، باعث تمرکز تحقیقات استفاده از نتایج CPT در بررسی موارد مربوط به پی‌های عمیق (شمع) شده است. در این مقاله سعی شده است مکانیزم‌های مختلف استفاده از داده‌های CPT در تعیین توان باربری پی‌های سطحی تشریح و ضمن نقد و بررسی متدهای جاری، متد مستقیم جدیدی پیشنهاد و بر مبنای نتایج موارد عملی جمع‌آوری شده در یک بانک اطلاعاتی، قابلیت‌های روش پیشنهادی مورد سنجش قرار گیرد.

## ۱- روشهای غیر مستقیم تعیین توان باربری پی‌های سطحی بر اساس نتایج CPT

رابطه پایه تعیین توان باربری پی‌های سطحی نواری بصورت کلی زیر توسط ترزاقی در سال ۱۹۴۳ پیشنهاد شده است:

$$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

که در آن  $c$  چسبندگی،  $\bar{q}$  سربار و برابر  $\gamma D_f$ ،  $\gamma D_f$  عمق استقرارپی،  $\gamma$  وزن مخصوص خاک،  $B$  عرض پی و  $N_c$ ،  $N_q$ ،  $N_\gamma$  ضرایب باربری و عموماً تابعی از  $\phi$  می‌باشند. رابطه پایه فوق توسط محققین مختلف با اعمال اصلاحاتی برای شکل، عمق استقرار، تمایل بار، شیب زمین و کف پی در عمل بکار گرفته میشود. در حالت زهکشی نشده در رس‌ها و برای تحلیل‌های پایداری در کوتاه مدت رابطه توان باربری بصورت زیر می‌باشد:

$$q_{ult} = S_u N_c + \bar{q} \quad (2)$$

که  $S_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده خاک می‌باشد. در مورد پی‌های عمیق با توجه به کوچک بودن قطر و یا بعد پی در پلان (B) و در خاکهای غیرچسبنده رابطه پایه باربری بصورت زیر خلاصه میشود:

$$q_{ult} = \bar{q}N_q \quad (3)$$

که  $N_q$  در این حالت با توجه به مکانیزم گسیختگی در پی عمیق متفاوت از مقدار  $N_q$  برای پی سطحی می‌باشد. نتایج CPT به دو صورت مستقیم و غیر مستقیم در تعیین توان باربری بکار گرفته میشود. در روش مستقیم توان باربری نهائی مستقیماً و با اعمال یک ضریب به صورت تجربی و نیمه تجربی به  $q_c$  ربط داده میشود. در روش غیر مستقیم بر مبنای تحلیل‌های تئوریک مقادیر  $c$  و  $\phi$  از داده‌های مخروط نظیر  $q_c$  و  $f_s$  بدست آمده و سپس به کمک روابط فوق توان باربری تعیین میشود.

تئوریهای مختلفی در تعیین مقاومت برشی زهکشی شده ماسه ( $\phi$ ) از مقاومت کف مخروط استفاده شده است که از جمله میتوان تئوری ظرفیت باربری و تئوری انبساط حفره را نام برد. دوروش جانبوسنسنت (1987) JanbuSenese & در گانولگو - میچل (1975) Dorgunoglu & Mitchell بر پایه تئوری ظرفیت باربری می‌باشد. وسیک در سال ۱۹۷۲ تئوری انبساط حفره را در تعیین پارامتر مقاومت برشی مورد استفاده قرار داد. از روشهای موجود دیگر در تعیین پارامترهای مقاومت برشی، تستهای محفظه کالیبراسیون میباشد که نمودارهایی توسط رابرتسون و کمپنلا (1986) Robertson & Campanella برای ماسه‌های با تراکم‌پذیری متوسط و غیرسیمانته ارائه شده است. یک نمونه تعیین مقدار زاویه اصطکاک داخلی بر مبنای تنش موثر و مقاومت کف مخروط ( $q_c$ ) در شکل ۱ نشان داده شده است [1].

در خاکهای چسبنده اغلب مقاومت برشی زهکشی نشده ( $S_u$ ) بوسیله رابطه زیر با مقاومت کف مخروط ارتباط داده شده است:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (4)$$

که در آن  $\sigma_v$  تنش کل سربار در عمق اندازه‌گیری و  $N_k$  ضریب مخروط بوده که مقدار آن برای خاکهای تحکیم عادی ۱۰ تا ۱۵ و برای خاکهای پیش تحکیم ۱۵ تا ۲۵ توصیه شده است. و همچنین میتوان  $S_u$  را از اصطکاک جداری CPT، ( $f_s$ ) بر اساس معادله زیر به بدست آورد [1].

$$S_u = (0.8 - 1)f_s \quad (5)$$

## ۲- روشهای مستقیم تعیین توان باربری پی‌های سطحی بر اساس نتایج CPT

از روشهای مستقیم CPT که توان باربری نهایی کف پی،  $q_{ult}$  را مستقیماً به مقاومت کف مخروط،  $q_c$  ربط میدهند، میتوان به موارد ذیل که بین مهندسين ژئوتکنیک بیشتر متداول میباشد اشاره نمود:

### ۲-۱- روش اشمرتمن [2] (Schmertmann, 1978)

اشمرتمن در سال ۱۹۷۸ رابطه بین میانگین مقاومت کف مخروط و ضرایب ظرفیت باربری ترازقی را بصورت زیر پیشنهاد نمود:

$$N_q = N_\gamma = 1.25\bar{q}_c \quad (6)$$

$\bar{q}_c$ : میانگین مقاومت کف مخروط برحسب ( $\text{ton/ft}^2$ ) که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{q}_c = \sqrt{q_{c1} \times q_{c2}} \quad (7)$$

$q_{c1}$ : میانگین حسابی مقاومت کف مخروط در محدوده بین تراز کف پی و نصف عرض پی در زیر پی بر حسب (ton/ft<sup>2</sup>)  
 $q_{c2}$ : میانگین حسابی مقاومت کف مخروط در محدوده بین تراز نصف عرض پی تا یک و نیم برابر عرض پی در زیر پی بر حسب (ton/ft<sup>2</sup>)

### ۲-۲- روش مایر هوف [1] (Meyerhof, 1956)

مایر هوف در سال ۱۹۵۶ رابطه زیر را جهت تعیین ظرفیت باربری نهایی خاکهای دانه‌ای پیشنهاد نمود:

$$q_{ult} = \bar{q}_c \left( \frac{B}{40} \right) \left( 1 + \frac{D_f}{B} \right) \quad (8)$$

$q_{ult}$ : ظرفیت باربری نهایی بر حسب (ton/ft<sup>2</sup>) و  $D_f$  به ترتیب عرض و عمق استقرار پی بر حسب فوت  
 $\bar{q}_c$ : میانگین حسابی مقاومت کف مخروط در محدوده تراز کف تا یک برابر عرض پی زیر پی بر حسب (ton/ft<sup>2</sup>)  
 ضریب اطمینان حداقل ۳ جهت بدست آوردن ظرفیت باربری مجاز توسط مایر هوف پیشنهاد شده است.

### ۲-۳- روش اوکاتی [3] (Owkati, 1970)

اوکاتی در سال ۱۹۷۰ روابط زیر را در تعیین توان باربری پی‌های سطحی پیشنهاد نمود:  
 در خاکهای دانه‌ای:

$$q_{ult} = 28 - 0.0052(300 - \bar{q}_c)^{1.5} \quad \text{برای پی‌های نواری} \quad (9)$$

$$q_{ult} = 48 - 0.009(300 - \bar{q}_c)^{1.5} \quad \text{برای پی‌های مربع} \quad (10)$$

و در خاکهای چسبنده:

$$q_{ult} = 2 + 0.28 \bar{q}_c \quad \text{برای پی های نواری} \quad (11)$$

$$q_{ult} = 5 + 0.34 \bar{q}_c \quad \text{برای پی های مربع} \quad (12)$$

در روابط فوق  $\bar{q}_c$  میانگین حسابی مقاومت کف مخروط در محدوده کف پی تا ۱/۵ برابر عرض پی زیر پی بر حسب کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد.

### ۲-۴- روش آئین نامه مهندسی پی کانادا [4] (CFEM<sup>6</sup>, 1992)

آئین نامه مهندسی پی کانادا در پی‌های سطحی که معمولاً دارای عمق استقرار حدود ۱ متر می‌باشند، ظرفیت باربری مجاز را بصورت زیر پیشنهاد نموده است:

$$q_a = 0.10 \bar{q}_c \quad (13)$$

$q_a$ : ظرفیت باربری مجاز  
 با در نظر گیری ضریب اطمینان ۳ در مهندسی پی، ظرفیت باربری نهایی طبق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$q_{ult} = 0.30 \overline{q_c}$$

## ۲-۵- روش اسلامیزاد و رابرتسون [5] (Eslaamizaad and Robertson, 1996)

اسلامیزاد و رابرتسون در سال ۱۹۹۶ با نگرشی بر روابط پیشنهادی مایرهورف در تعیین توان باربری پی‌های سطحی و عمیق و با استفاده از نتایج ۹ مورد عملی پی سطحی مشتمل بر آزمایش بارگذاری پی و CPT در مجاورت آنها، و با منظور نمودن اثر سایز و عمق پی، رابطه‌ای بر اساس شکل شماره ۲ را در تعیین توان باربری پی‌های سطحی واقع بر ماسه با سیمان‌تاسیون کم ارائه نمودند.  $q_c$  در نمودار ارائه شده برای پی‌های سطحی،  $D_r < B$ ، میانگین مقاومت کف مخروط در ناحیه کف پی تایک برابر عرض پی زیر آن و در حالت  $D_r > B$  میانگین مقاومت کف مخروط در ناحیه  $1/5$  برابر عرض پی زیر و بالای کف پی پیشنهاد شده است.

## ۳- نقدی بر روشهای مستقیم موجود

با مروری بر روشهای مستقیم موجود اشکالات و کاستی‌هایی به شرح ذیل برای آنها مترتب می‌باشد: روش اشمرتمن با نگرشی بر روابط تعیین ظرفیت باربری با استفاده از نتایج آزمایشگاهی پیشنهاد شده است. تحقیقات مدلسازی پی‌های با ابعاد بزرگ در تستهای سانتریفیوژ نشان داده است که ضریب ظرفیت باربری  $N_\gamma$  با فرض ثابت بودن خاک وابسته به ابعاد پی می‌باشد و با افزایش ابعاد پی ضریب فوق کاهش می‌یابد. لذا با افزایش ابعاد پی روش اشمرتمن ممکن است خطاهای قابل ملاحظه‌ای داشته باشد. [6]

در تعیین  $q_{ult}$  یا توان باربری نهایی پی به مقاومت متوسط مخروط اشاره شده است که اولاً به محدوده میانگین‌گیری و ثانیاً چگونگی حذف مقادیر خیلی بزرگتر و کوچک  $q_c$  اشاره‌ای نشده است. روش خاصی برای فیلتراسیون داده‌ها ارائه نگردیده که مقادیر بدست آمده متوسط مربوط به  $q_c$  و متعاقب آن ظرفیت باربری نهایی عموماً با اثرگذاری توسط اپراتور مواجه می‌باشد. اغلب متدهای مستقیم شرح داده شده مانند اشمرتمن، مایر هوف، اوکاتی و آئین نامه مهندسی پی کانادا مربوط به حدود دو دهه پیش بوده که هنوز CPT های الکتریکی و پیروپنترمتر CPTu (CPT) به همراه اندازه‌گیری فشار اضافی منفذی در حین نفوذ، (u) که داده‌های دقیقتر و کاملتری را فراهم مینمایند رایج نبودند.

با در نظر گرفتن مدل گوه گسیختگی زیر پی مطابق فرضیات تئوریهای رایج ظرفیت باربری و یا در صورت وجود لایه‌های ضعیف زیر لایه‌های متراکم کف پی، عمق موثر در تعیین مقاومت نهایی پی بیش از عرض پی می‌باشد در حالیکه در روشهای ارائه شده ناحیه محدودی در تعیین میانگین مقاومت کف مخروط و ارتباط آن با  $q_{ult}$  پیشنهاد شده است و بعلاوه اثرات تغییرات پارامترهای مقاومت خاک مستتر در مقادیر  $q_c$  برای خاک بالای کف پی نیز منظور نشده است.

## ۴- مدل تحلیلی تعیین مستقیم ظرفیت باربری پی‌های سطحی با استفاده از نتایج CPT

توان باربری پی‌ها متأثر از طبیعت خاک و گسترش ناحیه گسیختگی بوده و گسترش سطح گسیختگی در پی‌های سطحی به سه عامل ابعاد پی، عمق نسبی پی و نوع خاک بستگی دارد. در شکل ۳ - الف مکانیزم گسیختگی در زیر پی‌های سطحی جهت حصول رابطه پایه توان باربری و شکل ۳ - ب نوعی مکانیزم گسیختگی را برای پی‌های عمیق نشان می‌دهد که سطوح گسیختگی به بدنه پی عمیق در حوالی کف شمع میل می‌کنند.

مایرهورف باتوجه به نتایج تستهای بارگذاری شمع، مکانیزم گسیختگی کف شمع را به صورت اسپیرال لگاریتمی فرض نمود که منحنی اسپیرال لگاریتمی فرضی تابعی از زاویه اصطکاک داخلی (نوع خاک) و ابعاد شمع بوده و عمق نسبی مورد نیاز جهت تجهیز کامل مقاومت برشی در کل سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی به عنوان عمق بحرانی پیشنهاد شد. عبارت دیگر یک نفوذ حداقل برابر عمق بحرانی (حدود ده برابر قطر شمع) جهت تامین مقاومت کف ماکزیمم شمع پیشنهاد شد. برای عمق نفوذ های کمتر از عمق بحرانی، با توجه به نتایج تستهای بارگذاری شمع، یک کاهش خطی مقاومت کف شمع باتوجه به نسبت عمق نسبی نفوذ شمع به عمق نسبی بحرانی پیشنهاد شد. [7]

تحقیقات دبیر (De beer, 1963) نشان داد که در شمع‌های با جابجایی و بدون جابجایی و مستقر در لایه باربر به اندازه

کافی، مقاومت واحد در کف پی عمیق تقریباً برابر با مقاومت کف تست نفوذ مخروط می‌باشد. اسلامی و فلنیوس [8,9] Eslami & Fellenius (1996,1997) با مقایسه ۱۰۲ مورد عملی که مقاومت کف شمع تحت بارگذاری اندازه‌گیری شده و در کنار آنها CPT و CPTu انجام شده، نشان دادند یک رابطه یک به یک بین میانگین هندسی مقاومت موثر کف مخروط در محدوده موثر در حوالی کف شمع و مقاومت انتهایی کف شمع وجود دارد. بر اساس تحقیقات فوق نفوذی معادل ۱۰ برابر قطر شمع و یا پنترومتر موجب تبدیل مکانیزم گسیختگی از نوع سطحی به نوع عمیق و یا شمعی شده و عبارتی با پیشروی مسیر گسیختگی از کف پی و در نهایت میل آن به بدنه میتوان مستقل از قطر پنترومتر شمع و یا حتی عرض پی سطحی با بسیج تمامی عوامل مقاوم در مقاومت برشی نتایج یکسانی را برای توان باربری داشت. چنین مفهومی در شکل ۳ توسط ناتینگهام [10] (1975) Nottingham تصویر شده است.

تحقیقات ناریتا و یاماگوشی [11] Narita & Yamaguchi (1989) نشان داد که مکانیزم گسیختگی اسپیرال لگاریتمی در پی‌های سطحی تطابق خوبی با تئوری ظرفیت باربری دارد. و علاوه باولز [3] Bowles (1996) در ارتباط با بکارگیری رابطه پایه توان باربری در مجاورت سطوح شیب دار به کاهش مقادیر  $N_c, N_q$  اشاره نمود که اولی بر اساس کاهش طول گسیختگی و دومی بر اساس کاهش سر بار خاک در مجاورت شیب اصلاح میشود. روابط توان باربری برای پی‌های سطحی و عمیق در حالت تعادل حدی با معادل قرار دادن نیروهای و یا لنگرهای مقاوم و محرک بدست آمده که در روابط حاصله اثرات نوع خاک در قالب پارامترهای  $c$  و  $\phi$ ، طول مسیر گسیختگی از کف پی به سطح زمین و یا بدنه پی، و نیز میزان سر بار به عنوان عوامل مقاوم و فشار وارده روی پی بعنوان عوامل محرک مطرح می‌باشند. که در مجموع برای پی‌های سطحی طول مسیر گسیختگی، و برای پی‌های عمیق عمق استقرار نقش عمده‌ای را در باربری ایفا می‌کنند.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته و ارتباط بین مقاومت کف شمع و مقاومت کف CPT،  $(q_c)$  و در گذار از پی سطحی به پی عمیق و تبدیل و تغییر مکانیزم گسیختگی که در آن برای پی‌های سطحی طول مسیر و در پی‌های عمیق سر بار خاک اطراف (معادل گرفته شده با سطح خاک کف پی به بالا روی ناحیه گسیخته شده در زیر پی) رل مهمی را در رابطه توان باربری به عهده دارند، رابطه مستقیم بین توان باربری پی‌های سطحی و نیز مقادیر مقاومت کف بدست آمده توسط پنترومتر یا CPT که از نوع عمیق بوده بصورت زیر پیشنهاد میشود:

$$q_{ult} = \bar{\alpha} \times \bar{q}_{c,g} \quad (15)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \quad (16)$$

$$\alpha_1 = \frac{L_g}{L_o} \quad (17)$$

$$\alpha_2 = \frac{A_g}{A_o} \quad (18)$$

در روابط بالا:

$\alpha_1$ : ضریب اصلاح اثر طول مسیر گسیختگی در حالت تغییر پی سطحی به پی عمیق

$\alpha_2$ : ضریب اصلاح اثر سر بار در حالت تغییر پی سطحی به پی عمیق

$\bar{\alpha}$ : میانگین حسابی ضرایب اصلاح طول مسیر گسیختگی ( $\alpha_1$ ) و سر بار ( $\alpha_2$ )

$\bar{q}_{c,g}$ : میانگین هندسی مقاومت کف مخروط در محدوده سطح زمین تا دو برابر عرض زیر پی

مقادیر  $L_o, L_g, A_o, A_g$  در شکل ۴ نشان داده شده است که در زیر به چگونگی تعیین آنها پرداخته شده مضافاً به اینکه راهکاری برای تعیین میانگین مقادیر  $q_c$  در کف و اطراف پی نیز پیشنهاد می‌گردد. تحلیل دقیق ظرفیت باربری پی‌ها از مسائل

پیچیده ژئوتکنیکی بوده و اغلب روشهای موجود تجربی بوده و کمتر از تحلیل دقیق ریاضی نتیجه شده است. [12] در مقاله ارائه شده هدف تعیین منطقی ضرایب توان باربری پی‌های سطحی بر مبنای داده‌های CPT می‌باشد. در ادامه ابتدا اثر تفاوت طول مسیر گسیختگی و سپس اثر تفاوت سربار به طور مجزا بررسی شده و سپس اثر توأم آن در مدل مورد استفاده قرار می‌گیرد. مطابق شکل ۴- الف با فرض مکانیزم گسیختگی اسپیرال لگاریتمی و گوه گسیختگی زیر پی مطابق با روش سنتی تعیین توان باربری با زاویه راس گوه گسیختگی زیر پی بقرار  $(45 + \phi/2)$ ، شعاع منحنی اسپیرال لگاریتمی در هر نقطه از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$r = r_0 e^{\theta \lg \phi} \quad (19)$$

$$r_0 = \frac{B}{2} \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \times \frac{1}{\cos(\pi/4 - \phi/2)} \quad (20)$$

$$r = \frac{B}{2} \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \times \frac{1}{\cos(\pi/4 - \phi/2)} e^{\theta \lg \phi} \quad (21)$$

که در آن  $\phi$  تابعی از نسبت مقاومت کف مخروط به تنش موثر آن نقطه می‌باشد. تاکنون روابط مختلفی توسط محققین در تعیین  $\phi$  ارائه گردیده است در شکل شماره ۵ رابطه مورد استفاده در مدل و تئوری پیشنهادی دبیر [3] (1970) De beer ارائه شده است. رابطه ساده شده زیر در بسط مدل تحلیلی پیشنهادی مورد استفاده قرار گرفته است.

$$\phi = \frac{\overline{\log\left(\frac{q_c}{\gamma' z}\right)} + 0.5095}{0.0915} \quad (22)$$

$\gamma' z$ : تنش موثر در عمق

$\frac{\overline{q_c}}{\gamma' z}$ : میانگین هندسی نسبت مقاومت کف مخروط به تنش موثر لایه در آن محل در ناحیه سطح زمین تا دو برابر عرض پی

عمق نسبی (نسبت عمق به عرض پی) هر نقطه از منحنی گسیختگی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$D/B = \frac{\operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) e^{\theta \lg \phi}}{2 \cos(\pi/4 - \phi/2)} \times \sin(\theta - 3\pi/4 + \phi/2) \quad (23)$$

با فرض مکانیزم گسیختگی اسپیرال لگاریتمی ابتدا رابطه تعیین طول مسیر گسیختگی تعیین می‌شود و سپس نسبت طول مسیر گسیختگی در پی‌های سطحی به پی‌های عمیق تعیین می‌شود. جهت ساده سازی محاسبات فرض می‌شود:

$$r = B/2 \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi/2) \times \frac{1}{\cos(\pi/4 - \phi/2)} e^{\theta \lg \phi} = m e^{\theta \lg \phi} \quad (24)$$

$$L_x = \frac{m \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi}}{\operatorname{tg} \phi} \times (e^{x \lg \phi} - 1) \quad (25)$$

لذا نسبت طول مسیر گسیختگی در پی‌های سطحی و عمیق مطابق زیر می‌باشد:

$$\alpha_1 = \frac{L_\theta}{L_{\theta=(\pi+\pi/4-\phi/2)}} = \frac{\frac{m\sqrt{1+tg^2\phi}}{tg\phi} (e^{\theta tg\phi} - 1)}{\frac{m\sqrt{1+tg^2\phi}}{tg\phi} (e^{(5\pi/4-\phi/2)} - 1)} = \frac{e^{\theta tg\phi} - 1}{e^{(5\pi/4-\phi/2)} - 1} \quad (26)$$

$$\alpha_1 = \frac{e^{\theta tg\phi} - 1}{e^{(5\pi/4-\phi/2)} - 1} \quad (27)$$

شکل ۶- الف اثر تغییرات  $\phi$ ، عمق نسبی و عرض نسبی (نسبت عرض پی به عمق آن) را بر ضریب  $\alpha_1$  نشان میدهد. در پی‌های سطحی اثر سربار به دلیل عمق نسبی محدود  $D/B \leq 1$  بسیار محدودتر از اثر سربار در پی‌های عمیق بوده و بنابر این مقاومت برشی خاک در ناحیه گسیختگی در پی‌های عمیق بیشتر از پی‌های سطحی می‌باشد. با فرض مکانیزم گسیختگی اسپیرال لگاریتمی، اثر تفاوت سربار مطابق شکل ۴- ب از نسبت سطح بالای کف پی در دو حالت پی سطحی و عمیق محاسبه می‌شود. در این مرحله ابتدا فرمول محاسبه سطح منحنی اسپیرال لگاریتمی محاسبه می‌شود و سپس نسبت دو سطح فوق بعنوان ضریب کاهش اثر تفاوت سربار در نظر گرفته می‌شود.

$$A_\theta = \frac{m^2}{4tg\phi} (e^{2\theta tg\phi} - 1) \quad (28)$$

$$\alpha_2 = \frac{A_\theta}{A_o} = \frac{\frac{m^2}{4tg\phi} (e^{2\theta tg\phi} - e^{2(\pi/4-\phi/2+\pi/4)})}{\frac{m^2}{4tg\phi} (e^{2(\pi+\pi/4-\phi/2)} - e^{2(\pi/4-\phi/2+\pi/2)})} \quad (29)$$

لذا ضریب نسبت سربار در پی‌های سطحی به عمیق بصورت زیر می‌باشد:

$$\alpha_2 = \frac{e^{2\theta tg\phi} - e^{2(3\pi/4-\phi/2)}}{e^{2(5\pi/4-\phi/2)} - e^{2(3\pi/4-\phi/2)}} \quad (30)$$

در شکل ۶- ب تغییرات ضریب  $\alpha_2$  برحسب عمق نسبی و عرض نسبی با تغییر زاویه  $\phi$  نشان داده شده است. جهت محاسبه ضریب ظرفیت باربری مقادیر متوسط حسابی  $\alpha_1$  و  $\alpha_2$  بقرار  $\bar{\alpha}$  در نظر گرفته شده که ضمن اعمال به میانگین مقادیر  $q_{ult}$ ،  $q_c$  توان باربری نهائی پی سطحی بدست می‌آید. تغییرات  $\bar{\alpha}$  در شکل ۶- ج نشان داده شده است. تغییرات مقاومت نفوذ مخروط در ناحیه مؤثر تنش بوسیله میانگین گیری از مقاومت نوک مخروط در ناحیه مؤثر تنش لحاظ میشود و هر چه این میانگین گیری مناسبتر باشد، حصول نتایج دقیقتری رابندبال خواهد داشت. دئوع معمول میانگین گیری بعبارت میانگین گیری حسابی وهندسی مبین نسبت داده ها می باشد. از محاسن میانگین حسابی سادگی محاسبه و تاثیر اندازه یک یک داده ها در این محاسبه میباشد با این حال داده های بسیار بزرگ یا بسیار کوچک بر میانگین حسابی اثر غیر عادی دارد و باعث میشوند که میانگین حسابی معیار خوبی برای شاخص داده ها نباشد بعنوان مثال برای داده های ۲، ۳، ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۳، ۸۵، بلعت بزرگی داده ۸۵، میانگین حسابی عدد ۱۵ میشود که از اکثر داده‌ها بزرگتر میباشد. واضح است که برای این داده ها عدد ۱۵ نمیتواند معیار و شاخص مناسبی باشد زیرا با اکثر داده‌ها تفاوت زیاد دارد از طرفی میانگین هندسی داده‌های فوق ۷/۳۰ میباشد که معیار تمرکز نسبی و شاخص قابل قبولتری برای داده‌های فوق میباشد. از آنجا که مقاومت نفوذ مخروط حتی در یک محدوده کوچک میتواند تغییرات قابل ملاحظه‌ای داشته باشد، میانگین گیری هندسی نتایج مناسبتری در تعیین مقاومت متوسط ارائه میدهد. پس از پردازش داده‌ها، در صورت وجود اضافه فشار منفذی باید متوسط مقادیر  $u$  را از  $\bar{q}_{c,g}$  کم نموده تا توان باربری مؤثر در شرایط زهکشی شده و تحلیل دراز مدت به دست آید.



در مجموع متد پیشنهادی بصورت گام به گام جهت تعیین توان باربری به صورت زیر خلاصه می شود:

۱- محدوده سطح زمین تا 2B کف پی را به لایه‌هایی تقسیم نموده و یا بر اساس فواصل تعیین مقادیر  $q_c$  توسط CPT، مقادیر میانگین هندسی  $\bar{q}_{c,g}$  و نسبت مقاومت کف مخروط به تنش موثر آن نقطه  $\left(\frac{q_c}{\gamma'_z z}\right)$  را در لایه‌های مختلف تعیین می‌گردد.

۲- با توجه به مقدار میانگین نسبت مقاومت کف مخروط به تنش موثر مقدار  $\bar{\phi} = f\left(\frac{q_c}{\gamma'_z z}\right)$  از رابطه ۲۲ و یا شکل ۵ مشخص می‌شود.

۳- با توجه به عمق نسبی استقرار پی و مقدار  $\phi$  محاسباتی ضریب ظرفیت باربری  $\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$  از شکل‌های ۶- ج یا جدول ۱ بدست می‌آید.

۴- توان باربری نهایی پی سطحی از حاصلضرب ضریب ظرفیت باربری، در میانگین هندسی مقاومت کف مخروط محاسبه می‌شود. یعنی  $q_{ult} = \bar{\alpha} \times \bar{q}_{c,g}$

## ۵- بانک اطلاعاتی جهت ارزیابی روشهای موجود و روش پیشنهادی

اطلاعات گسترده‌ای از تستهای بارگذاری انجام شده روی پی‌های سطحی و نتایج CPT انجام شده در کنار آنها در یک بانک اطلاعاتی تدوین، که از میان آنها تعداد ۳۲ مورد عملی از هفت سایت انتخاب شد. موارد عملی شامل نتایج بارگذاری پی وصفحات بارگذاری با ابعاد بین ۰/۳ تا ۳ متر و عمق نسبی بین ۰ تا ۲/۵ متر بوده که علاوه بر بارگذاری در کنار آنها CPT حداقل تا عمق ۲ برابر عرض پی در زیر پی صورت گرفته و خاک زیر پی در غالب موارد از نوع ماسه با دانه بندی یکنواخت، ماسه لای دار و ماسه رس‌دار و در مواردی رس ماسه‌دار با حد روانی پایین بوده است. توان باربری اندازه‌گیری شده بی‌شک  $1/7$  تا  $1/5$   $kg/cm^2$  بوده است. در تعیین توان باربری نهائی معیار نشست ۱۰٪ ابعاد پی در دیگرام تنش - جابجائی که توسط محققینی نظیر بریاد و گیبنز [13] Briaud & Gibbens (1999) نیز توصیه شده و یا نقطه‌ای از منحنی بارگذاری - نشست که شیب نمودار بارگذاری - نشست به حالت افقی و یا به مینیمم حالت پایدار می‌رسد، بعنوان بار نهائی انتخاب شده است. در جدول ۲ خلاصه‌ای از مشخصات خاک در موارد عملی مورد استفاده ارائه شده است. در جدول شماره ۳ مشخصات ابعادی، ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده و مراجع مربوط به سایت‌های مختلف جمع‌آوری شده است. شکل ۷ مواردی از نتایج CPT مورد استفاده در بعضی سایتها و نیز نتایج بارگذاری - نشست را نشان میدهد. جهت تشریح متد پیشنهادی مراحل گام به گام مربوط به آن برای یک مورد عملی بصورت حل عددی مرور می‌شود.

## حل یک مثال عملی

نتایج CPT کنار یک پی یک متری (اقتباس شده از سایت شماره ۱) در شکل شماره ۷ شامل دیگرامهای تغییرات  $q_c$  بر حسب عمق و رابطه فشار - جابجائی برای پی تحت آزمایش بارگذاری نشان داده شده است. مراحل گام به گام محاسبه ظرفیت باربری پی بر اساس متد پیشنهادی بصورت زیر می باشد:

**گام اول:** محاسبه  $\bar{q}_c$  و  $\frac{q_c}{\gamma'_z z}$  در محدوده تاثیر سطح زمین تا 2B کف پی

$$\bar{q}_{cg} = \sqrt[14]{q_{c1} * q_{c2} * \dots * q_{c14}} = 73.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\bar{q}_c}{\gamma'_z z} = \sqrt[14]{\frac{q_{c1}}{\gamma'_z z_1} * \frac{q_{c2}}{\gamma'_z z_2} * \dots * \frac{q_{c14}}{\gamma'_z z_{14}}} = 290.50$$

گام دوم: محاسبه  $\phi$  با استفاده از رابطه  $\phi = \frac{\log(\frac{\bar{q}_c}{\gamma' z}) + 0.5095}{0.0915}$  و یا شکل ۵

$$\phi = \frac{\log(\frac{\bar{q}_c}{\gamma' z}) + 0.5095}{0.0915} = 32.50$$

گام سوم: محاسبه  $\bar{\alpha}$  بر حسب  $D = 0.71 \text{ m}$  و  $B = 1 \text{ m}$  با استفاده از شکل شماره ۶ - ج و یا جدول ۱

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 0.1905$$

گام چهارم: محاسبه  $q_{ult}$  با استفاده از رابطه پایه پیشنهادی یعنی:

$$q_{ult} = \bar{\alpha} \times \bar{q}_c = 0.1905 \times 73.10 = 13.90 \text{ kg/cm}^2$$

لازم به ذکر است که با توجه به نتایج بارگذاری پی فوق (شکل شماره ۷) مقدار ظرفیت باربری نهایی بقرار  $15 \text{ kg/cm}^2$  اندازه‌گیری شده است.

## ۶- ارزیابی مدل ارائه شده و روشهای موجود با استفاده از موارد عملی

نتایج ۳۲ مورد عملی شامل نتایج بارگذاری پی و صفحات بارگذاری با ابعاد  $0.3$  تا  $3$  متر و عمق نسبی بین  $0$  تا  $2/50$  جهت ارزیابی روشهای موجود و روش پیشنهادی مورد استفاده قرار گرفته است. دو روش آماری و احتمال در ارزیابی متدها بکار گرفته شده است. در روش اول ارزیابی روشها در پیش بینی توان باربری مطالعات آماری بر مبنای خطای نسبی بوده که مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$E_r = \frac{q_{ult, Cal} - q_{ult, Mes}}{q_{ult, Mes}} \quad (31)$$

که در آن  $q_{ult, Cal}$  و  $q_{ult, Mes}$  مقادیر توان باربری محاسباتی و اندازه‌گیری شده می‌باشند. میانگین خطای نسبی مطابق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\bar{E}_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E_{ri} \quad (32)$$

همچنین انحراف معیار مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$SD = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (E_{ri} - \bar{E}_r)^2} \quad (33)$$

با توجه به اینکه مقادیر مثبت و منفی خطای نسبی در میانگین‌گیری ممکن است یکدیگر را خنثی کنند، لذا میانگین قدر مطلق خطای نسبی تحت عنوان مطلق نیز جهت مقایسه بکار گرفته شده است:

$$|\bar{E}_r| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |E_{ri}| \quad (34)$$

محاسبات خطاها در پیش‌بینی توان باربری نشان داده است که روش پیشنهادی برای ۳۲ مورد عملی پی سطحی دارای خطای نسبی متوسط ۴-٪ و انحراف معیار خطای نسبی ۱۹٪ میباشد. روش رابرتسون و اسلامیزاد خطای متوسط ۲-٪ و انحراف معیار ۳۲٪، روش مایرهورف خطای متوسط ۳۵-٪ و انحراف معیار ۵۸٪، روش اشمرتمن خطای متوسط ۳-٪ و انحراف معیار ۹۹٪، روش آئین نامه مهندسی پی کانادا، CFEM خطای متوسط ۴۹٪ و انحراف معیار ۷۲٪ و نیز روش اوکاتی خطای متوسط ۶۲٪ و انحراف معیار ۶۳٪ را در برداشته‌اند.

همچنین میانگین مقادیر مطلق خطاها برای روش پیشنهادی بقرار ۱۵٪ با انحراف معیار ۱۲٪ و برای ۵ روش دیگر متوسط خطاهای مطلق ۶۱٪ و متوسط انحراف معیار ۴۱٪ بوده که جزئیات در جدول شماره ۴ مشخص شده است.

در روش دوم ارزیابی روشها در پیش‌بینی توان باربری از فراوانی تجمعی خطاها بعنوان یک روش تعیین پراکندگی داده‌های آماری استفاده شده است. برای موارد عملی موجود نسبت ظرفیت باربری محاسباتی به ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده را بر حسب اندازه مرتب نموده و فراوانی تجمعی خطاها (P) برای مقادیر فوق از رابطه زیر تعیین میگردد. (Long&Shimel 1989) [14]

$$P = \frac{i}{n+1} \quad (35)$$

P: فراوانی تجمعی خطاها

i: تعداد داده‌ها برای محاسبه P

n: تعداد کل داده‌ها

همچنین لانگ و شیمیل [14] بیان نموده‌اند هرچه که نسبت مقادیر ظرفیت باربری محاسباتی به ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده در نمایش تجمعی در خطای تجمعی ۵۰٪ به مقدار واحد نزدیکتر گردد سازگاری بهتر مدل یا روش پیش‌بینی‌کننده را نشان میدهد و شیب خط عبوری از نقاط داده‌ها در نمودار فراوانی تجمعی خطاها بیانگر میزان پراکندگی مدل میباشد.

خطای تجمعی براساس نسبت توان باربری محاسباتی به مقدار اندازه‌گیری شده برای پنج روش موجود و نیز متد جدید پیشنهادی در شکل ۸ ترسیم شده است. همانطوریکه در شکل شماره ۸ مشاهده میشود روشهای اشمرتمن، مایرهورف، اوکاتی و آیین نامه مهندسی پی کانادا در فراوانی تجمعی ۵۰٪ دارای نسبت مقادیر ظرفیت باربری محاسباتی به ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده بمراتب کمتر از واحد میباشد. درحالیکه روش پیشنهادی ارائه گردیده در فراوانی تجمعی ۵۰٪ دارای نسبت مقادیر ظرفیت باربری محاسباتی به ظرفیت باربری اندازه‌گیری شده تقریباً نزدیک به واحد میباشد. همچنین شیب نمودار متمایل به خط راست که بیانگر میزان تغییرات خطای روشها میباشد در روش پیشنهادی نسبت به روشهای دیگر کمتر و نیز مقادیر ظرفیت باربری محاسباتی به اندازه‌گیری شده ۳۲ مورد عملی دارای پراکندگی کمی نسبت به خط مزبور می‌باشد.

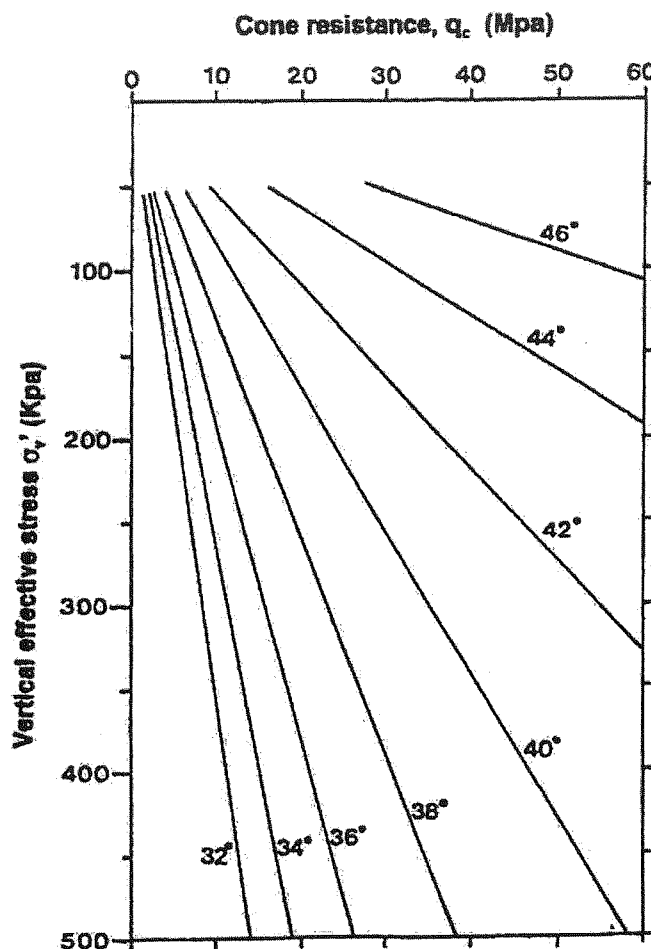
## ۷- نتیجه گیری

تعیین ظرفیت باربری پی های سطحی در مقایسه باکنترل نشست و طراحی سازه ای از اهمیت ویژه ای برخورداراست. از آنجاکه آزمایش نفوذ مخروط، CPT سریع واقتصادی در مطالعات ژئوتکنیک بوده واطلاعات پیوسته ای رابرحسب عمق در فواصل کوتاه فراهم می نماید در این مقاله مبنای آنالیز استاتیکی در تعیین توان باربری قرار گرفته است. روشهای مستقیم مختلفی توسط محققین در تعیین مستقیم توان باربری پی های سطحی با استفاده از نتایج CPT ارائه شده است که اغلب این روشها در دو دهه قبل پیشنهاد شده وکمتر با نتایج بارگذاری پی ها با ابعاد واقعی و نتایج CPT الکتریکی ارزیابی شده اند. وبعلووه مشکلات عدم ملاحظه هندسه پی، عمق استقرار، پردازش داده های CPT و مکانیزم گسیختگی از نوع سطحی ویا عمیق را نیز در بر دارند.

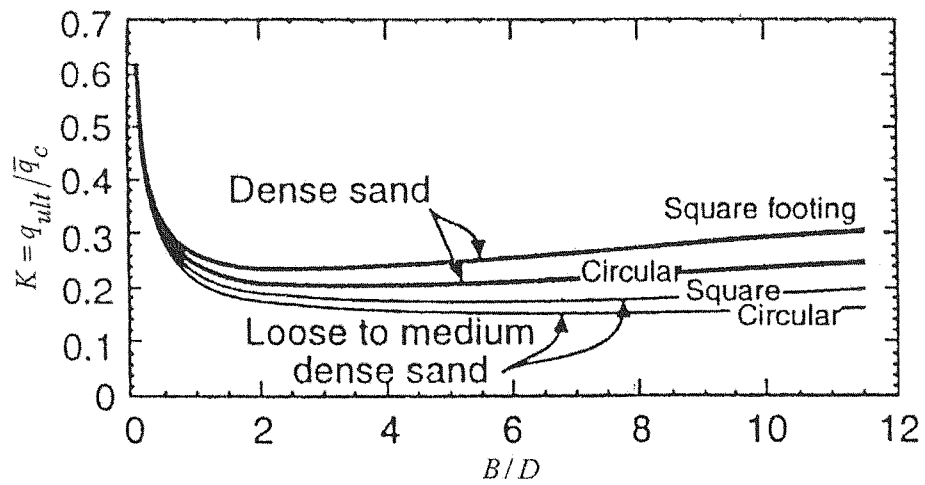
یک مدل تحلیلی بر مبنای مقایسه مسیره‌های گسیختگی و مقادیر سربار در حالت برش کلی در زیر پی‌های سطحی و نیز آزمایش نفوذ مخروط CPT بعنوان پی با گسیختگی عمیق ارائه شده است. رابطه‌ای مستقیم بین توان باربری نهایی Q<sub>ult</sub> و

میانگین مقادیر  $q_c$  در محدوده 2B کف پی تا روی زمین پیشنهاد شده است. جهت فیلتراسیون و پردازش داده‌ها و حذف مقادیر غیر عادی حداقل و حداکثر در نتایج  $q_c$  از میانگین‌گیری هندسی استفاده شده است. بعنوان محک و ارزیابی روش جدید پیشنهادی و روشهای موجود، ۳۲ مورد عملی پی با ابعاد بین ۰/۳ تا ۳ متر در پلان و عمق نسبی بین ۰ تا ۲/۵۰ و توان باربری نهایی بین ۱/۷۰ تا ۱۵  $kg/cm^2$  که در کنار آنها نتایج CPT حداقل تا عمق دو برابر عرض پی موجود بوده، تدوین شده در یک بانک اطلاعاتی مبنای کار قرار گرفته است.

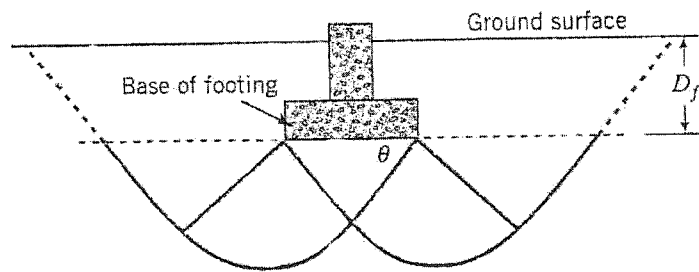
به دو طریق آماری و احتمال، خطاهای نسبی، مطلق و تجمعی در پیش بینی ظرفیت باربری روش‌های مختلف محاسبه شده‌اند، که میزان میانگین خطای نسبی برای متدهای مختلف بطور متوسط ۱۴٪ با میانگین انحراف معیار ۶۴٪، میزان میانگین خطای مطلق برای پنج متد بطور متوسط بقرار ۶۲٪، و متوسط انحراف معیار مطلق ۴۱٪ بوده است در حالیکه میزان میانگین خطای نسبی برای روش پیشنهادی برابر ۴-٪ و انحراف معیار ۱۹٪، میزان میانگین خطای مطلق به قرار ۱۵٪ و انحراف معیار مطلق ۱۲٪ بوده است. بعلاوه مطالعه بر روی فراوانی تجمعی خطاها بر مبنای توان باربری محاسباتی به مقدار اندازه‌گیری شده نشان میدهد که روش پیشنهادی نسبت به روشهای دیگر، ظرفیت باربری ۳۲ مورد پی سطحی را با خطا و پراکندگی کمتری نسبت به سایر روشها پیش‌بینی نموده است. در مجموع مقایسه با ۵ روش جاری بر مبنای اطلاعات توان باربری اندازه‌گیری شده مندرج در بانک اطلاعاتی بیانگر این است که روش جدید پیشنهادی برای تعیین توان باربری نهایی پی‌های سطحی،  $q_{ult}$  بر مبنای مقاومت کف آزمایش نفوذ مخروط، ( $q_c$ ) نتایج خوشبینانه و دقت قابل قبول را در بر داشته و می‌تواند در طراحیهای ژئوتکنیکی مورد ملاحظه قرار گیرد.



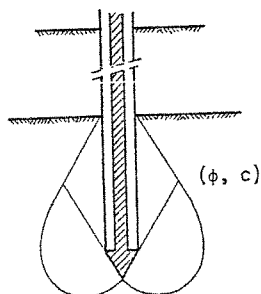
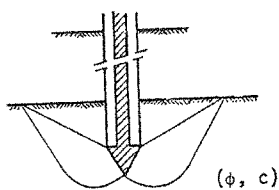
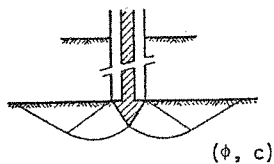
شکل (۱) چگونگی تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک ( $\phi$ ) از مقاومت کف  $q_c$  مربوط به CPT [1].



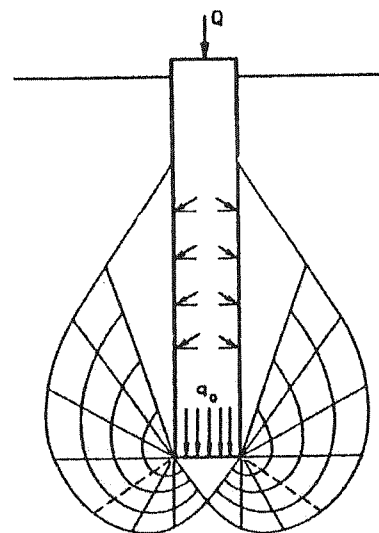
شکل (۲) ضرائب ظرفیت باربری پیشنهادی توسط اسلامیزاد و رابرتسون (Eslaamizaad & Robertson, 1996) [5].



الف - پی های سطحی

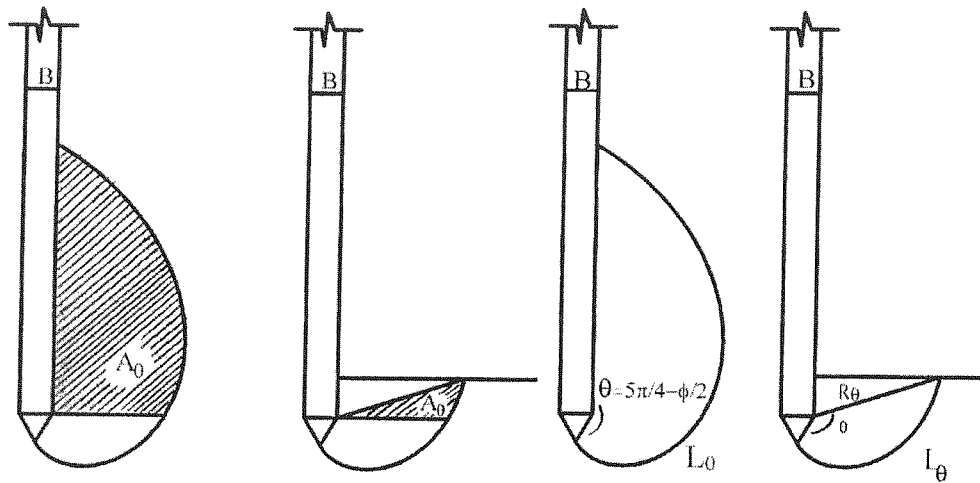


ج - تبدیل مکانیزم سطحی به عمیق

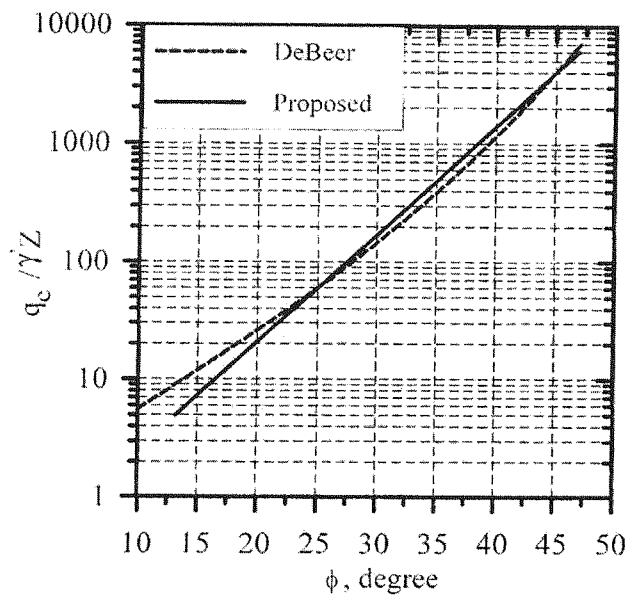


ب - پی های عمیق

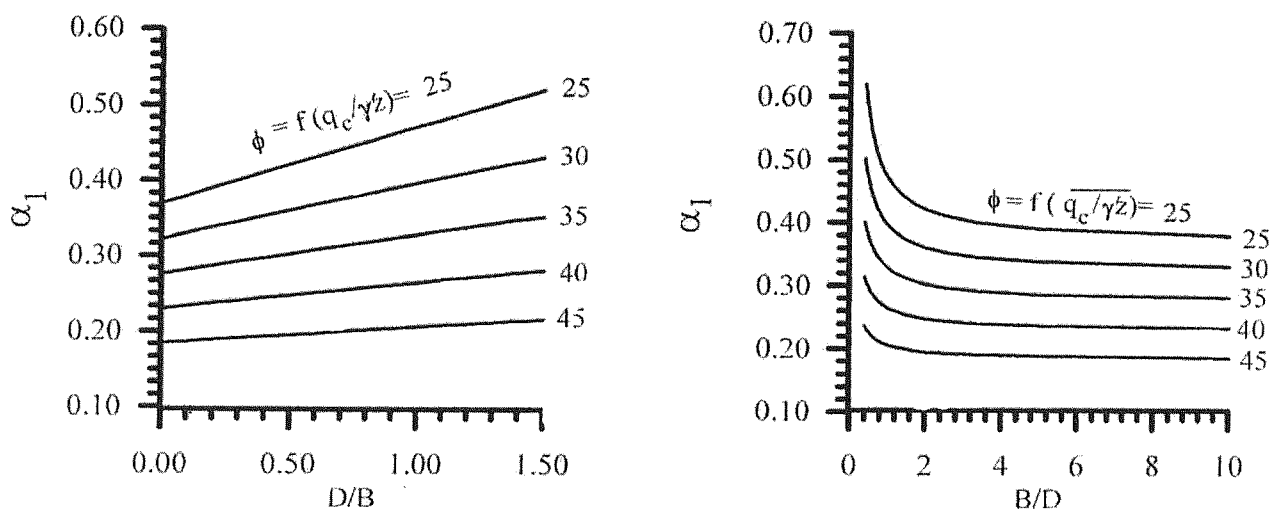
شکل (۳) مکانیزم وقوع گسیختگی در زیر پی ها.



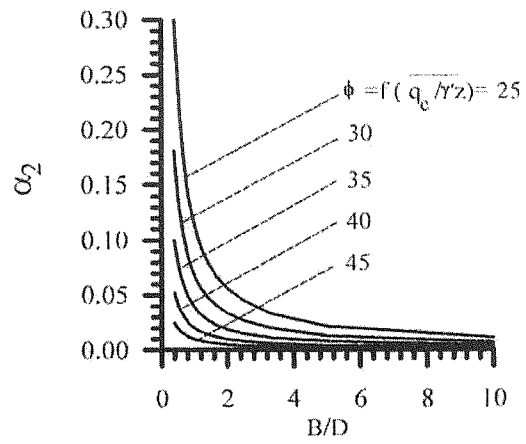
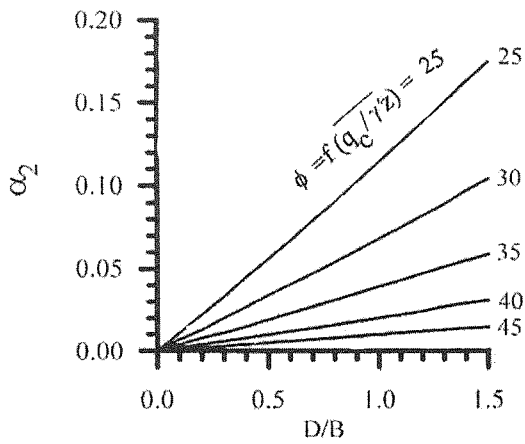
شکل (۴) چگونگی ملاحظه پارامترهای طول و سربار مربوط به مدل پیشنهادی.



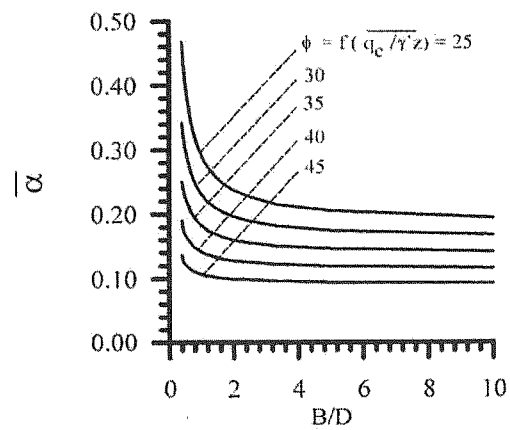
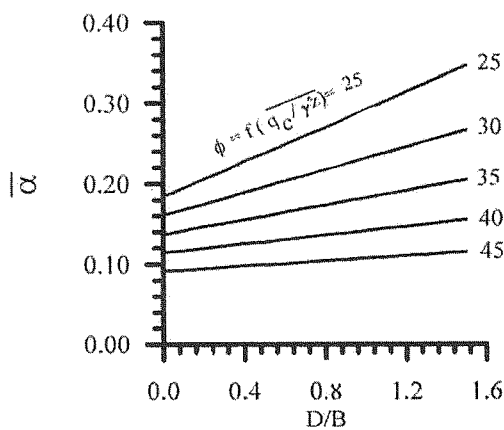
شکل (۵) رابطه بین زاویه اصطکاک داخلی خاک ( $\phi$ ) با نسبت مقاومت مخروط به تنش موثر.



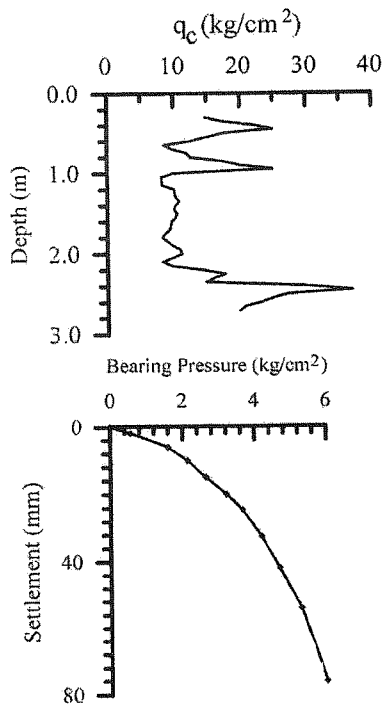
شکل (۶-الف) اثر تغییرات نسبت عرض به عمق یا نسبت عمق به عرض و زاویه ( $\phi$ ) در  $\alpha_1$ .



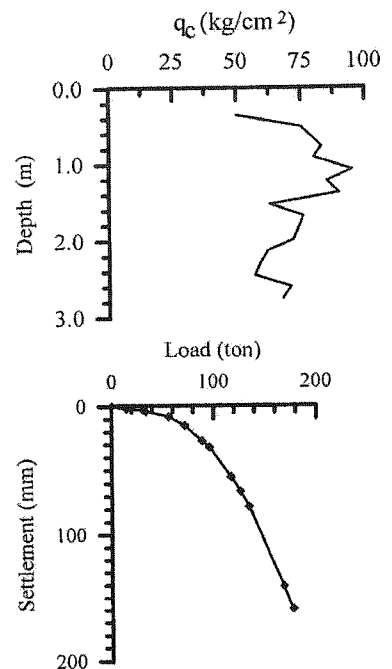
شکل (ب) اثر تغییرات نسبت عرض به عمق یا نسبت عمق به عرض و زاویه  $(\phi)$  در  $\alpha_2$ .



شکل (ج) اثر تغییرات نسبت عرض به عمق یا نسبت عمق به عرض و زاویه  $(\phi)$  در  $\alpha$ .

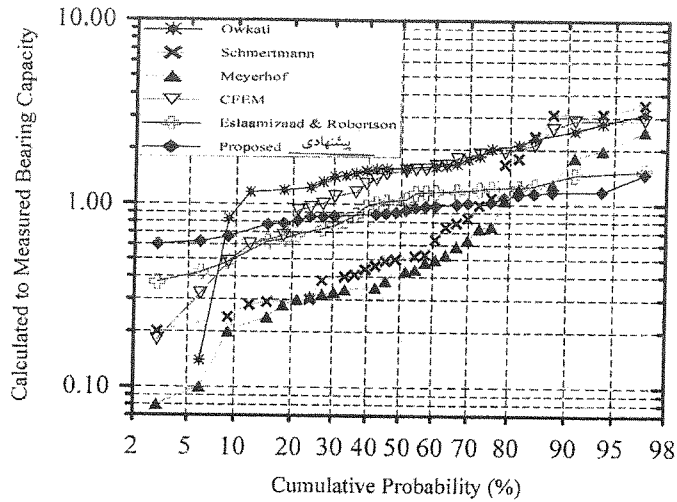


ب - سایت شماره ۷ - [20]



الف - سایت شماره ۱ - [15]

شکل (۷) دو نمونه از نتایج CPT و نتایج بارگذاری - نشست پی‌های جمع‌آوری شده در باتک اطلاعاتی.



شکل (۸) نمودار فراوانی تجمعی خطاها در روشهای مختلف و روش پیشنهادی برای ۳۲ مورد عملی.

جدول (۱) مقادیر ضریب ظرفیت باربری ( $\alpha$ ) بر حسب D/B و  $\phi$ .

D/B	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2
$\phi = f\left(\frac{q_c}{\gamma'z}\right)$													
25	0.1845	0.195	0.206	0.216	0.228	0.238	0.249	0.26	0.27	0.281	0.292	0.303	0.314
30	0.161	0.168	0.175	0.182	0.19	0.197	0.204	0.211	0.218	0.225	0.232	0.239	0.246
35	0.137	0.142	0.147	0.151	0.156	0.16	0.165	0.17	0.174	0.179	0.183	0.188	0.192
40	0.1145	0.117	0.12	0.123	0.126	0.128	0.131	0.134	0.137	0.139	0.142	0.145	0.147
45	0.092	0.093	0.095	0.097	0.099	0.1	0.101	0.103	0.105	0.106	0.108	0.109	0.111

جدول (۲) خلاصه‌ای از مشخصات خاک بستری در موارد عملی جمع آوری شده.

شماره سایت	تعداد موارد عملی	ضخامت لایه m	طبقه بندی خاک محل	محدوده $q_c$ kg/cm <sup>2</sup>	عمق آب زیر زمینی m	درصد رطوبت %	ظرفیت باربری آزمایش بارگذاری kg/cm <sup>2</sup>
I	5	11	SP	40-110	4.9	12-25	15
			SP-SM				
II	4	3.5	ML	17-28	1		3-3.75
III	4	2.5-3	SM لایه بالا	14-80	1.9	18-25	9.4
			SP لایه پایین	23-240		15-25	13.5
IV	3	8	SM-SC و SM		---		12.6-12.8
V	5	3.5	CL	5-20	4	24.50-26	1.7
VI	9	3-4	SC, ML, CL, CH	5-30	1	20-25	3.10-6.9
VII	2	5	CL, CH	10-35	---	25	3.10-7.8



جدول (۳) خلاصه مشخصات مربوط به ۳۲ مورد عملی جمع آوری شده در بانک اطلاعاتی.

شماره مورد	شماره سایت و مرجع	نام پی	شکل پی	ابعاد پی (m)	عمق استقرار پی (m)	عمق نسبی (D/B)	نشست نسبی (%)	مقاومت نهائی (kg/cm <sup>2</sup> )
1	I, [15]	F5	مربع	1	0.71	0.71	10	15
2	I, [15]	F2	مربع	1.5	0.76	0.51	10	15
3	I, [15]	F4	مربع	2.5	0.76	0.3	10	15
4	I, [15]	F1	مربع	3	0.76	0.25	10	15
5	I, [15]	F3	مربع	3	0.89	0.3	10	13
6	II, [16]	F1	مربع	1	0	0	6	3.75
7	II, [16]	F2	مربع	1	0	0	6	3.7
8	II, [16]	F3	مربع	1	0	0	6	3
9	II, [16]	F4	مربع	1	0	0	6	3.25
10	III, [17]	WS	دایره	1.75	2.35	1.34	10	11.5
11	III, [17]	WN	دایره	1.75	2.35	1.34	10	11.5
12	III, [17]	EW	دایره	2	2.2	1.1	10	7.5
13	III, [17]	EE	دایره	1.88	2.16	1.15	10	9.5
14	IV, [18]	PLT1	مربع	0.6	0	0	-	12.6
15	IV, [18]	PLT2	مربع	0.6	0	0	-	12.6
16	IV, [18]	PLT3	مربع	0.6	0	0	-	12.8
17	V, [19]	PL1	دایره	0.3	0	0	1	1.7
18	V, [19]	PL2	دایره	0.3	0	0	1	1.7
19	V, [19]	PL3	دایره	0.45	0	0	1	1.7
20	V, [19]	PL4	دایره	0.6	0	0	1	1.7
21	V, [19]	PL5	دایره	0.6	0	0	1	1.7
22	VI, [20]	PLP1	دایره	0.6	1.5	2.5	12	6
23	VI, [20]	PLP2	دایره	0.6	1.5	2.5	12	6
24	VI, [20]	PLP3	دایره	0.6	1.5	2.5	12	6
25	VI, [20]	PL4	دایره	0.6	1.5	2.5	11	5.2
26	VI, [20]	PL5	دایره	0.6	1.5	2.5	15	3.1
27	VI, [20]	PL6	دایره	0.6	1.5	2.5	15	3.1
28	VI, [20]	PL7	دایره	0.6	1.5	2.5	10	6.9
29	VI, [20]	PL8	دایره	0.6	1.5	2.5	10	6.9
30	VI, [20]	PL9	دایره	0.6	1.5	2.5	10	6.9
31	VII, [20]	F1	مربع	2.2	2.2	1	-	7.8
32	VII, [20]	F2	مربع	1	1.5	1.5	-	2.1

جدول (۴) مقایسه تغییرات خطای نسبی روشهای مختلف تعیین ظرفیت باربری پی های سطحی براساس نتایج CPT.

انحراف معیار خطای مطلق	میانگین خطای مطلق (%)	انحراف معیار خطای نسبی	میانگین خطای نسبی (%)	پارامتر تغییرات خطای روش
17	27	32	-2	روش اسلامیزاد و رابرتسون Eslaamizadd, and Robertson, (1996)
28	61	58	-35	روش میرهوف (1956) Meyerhof
61	77	99	-3	روش اشمرتمن (1978) Schemertmann
52	69	72	49	روش آیین نامه پی کانادا CFEM, (1992)
49	74	63	62	روش اوکاتی (1970) Owkati
41.4	61.6	64.8	14.2	متوسط خطاهای روشهای موجود
12	15	19	-4	روش پیشنهادی

## زیر نویسها

- 1-Static Analysis
- 2-Footing Load Test
- 3-Pressumed Bearing Capacity
- 4-In-Situ Testing Methods
- 5-Cone Penetration Test
- 6-Canadian Foundation Engineering Manual

## مراجع

- [1] Lunne, T., & Robertson, P. K., and Powell, J. J., Cone penetration test in geotechnical practice, Blackie Academic & Professional, 1997.
- [2] Schmertmann, J. H., 1978. Guidelines for cone test, performance and design. Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209, Washington, 145 p.
- [3] Bowels, J. E., 1996. Foundation analysis and design. 5th Ed. McGraw-hill Publishers, United State, 1175 p.
- [4] Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, 1992. Third Ed, Canadian Geotechnical Society, BiTech. Publishers, Vancouver, 512 p.
- [5] Eslaamizaad, S, and Robertson, P.K, 1996. Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands, Proceeding of 49th Canadian Geotechnical Society, pp. 429-438.
- [6] Kimura, T, Kusakabe, O., and Saitoh, k., 1985. Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge. Geotechnique, Vol. 35, No. 1 , pp. 33-45.
- [7] Meyerhof, G. G., 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations. The Eleventh Terzaghi Lecture, November 5, 1975, American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 102, GT3, pp. 195 - 228.
- [8] Eslami, A., and Fellenius, B. H., 1995. Toe bearing capacity of piles from cone penetration test (CPT) data.

- Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linkoping, Sweden, SGI Report 3:95, Vol. 2, pp. 453-460.
- [9] Eslami, A., and Fellenius, B. H., 1997. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No. 6, pp. 880 - 898.
- [10] Notingham, L. C., 1975. Use of quasi - static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles. Ph. D. Thesis, Dept. of Civil Engineering., University of Florida, 553pp.
- [11] Narita, K., and Yamaguchi, H., 1989. Analysis of bearing capacity for log-spiral sliding surfaces. *Soils and Foundations Journal*, Vol. 29 no.2 June, pp. 85-89
- [۱۲] اسلامی ابوالفضل و غلامی آهنگران، مهدی - ۱۳۸۱، توان باربری پی‌های سطحی با استفاده از نتایج تست نفوذ مخروط، سومین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک - پژوهشگاه نیرو - تهران، صفحات ۹۳ تا ۹۷
- [13] Briaud, J.L., and Gibbens, R.M., 1994. Behavior of five large spread footing on sand. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering*. September, Vol. 125, No. 9, pp. 787-796.
- [14] Long, J. H., and Shimel, I. S., 1989. Drilled shafts, a data-base approach. *American Society of Civil Engineers, Proceedings of Foundation Engineering Congress: Current Principles and Practices*, ASCE Geotechnical Special Publication, June 25 - 29, GSP 22, Vol. 2, pp. 1091 - 1108.
- [15] Briaud, J.L., and Gibbens, R.M., 1994. Behavior of five large spread footing on sand. *FHWA Prediction Symp, ASCE Spec. pub, No 41, New York, 255 p.*
- [16] Amar, S., 1979. Experimental study in full scale of shallow foundation behavior. *Proceeding of 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 199-204.
- [17] Tand, K., Funegard, E., and Warden, 1994. Footing load test on sand. *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 40, Vol. 1,8 pp. 164-178.
- [۱۸] صنیعی، همایون، ۱۳۷۲، روشی نوین جهت تعیین ظرفیت باربری پی های مسطح در زمینهای غیر چسبنده از نتایج آزمایش نفوذ استاتیکی (Dutch Cone)، ۳ - ۵ خرداد مجموعه مقالات دومین سمینار بین المللی مکانیک خاک ومهندسی پی ایران، صفحات ۱۴۸ - ۱۳۳
- [19] Consoli N.C., Schnaid, F., and Milititsky, J., 1998. Interpretation of load tests of residual soil. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering*, September, Vol. 124, No. 9, pp. 857-867.
- [20] Tand, K., Funegard, E., and Warden, P., 1986. Bearing capacity of footing on clay CPT method. *Proceeding of American Society of Civil Engineers, ASCE, In - Situ 86 Speciality Conference, Blaksburg, June 23-25, Geotechnical Special Publication GSP 6, pp. 1017-1033.*