

سازمان نظام مهندسی ساختمان آذربایجان غربی

بررسی و تفسیر دفترچه مطالعات ژئوتکنیک
و
استفاده از نتایج آن در تحلیل و طراحی سازه ها

27 شهریور 1400

ارائه : علیرضا محمدزاده

اهداف مطالعات ژئوتکنیک

الف- گردآوری اطلاعات لازم ساختگاه از جمله تعیین جنس و لایه‌بندی زیرین زمین، به منظور طراحی ایمن و بدون تغییر در کارایی ساختمان و ضمن صرفه اقتصادی در طرح آن.

ب- گردآوری اطلاعات لازم برای برنامه‌ریزی موقت و دائمی ساخت و ساز بنا در مراحل که به شرایط زمین ساختگاه مرتبط می‌شوند شامل وضعیت هندسی و مکانیکی لایه‌های زیرسطحی، شرایط آب زیرزمینی، وجود مصالح و شرایط نامناسب برای پایداری ساختمان و غیره.

پ- پیش بینی و شناسایی مشکلات احتمالی که ممکن است در خلال اجرای ساختمان و پس از آن از ناحیه زمین بروز نماید.

۷-۲-۲ شرایط نیاز به انجام عملیات شناسایی

۷-۲-۲-۱ در صورتی که تمام شرایط زیر برقرار باشد نیاز به انجام عملیات گمانه زنی نمی‌باشد و جمع آوری اطلاعات و بازدید محلی کفایت می‌نماید.

۷-۲-۲-۱-۱ داده‌های کافی از محدوده محل مورد نظر و زمین‌های با سازند زمین شناسی مشابه در دسترس باشند.

۷-۲-۲-۱-۲ ساختمان مورد نظر با اهمیت کم یا با اهمیت متوسط و با حداکثر ۴ طبقه باشد.

۷-۲-۲-۱-۳ ساختمان مورد نظر با مساحت اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع باشد.

۷-۲-۲-۱-۴ در طراحی و اجرای ساختمان نیاز به گودبرداری به میزان کمتر از ۲ متر باشد.

۷-۲-۲-۱-۵ تعداد ساختمان‌ها زیاد (بیش از ۳ ساختمان مشابه و نزدیک به یکدیگر مانند شهرک‌ها، پروژه‌های انبوه‌سازی و غیره) نباشد.

۷-۲-۲-۱-۶ نوع زمین طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰)، از نوع ۱ و ۲ نباشد.

۷-۲-۲-۱-۷ هیچکدام از شرایط ذیل نیز وجود نداشته باشد:

الف- احتمال مواجه شدن با خاک دستی در محل ساخت

ب- احتمال مواجه شدن با خاک‌های مسئله‌دار (مانند خاک‌های متورم شونده، خاک‌های با پتانسیل روانگرایی و خاک‌های رمبنده)

پ- سازه‌ای در مجاور محل مورد نظر که احتمال خسارت به آن وجود دارد.

ت- محل مورد نظر در منطقه خرد شده گسل اصلی واقع شده باشد.

ث- مناطقی با سطح آب زیر زمینی بالا (بر اساس بررسی‌های محلی)

اطلاعات مقدماتی گزارش ژئوتکنیک

مشخصات عمومی :

➤ آدرس پروژه

➤ نام کارفرما

➤ پلاک ثبتی

➤ ابعاد زمین

➤ تعداد طبقات

➤ عمق استقرار پی (وجود و یا عدم وجود زیر زمین)

➤ وضعیت توپوگرافی و شیب زمین

➤ وضعیت ساختمانهای موجود در زمین و اطراف آن

اطلاعات مقدماتی گزارش ژئوتکنیک

مشخصات عمومی :

۱ اطلاعات کاوشهای صحرایی

(a) تعداد گمانه ها و مشخصات و مختصات آنها

(b) نوع گمانه ها بلحاظ شیوه حفاری

(c) تراز استقرار گمانه ها

۲ فهرست آزمایشات صحرایی

۳ فهرست آزمایشات آزمایشگاهی

۴ تشریح زمین شناسی عمومی منطقه

عملیات حفاری

شیوه های مختلف حفاری :

۱ حفاری دستی : مناسب ترین روش حفاری است ولی دارای محدودیت عمق و انجام آزمایشات صحرایی و بحث ایمنی می باشد

۲ ضربه ای : در لای و ماسه و سنگ ضعیف قابل قبول و بدون استفاده از آب در خاکهای چسبنده و غیر چسبنده قابل قبول

۳ شستشویی: در ماسه و لای و شن و ماسه قابل قبول

۴ حفاری با اوگر : در خاکهای چسبنده قابل قبول

۵ دورانی : در تمام خاکها مورد قبول

۶ دورانی با مغزه گیری پیوسته



تعداد گمانه ها

۷-۲-۳-۴-۲ چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می شود:

الف- فاصله گمانه ها باید در حدود ۱۵ الی ۶۰ متر باشد.

ب- استفاده از جدول ۷-۲-۱ با توجه به اهمیت ساختمان ها مبنا قرار گیرد.

جدول ۷-۲-۱ جدول حداقل تعداد گمانه

تعداد گمانه	شرایط زیرسطحی	اهمیت ساختمان	مساحت
۲	لایه بندی ساده و زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع
۳	لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب		
۱	لایه بندی ساده و زمین مناسب	متوسط	
۲	لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	کم	
۱	زمین مناسب یا نامناسب	خیلی زیاد و زیاد	
۳	لایه بندی ساده و زمین مناسب		
۵	لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب		
۲	لایه بندی ساده و زمین مناسب		
۳	لایه بندی پیچیده یا زمین نامناسب	متوسط	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع
۱	زمین مناسب	کم	
۲	زمین نامناسب		

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می شود.

عمق گمانه ها

۷-۲-۳-۵ عمق گمانه ها

۷-۲-۳-۵-۱ اگر نشست در طراحی پی بر روی زمین مورد نظر تعیین کننده باشد، آنگاه لازم است که عمق حداقل یک گمانه بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر می‌رسد، هر عمقی بیشتر شد ملاک می‌باشد:

(۱) ۱۰ درصد تنش موثر زمین در آن عمق

(۲) ۱۰ درصد تنش ناشی از ساختمان بر کف پی (که با توجه به منحنی‌های حباب تنش، عمق برای پی مربعی بین $2B$ تا $2/5B$ و برای پی نواری بین $3B$ تا $4B$ باید باشد).

۷-۲-۳-۵-۲ اگر ظرفیت باربری زمین و گسیختگی برشی خاک زیر پی تعیین کننده باشد، عمق گمانه با توجه به نظریه های ظرفیت باربری باید بین B تا $1/5B$ باشد.

۷-۲-۳-۵-۳ در دو بند بالا B عرض ساختمان یا پی می‌باشد که باید به صورت ذیل به دست آید:
(۱) ساختمان با پی‌های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می‌شود.

(۲) ساختمان با پی‌های نواری: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از $1/5$ برابر مجموع عرض آن‌ها باشد، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می‌شود.

(۳) ساختمان با پی گسترده: عرض کل پی گسترده به عنوان B تعیین می‌شود.

۷-۲-۳-۵-۴ نکاتی که باید در تعیین عمق گمانه رعایت شود:

(۱) اگر احداث ساختمان با گودبرداری همراه باشد، عمق گود به عمق گمانه به دست آمده در بند ۷-۲-۳-۵ باید اضافه شود.

(۲) اگر عمق مورد نیاز برای شناسایی زمین خیلی کم باشد، می‌توان از روش‌های شناسایی دستی مانند آزمایش‌های برجای نفوذ مخروط و کاوشگر دینامیکی به جای گمانه زنی استفاده کرد.

(۳) حفر حداقل یک چاهک جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. اگر عمق چاهک کافی باشد می‌تواند جایگزین حفر یک گمانه شود.

- ۴) در صورتی که قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به یک بستر سنگی یا لایه خیلی متراکم با ضخامت قابل توجه برخورد شود می‌تواند عمق گمانه کمتر شود.
- ۵) گمانه مورد نظر باید حداقل تا به زیر نهشته‌هایی که برای پی مناسب نیستند (مانند خاک دستی) ادامه یابد.
- ۶) در هر حالت عمق یک گمانه نباید کمتر از ۶ متر زیر پی باشد، مگر در مواردی که گمانه قبل از ۶ متر به لایه سخت رسیده باشد.
- ۷) در حفر گمانه اگر به لایه سنگ برخورد شود باید حداقل یکی از گمانه‌ها تا ۳ متر در لایه سنگ نفوذ کند تا وجود بستر سنگی اثبات شود.
- ۸) در مواردی که از شمع‌های متکی بر نوک در لایه سخت، متراکم یا سنگ استفاده می‌شود، باید عمق گمانه به حدی باشد که از وجود آن لایه تا عمق کافی زیر نوک شمع اطمینان حاصل شود. به عبارت دیگر، تعداد و عمق گمانه‌ها باید به نحوی انتخاب شود که احتمال وجود یک لایه ضعیف در زیر یک لایه سخت، متراکم یا سنگ با ضخامت کمتر از ۳ متر از بین برود. همچنین در مواردی که بخشی از سنگ هوازده می‌باشد، عمق گمانه باید تا حدی باشد که به زیر بخش لایه هوازده سنگ برسد.

انواع خاکها

۱- درشت دانه : 1- شن 2- ماسه

۲- ریز دانه : 1- سیلت 2- رس

	0.005mm	0.075mm	0.4mm	2mm	4.75mm	75mm	
CLAY	SILT		Fine	Medium	Coarse	GRAVEL	C O B
			SAND				



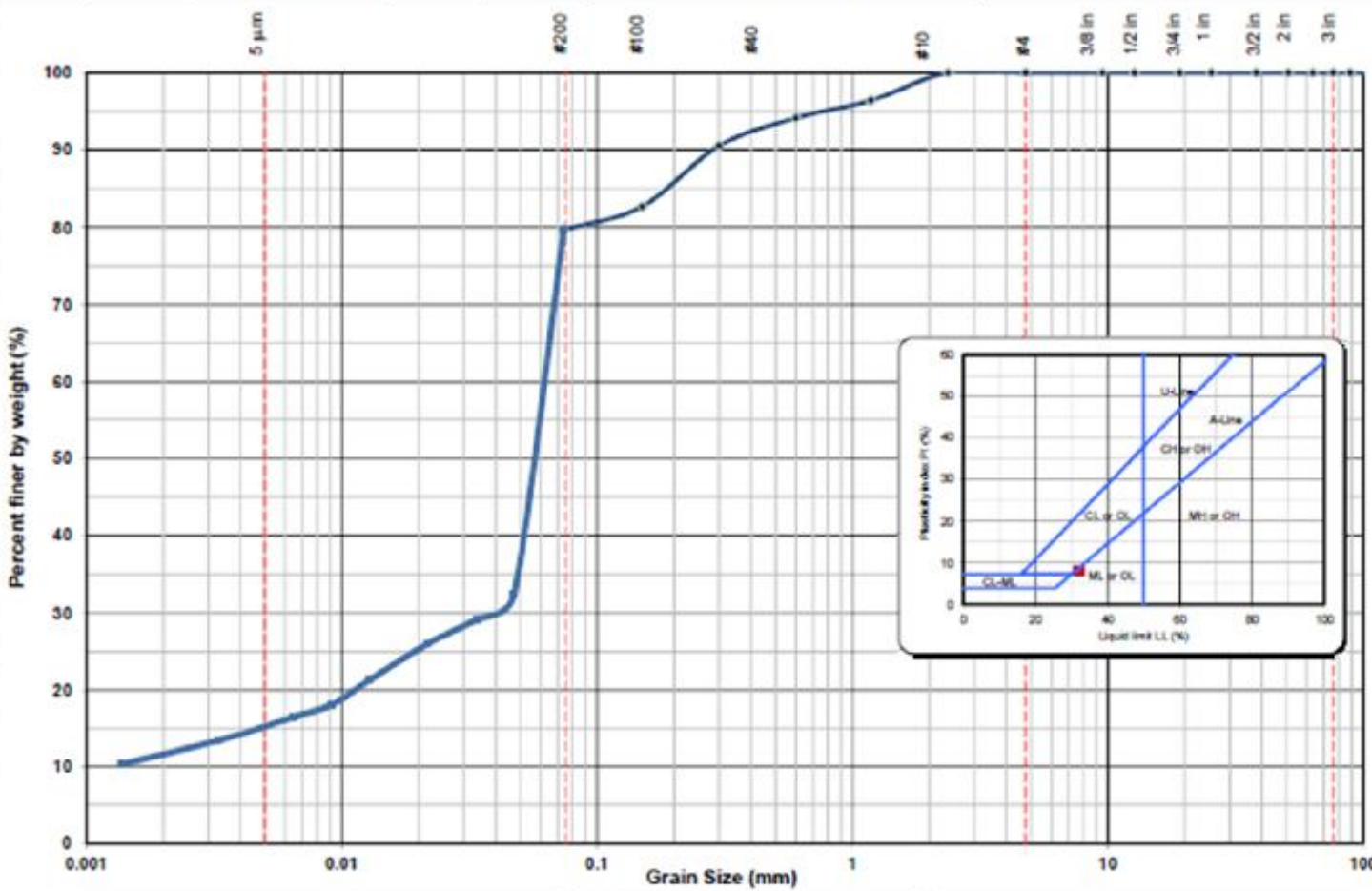
Particle Size Analysis & Soil Classification

آزمایش دانه بندی و طبقه بندی خاک

شماره قرارداد :	تاریخ قرارداد :	شماره آزمایش :	تاریخ آزمایش :	کارفرما :	پروژه : آپارتمان مسکونی
BH-1	0	0		شرکت پی کاوی چست	

Soil Classification	
Unified	ML Silt with sand
AASHTO	A-2-4 (6)
SAMPLE NO.	D2
DEPTH (m)	7-8
D ₁₀ (mm)	0.0
D ₃₀ (mm)	0.0
D ₅₀ (mm)	0.1
C _u	-
C _c	-
Gravel	0 %
Sand	20 %
Passing #200	80 %
Clay (5 μ)	15 %
G _s	-
w	13.4 %
LL	32. %
PL	24. %
PI	8. %
SL	--
Hydrometer Method	--

Remarks :



CLAY	SILT	Fine	Medium	Coarse	GRAVEL	B O C
		SAND				

آزمونهای صحرائی

- نفوذ استاندارد SPT
- بارگذاری صفحه PLT
- نفوذ مخروط CPT
- پرسیومتری Pressurmeter Test
- تعیین وزن مخصوص طبیعی خاک به روش مخروط ماسه (گمانه دستی)
- تست نفوذپذیری

لاگ گمانه ها



مهندسان مشاور (مکانیک و مقاومت مصالح)

مقطع گمانه شناسایی

شرکت مهندسين مشاور پي کار چي چيست

آدرس: ارومیه- کیلومتر ۱۰ جاده مستو

نام پروژه: احداث ساختمان شير خشک صنعتی

عمق گمانه (از سطح زمین): ۲۰ متر روش حفاری: ماشین - دورانی

شماره گمانه: BH-2

نواز سطح زمین: ۰ نواز شروع حفاری: (مسطح نسبت به) نواز برخورد به آب زیر زمینی: ۵ متری سطح زمین

کارفرما: شرکت شير باستوريزه پگاه آذربايجان هرس

Depth (m)	Technical log & Classification				Soil -Rock Description				Classification	Standard Penetration Test				Atterberg Limits				Physical Characters						Shear Test							
	cone	core barrel	split spoon	SPT	visual	CR %	RQD %	unified		N1	N2	N3	N	SPT CHART	Liquid Limit (LL)	Plastic Limit (PL)	Plasticity Index (PI)	Liquid Index (LI)	Water Content (%)	Moisture Ratio (w)	Dry Density (g/cm ³)	Specific Gravity (G _s)	Void Ratio (e)	Porosity (%)	Shrinkage (%)	Activity	qc (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	φ (deg)		
0					فک نعلی			Debris																							
1					مخلوط پر شده شن و ماسه و سیلت			Poorly Graded Gravel with Sand & Silt	GP									15.7	1750	1513	2.70	0.79	54								
2					مخلوط پر شده شن و ماسه و سیلت													20.3													
3					رس نسبتاً سخت خاکستری													29.2													
4					رس متوسط خاکستری			Lean Clay	CL									27.8	1750	1369	2.70	0.97	77	0.35		0.06		16.3			
5					رس متوسط خاکستری													29.4													
6					رس خاکستری تیره																										
7					رس خاکستری تیره			Fat Clay	CH									36.3	1700	1247	2.70	1.16	94	0.63	1.23	0.07		16.8			
8					رس خاکستری تیره																										
9					رس خاکستری تیره																										
10					سیلت خاکستری تیره													23.8													
11					سیلت خاکستری تیره			Silt	ML									21.6	1650	1357	2.69	0.98	59	0.50		0.04		21.4			
12					سیلت خاکستری تیره																										
13					سیلت خاکستری تیره																										
14					سیلت خاکستری تیره																										
15					مخلوط شن ریز و ماسه و کمی سیلت با حداکثر اندازه ۱۵ میلیمتر																										

GW GP GM GC SW SP SM SC GW-GM GP-GM GC-GM SW-SM SP-SM SC-SM ML CL OL ROCK
Water Level Undisturbed Sample Disturbed Sample Remolded Sample S.P.T Sample MH CH OH CL-ML

بررسی تراکم و مقاومت خاکها با آزمایش نفوذ استاندارد

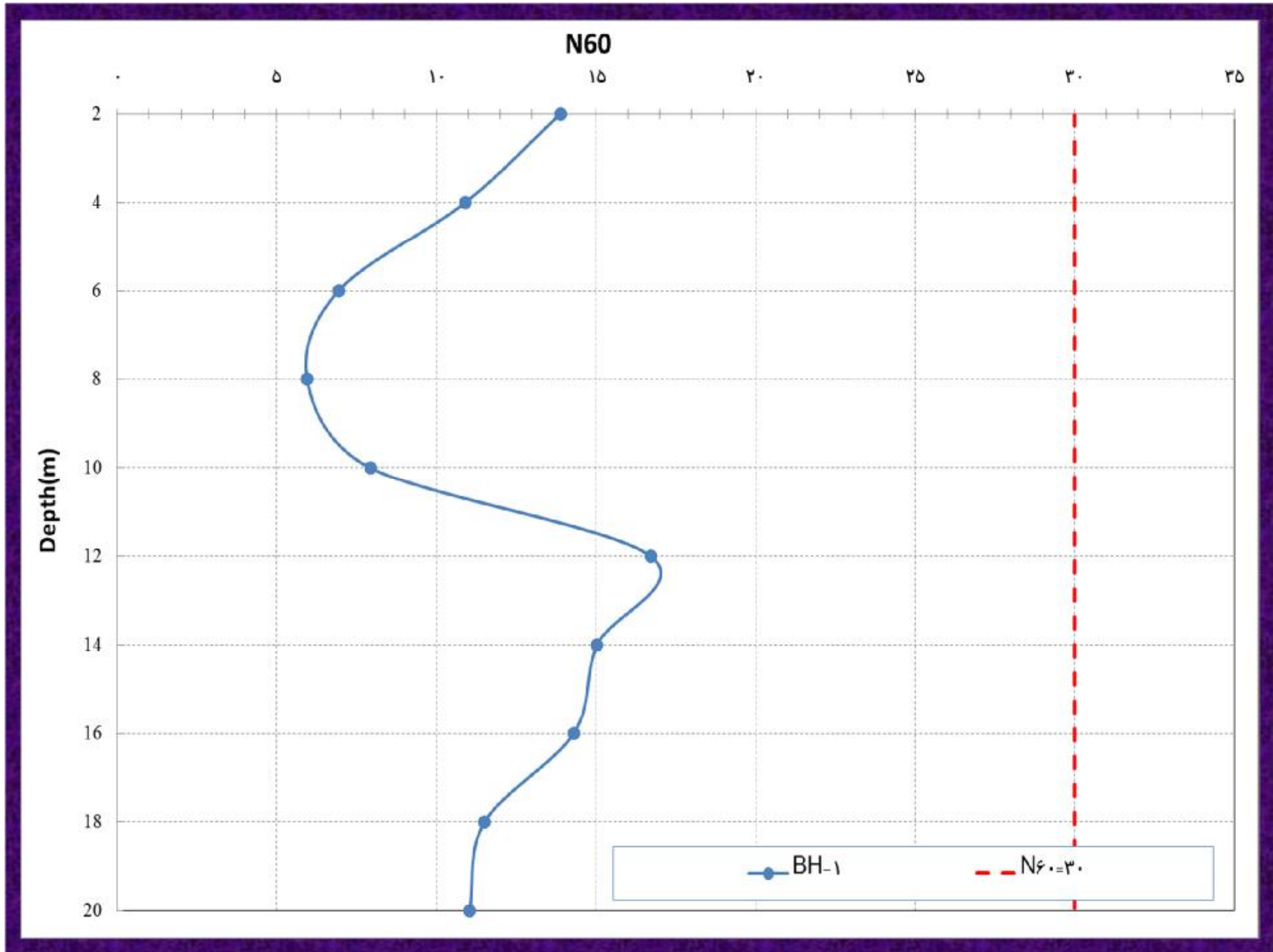
خاکهای رسی

محدوده عدد نفوذ استاندارد	سفتی	مقاومت فشاری محدود نشده
0-2	خیلی نرم	0-0,25
2-4	نرم	0,25-0,5
4-8	متوسط	0,50-1
8-16	سفت	1-2
16-32	خیلی سفت	2-4
32>	سخت	4<

خاکهای ماسه ای

محدوده عدد نفوذ استاندارد	سفتی	تراکم نسبی Dr
0-4	بسیار سست	0-15
4-10	سست	15-35
10-30	نیمه متراکم	35-65
30-50	متراکم	65-85
50>	بسیار متراکم	100-85

شماره گمانه	عمق آزمایش (شروع)	عمق آزمایش (خاتمه)	نوع خاک	نوع خاک	N	(kg/m2) تنش موثر	CN	η1	η2	η3	η4	N'60	N'55	تشریح سفتی خاکهای ریزدانه	تشریح سفتی خاکهای درشت دانه	Dr(%)
BH-1	2	2,45	CL	R	14	4025	1,56	1	0,85	1	1	14	15	سفت	ریزدانه	R
	4	4,45	CL	R	11	7225	1,16	1	0,85	1	1	11	12	سفت	ریزدانه	R
	6	6,45	CH	R	7	8912	1,05	1	0,85	1	1	7	8	متوسط	ریزدانه	R
	8	8,45	ML	R	6	10735	0,95	1	0,85	1	1	6	6	متوسط	ریزدانه	R
	10	10,45	ML	R	8	12235	0,89	1	0,85	1	1	8	9	متوسط	ریزدانه	R
	12	12,45	SP-SM	D	20	13740	0,84	1	0,85	1	1	17	18	درشت دانه	متوسط	%50
	14	14,45	SP-SM	D	19	15340	0,80	1	0,85	1	1	15	16	درشت دانه	متوسط	%47
	16	16,45	SM	D	19	16940	0,76	1	0,85	1	1	14	16	درشت دانه	متوسط	%46
	18	18,45	SM	D	16	18540	0,73	1	0,85	1	1	12	13	درشت دانه	متوسط	%41
	20	20,45	SM	D	16	20140	0,70	1	0,85	1	1	11	12	درشت دانه	متوسط	%40



آزمایشات آزمایشگاهی

- آزمایش دانه بندی مطابق استاندارد ASTM-D 422
- آزمایش هیدرومتری مطابق استاندارد ASTM-D421
- آزمایش تعیین حد روانی و خمیری خاک، مطابق استاندارد ASTM-D 424-423
- آزمایش تعیین درصد رطوبت خاک، مطابق استاندارد ASTM-D 2216
- آزمایش تعیین توده ویژه خاک، مطابق استاندارد ASTM-D 854
- آزمایش برش مستقیم به روش کند و تند مطابق استاندارد ASTM-D 3080
- آزمایش تعیین مقاومت تک محوری خاک مطابق استاندارد ASTM-D 2166
- آزمایش تحکیم خاک مطابق استاندارد ASTM-D 2435
- آزمایش تعیین مقاومت سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده خاک مطابق استاندارد ASTM-D 2850
- آزمایش تعیین مقاومت سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده خاک مطابق استاندارد ASTM-D 4767
- آزمایش تعیین مقاومت سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده خاک مطابق استاندارد ASTM-D 7181
- آزمایش شیمیائی تعیین سولفات ، کلر و PH خاک مطابق استاندارد ASTM-D516,D1411,4972

ناپایداری های محتمل

ناتورم

نارمبندگی

ناروانگرایی

ناروان شدن

تورم

- تورم پدیده ای می باشد که خاکهای ریز دانه در اثر جذب آب دچار افزایش حجم قابل توجهی شده و باعث اعمال فشارهایی به روسازه ها شده لذا در شالوده هایی که روی این نوع خاکها بنا می شوند فشار برکنش بالائی را تحمل نموده و در صورتیکه وزن روسازه از مقدار مشخصی کمتر باشد می تواند باعث تغییر شکل نامساوی و کج شدگی و در نهایت باعث ایجاد ترک و شکست اجزای شالوده و کف گردد.

بررسی تورم

$$ACTIVITY = \frac{PI(\%)}{Clay\ Content(\%)} \bullet$$

Activity Index	تشریح
AI<0.7	بدون مشکل
AI<0.7<1.2	مشکل متوسط
AI>1.2	بررسی بیشتر

رمبندگی

- خاکهای رمبنده (فروریزی) خاکهای غیر اشباعی هستند که در هنگام اشباع شدن تغییر حجم زیادی در آنها بوجود می آید. اینتغییر شکل می تواند ناشی از اعمال بار باشد یا نباشد. فونداسیونهایی که روی این خاکها احداث می شوند ممکن است در اثر رطوبت غیرمتنظره - ترکیدن لوله آب- نشت فاضلاب و بالا آمدن تدریجی آب زیر زمینی - ممکن است دچار نشست زیاد و ناگهانی شوند. و خسارات سازه ای قابل ملاحظه ای ایجاد کنند.

$$C_p = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \cdot 100 = \frac{S_2 - S_1}{h_0} \cdot 100$$

بررسی رمبندگی

روش جنکینز و نایت یکی از اجرائی ترین روشها می باشد. برای این کار آزمایش تحکیم روی نمونه ای دست نخورده از خاک انجام می شود. بدین ترتیب که نمونه داخل حلقه تحکیم با رطوبت طبیعی قرار داده شده و با افزایش پله ای تنش به 2 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع افزایش داده میشود و در این فشار به حالت اشباع درآمده و 24 ساعت به حال خود رها می گردد و نسبتهای تخلخل قبل و بعد از اشباع محاسبه و پتانسیل رمبندگی از رابطه زیر محاسبه میگردد :

$$C_p = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} = \frac{S_2 - S_1}{h_0}$$

Cp	اهمیت مشکل
0-0,1	بدون مشکل
0,10-2	مشکلات کم
2-6	مشکلات متوسط
6-10	مشکلات شدید
>10	مشکلات خیلی شدید

روانگرایی

- کلمه روانگرایی **Liquifaction** اولین بار توسط دو محقق ژاپنی با نامهای موگامی و کوبو در سال 1953 مطرح گردید. پدیده روانگرایی در خاک شل و اشباع که تحت لرزش قرار گیرد اگر زهکشی انجام نشود با افزایش مقدار فشار آب حفره‌ای u تا حد فشار سربار کل بوقوع می‌پیوندد. در این صورت مقدار فشار سربار مؤثر برابر صفر شده و مقاومت برشی خاک فقط به بستگی خواهد داشت. برای ماسه‌ها مقدار برابر صفر است و در نتیجه نیز برابر صفر شده و هیچگونه مقاومت برشی نخواهد داشت. و سازه‌های روی آن در درون زمین فرو میرود

روانگرایی

- خاک دانه ای با قابلیت تراکم
- وجود آب زیر زمینی

جدول ۳-۱- استعداد روانگرایی نسبی نهشته‌های طبیعی به صورت تابعی از تراز آب زیرزمینی

عمق تراز آب زیرزمینی	استعداد روانگرایی نسبی
کمتر از ۳ متر	بسیار بالا
۳ تا ۶ متر	بالا
۶ تا ۱۰ متر	متوسط
۱۰ تا ۱۵ متر	کم
بیش از ۱۵ متر	بسیار کم

- وقوع حرکات افقی زمین برای ایجاد اضافه فشار آب حفره ای با وقوع روان گرایی و فرورفتن سازه در خاک بلافاصله مراحل تحکیم شروع شده و ذرات در هم بیشتر فرو رفته و اضافه فشار آب حفره ای محو آب به طرف بالا جریان می یابد. که ممکن است این فشار رو به بالا باعث روان گرایی لایه های فوقانی شود.

روانگرایی

- خاکهای مستعد روانگرایی بر اساس یورو کد و استاندارد ژاپن :
- لایه های روانگرا در عمق بالتر از 20 متر قرار دارند
- خاک های با عدد نفوذ استاندارد کمتر از 20 و با ریز دانه کمتر از 35 درصد بیشتر مستعد روانگرایی هستند.
- خاکهای با اندیس خمیری کمتر از 10 مستعد روانگرایی هستند.
- ماسه ها با اندازه ریز تا متوسط
- ماسه های دارای ریزدانه با خاصیت خمیری کم
- برخی شنها
- ماسه تمیز ماسه لای دار غیر خمیری لای غیر خمیری و شن

روانگرایی

- مطابق توصیه بند 1-3-3 آیین نامه 2800 (طراحی ساختمانها در برابر زلزله) در زمینهای مستعد روانگرایی باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی، کاهش ظرفیت باربری شالوده و نشستهای زیاد بررسی شده و در صورت نیاز با استفاده از روشهای مناسب بهسازی خاک از ایمنی شالوده اطمینان حاصل شود. بر اساس توصیه این آیین نامه زمینهای مستعد روانگرایی زمینهایی هستند که حداقل دارای شرایط زیر باشند:
- دارای سابقه مشاهده روانگرایی باشند.
- زمینهایی از نوع ماسه با تراکم کم (مقدار N_{60} کمتر از 20) اعم از تمیز یا رسدار با مقدار رس کمتر از 20 درصد با درصد شن و لای و ترازآب زیر زمینی بالاتر از حدود 10 متر نسبت به سطح زمین
- البته یافته های جدید نشان داده که این پدیده مختص خاکهای ماسه ای نبوده و بر اساس تحقیقات جدید توسط ارتش آمریکا خاکهای ریز دانه رسی و سیلتی در صورت ارضای هر یک از شرایط:
- کمتر بودن درصد ریزتر از 0,005 میلی متر از 15 درصد
- حد روانی کمتر از 36 درصد
- درصد رطوبت طبیعی بیشتر از 0,9 حد روانی بعلاوه 2 درصد
- شاخص روانی کمتر از 0,75
- مستعد روانگرایی می باشند.

نتایج روانگرایی خاک

۱۱ نشست غیر یکنواخت لایه سطحی

۱۲ جوشش ماسه

۱۳ گسیختگی جریان (حرکت لایه های شیبدار روپین در اثر روانگرایی لایه های زیرین در شیبهای بالای 3 درجه)

۱۴ گسترش جانبی (در زمینهای تا شیب 3 درجه)

۱۵ نوسان زمین: در زمینهای با شیب ملایم بلوکهای ایجاد شده روی لایه روانگرا حرکت کرده و جلو عقب می روند و آسیبهای جدی به سازه ها وارد می کنند

۱۶ از دست رفتن ظرفیت باربری که سبب کج شدن سازه ها می شود

۱۷ نشست زمین

۱۸ تخریب سازه های نگهبان با وقوع روان گرایی در جلو دیوار (از بین رفتن فشار مقاوم) پشت دیوار (افطایش فشار) زیر دیوار (کاهش ظرفیت باربری)

۱۹ شناور شدن سازه های سبک

آثار روانگرایی



شکل ۱-۴- خرابی پل راه‌آهن واقع بر روی دریاچه‌ی Kenai در طی زلزله‌ی آلاسکا



شکل ۱-۵- خرابی آپارتمان‌های Kawagishi-Cho در اثر روانگرایی در زلزله‌ی نیکانا

آثار روانگرایی



شکل ۱-۷- خرابی پل Showa در اثر روانگرایی در زلزله نیکاتا



شکل ۱-۹- تغییر مکان زمین ناشی از گسترش جانبی در منطقه Juvenile Hall در طی زلزله ernando



شکل ۱-۱۳- نمونه‌ای از کج‌شدگی و تخریب ساختمان‌ها در شهر Adapazari در زلزله Kocaeli



شکل ۱-۱۱- ترک‌خوردگی زمین و جوشش ماسه در جزیره Treasure در زلزله Loma Prieta

آثار روانگرایی



شکل ۱-۱۵- گسیختگی پی در اثر روانگرایی در شهر Yuanlin در زلزله‌ی Chi Chi



شکل ۱-۲- نمونه‌هایی از وقوع جوشش ماسه



شکل ۲-۵- فرورفتگی زمین در اثر وقوع گسترش جانبی در طی زلزله‌ی سال ۱۹۸۹ Loma Prieta

روشهای برآورد پتانسیل روانگرایی

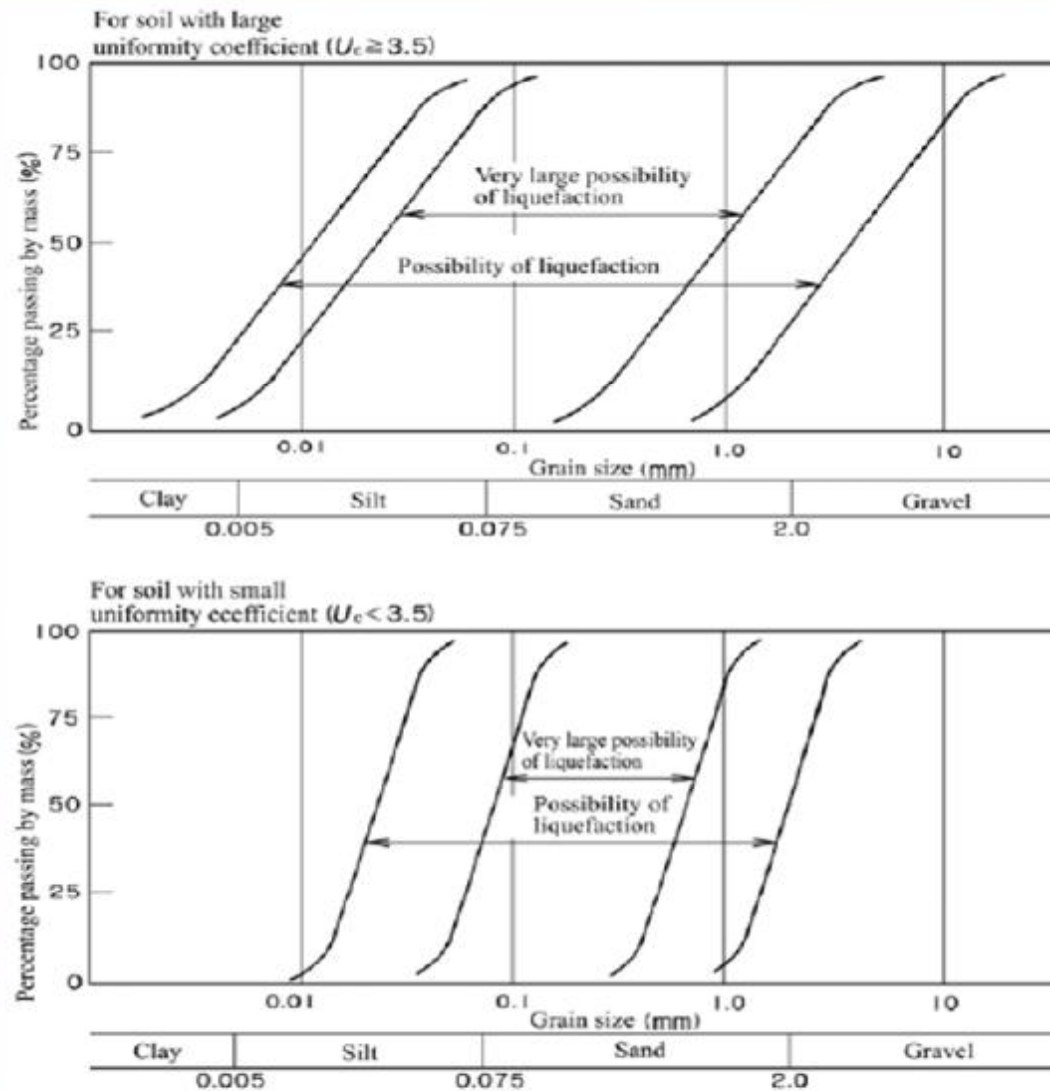
۱ معیار دانه بندی (قرار گیری دانه بندی در داخل پوش تعریف شده) بر اساس ضریب یکنواختی

۲ معیار سید و همکاران برای خاکهای ریز دانه

۳ روش کرنش تناوبی

۴ روش انرژی

روشهای برآورد پتانسیل روانگرایی



شکل ۳-۲- محدوده‌ی روانگرایی احتمالی: بالا) ضریب یکنواختی بزرگ‌تر یا مساوی ۳٫۵، پایین) ضریب یکنواختی

روشهای برآورد پتانسیل روانگرایی

جدول ۸-۲- خلاصه‌ای از روش‌های بهسازی خاک برای ساختمان‌های ساخته شده و دارای محدودیت

روش	نوع خاک	عمق مفید	چگمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
تزریق نفوذی	- ماسه‌ها و مصالح درشت‌تر	نامحدود	الگوی مثلثی با فواصل ۱ تا ۲٫۵ متر	پرکردن حفرات و استحکام	- بدون اضافه تشار - منفذی یا روانگرایی - امکان موضعی کردن ناحیه‌ی بهسازی	- هزینه‌ی بالا - وجود ریزدانه - مانع استفاده در بسیاری از خاک‌ها می‌شود	گسترده
تزریق تراکمی	- انواع خاک‌هایی به سرعت تحکیم شونده‌ی تراکم‌پذیر شامل ماسه‌های بست	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۱ تا ۳ متر (فاصله متداول ۱٫۵ تا ۲ متر)	بیشینه‌ی مقادیر بهسازی: $D_r = 80 + \%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{c1} = 10-15 \text{ MPa}$ (بسته به نوع خاک)	- ناحیه‌ی بهسازی قابل کنترل - قابل استفاده در خاک‌های دارای ریزدانه	- هزینه‌ی بالا - از دست رفتن استحکام پس از بهسازی	محدود
تزریق تحت فشار	- انواع خاک‌ها (دشواری بیش‌تر در رس‌های با خاصیت خمیری بالا)	نامحدود	وابسته به نوع کاربرد	استحکام خاک بسته به ابعاد، مقاومت و پیکربندی اجزای تزریق شده	- ناحیه‌ی بهسازی قابل کنترل - قابل استفاده در خاک‌های دارای ریزدانه - حفاری مورب	هزینه‌ی بالا	محدود
تراکم انفجاری	- ماسه‌ها - ماسه‌های لای‌دار	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۳ تا ۸ متر؛ فاصله‌گذاری عمودی با ابعاد خرج تغییر می‌کند	$D_r = 75\%$ $(N_1)_{60} = 20-25$ $q_{c1} = 10-12 \text{ MPa}$	- ارزان - فن‌آوری ساده - امکان موضعی کردن ناحیه‌ی بهسازی - حفاری مورب	- ارتعاشات - موانع روشنی - نشست	محدود

روشهای برآورد پتانسیل روانگرایی

جدول ۸-۳- خلاصه‌ای از روش‌های بهسازی خاک برای ساختگاههای وسیع، بدون محدودیت و جدید

روش	نوع خاک	عمق مفید	جانمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
تراکم دینامیکی عمیق	- ماسه‌ها و ماسه‌های لای‌دار اشباع - ماسه‌های نیمه اشباع	تا ۱۰ متر	الگوی مربعی با فواصل ۲ تا ۶ متر	$D_r = 80\%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{ult} = 10-15 \text{ MPa}$	- هزینه‌ی کم - سادگی	- عمق مفید محدود - نیاز به پاکسازی - ارتعاشات	گسترده
تراکم ارتعاشی	- ماسه‌ها - ماسه‌های لای‌دار - ماسه‌های شنی با ریزدانه‌ی کمتر از ۳۰ درصد	۳۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی یا فواصل ۱٫۵ تا ۳ متر	$D_r = 80+ \%$ $(N_1)_{60} = 25$ $q_{ult} = 10-15 \text{ MPa}$	- کارایی اثبات شده - یکنواختی در عمق	- تجهیزات ویژه - نامناسب برای قله‌سنگ‌ها و تخته سنگ‌ها	خیلی گسترده
ستون شنی	- ماسه‌های لای‌دار یا رس‌دار سست - لای‌های رس‌نار	۳۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل مرکز به مرکز ۱٫۵ تا ۳ متر	$(N_1)_{60} = 20$ $q_{ult} = 10-12 \text{ MPa}$	- کارایی اثبات شده - زهکشی - تسطح - یکنواختی در عمق - قرار دادن مصالح پرکننده در محل مورد نیاز	- تجهیزات ویژه - عدم استفاده در خاک‌های حاوی قله‌سنگ و تخته سنگ	خیلی گسترده
شمع تراکمی ماسه‌ای یا شنی	- قابل استفاده در بیش‌تر انواع خاک‌ها	۳۰ متر	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل مرکز به مرکز ۱ تا ۳ متر	بیشینه‌ی مقادیر بهسازی: $(N_1)_{60} = 25-30$ $q_{ult} = 10-15 \text{ MPa}$ (بسته به نوع خاک)	- کارایی اثبات شده - زهکشی - تسطح - یکنواختی در عمق	- تجهیزات ویژه - کد - گرمان	خیلی گسترده
زهکشی شنی	- ماسه‌ها - ماسه‌های لای‌دار	۳۰ متر	انتخاب فواصل به منظور به حداقل رساندن نسبت اضافه فشار منفذی	- کاهش تولید فشار منفذی - برخورد با توده‌های فشار منفذی و جلوگیری از گسترش آنها	- ارزان - عدم نیاز به بهسازی کل ناحیه	- امکان نیاز به فواصل بسیار نزدیک - عدم جلوگیری از نشست	برخی کاربردها برای قطع کردن توده‌های فشار منفذی
تراکم انفجاری	- ماسه‌های اشباع - ماسه‌های لای‌دار	نامحدود	الگوی مربعی یا مثلثی با فواصل ۸ تا ۱۵ متر برای مناطق دور افتاده و بدون محدودیت؛ فاصله‌گذاری عمودی با ابعاد خرج تغییر می‌کند	$D_r = 75\%$ $(N_1)_{60} = 20-25$ $q_{ult} = 10-12 \text{ MPa}$	- ارزان - فن‌آوری ساده	- ارتعاشات - موانع روانی	گسترده

روشهای برآورد پتانسیل روانگرایی

روش	نوع خاک	عمق مفید	جانمایی و فواصل متداول	بهسازی قابل دستیابی	مزایا	محدودیت‌ها	تجارب قبلی
خاکریز پست‌بنددار (در زیر یا روی زمین)	تمام انواع خاک‌ها	مورد ندارد	مورد ندارد	<ul style="list-style-type: none"> -- مختص ساختگاه -- افزایش پایداری -- کاهش پتانسیل روانگرایی با افزایش فشار موثر قائم -- جلوگیری از گسترش جانبی 	<ul style="list-style-type: none"> -- هزینه کم‌تر -- حفاظت از خاکریزهای موجود و ساختگاه‌های بزرگ بهسازی نشده 	<ul style="list-style-type: none"> -- نیاز به فضا برای پشت‌بندهای روی سطح زمین -- نشست روانگرایی در نواحی پایدار شده 	بهسازی لرزه‌های سدهای خاکی و حفاظت از ساختگاه‌های مستعد روانگرایی
اختلاط عمیق خاک	بیش‌تر انواع خاک‌ها	۲۰ متر	انتخاب الگوی بهسازی بسته به نوع کاربرد	<ul style="list-style-type: none"> بسته به ابعاد مقاومت و پیکربندی اجزای مختلط شده 	<ul style="list-style-type: none"> -- تسطیح عملی خاک؛ -- در بر گرفتن خاک‌های مستعد روانگرایی توسط الگوی شبکه‌ای -- مقاومت بالا 	<ul style="list-style-type: none"> -- تجهیزات ویژه -- اجزای شکننده 	عملکرد عالی در زلزله‌ی سال ۱۹۹۵ کوبه

روان شدن لایه ها

LI سفتی نسبی یک خاک چسبنده در طبیعت را می توان توسط نسبتی که نشانه مایع (Liquidity Index) نامیده می شود بیان نمود :

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL}$$

که در آن w رطوبت در جای خاک می باشد.

LI میزان رطوبت در جای یک نهشته خاکی تحکیم نیافته می تواند بزرگتر از حد مایع باشد در این حالت $LI > 1$ بوده و در صورت بهم خوردگی (در اثر عوامل طبیعی نثر زلزله و یا عوامل مصنوعی مثل انفجار) چنین خاکهائی بصورت یک مایع غلیظ روان می شوند و به اصلاح دچار آبگونگی می گردند.

LI در نهشته های پیش تحکیم یافته میزان رطوبت طبیعی کمتر از حد خمیری گشته و در نتیجه نشانه مایع می تواند نزدیک به صفر یا منفی گردد.

تعیین عمق یخبندان و حداقل عمق استقرار شالوده

• از استقرار فونداسیون روی خاکهای نباتی ، دستی، نخاله های ساختمانی ، پرشده و هر گونه خاک نامناسب بایستی اجتناب کرد.

• تراز استقرار کف فونداسیون باید پایین تر از عمق یخبندان باشد

• در زمینهای شیبدار از پر کردن زیر فونداسیون اجتناب نموده و تا حد امکان فونداسیون روی سطح تخت استقرار یابد.

تعیین عمق یخبندان و حداقل عمق استقرار شالوده

۱ مهم ترین روش های تعیین نمایه شاخص یخبندان عبارتند از: 1- روش نروژی 2- روش فنلاندی 3- روش آمریکایی.

۲ روش دیگر جهت برآورد عمق نفوذ یخبندان ، معادله استاندارد است که به صورت زیر $SN_{ipII} - 15 - 74$ تعریف شده است

$$HH = (Ha)(\sum |TM|)^{1/2}$$

۳ که در آن HH عمق نفوذ یخبندان برآورد شده بر حسب متر، TM متوسط دمای منفی ماهانه بر حسب درجه سانتی گراد ،

۴ Ha ضریب بدون بعد است که از جدول زیر بر اساس بافت خاک به دست می آید:

Ha	بافت خاک
23	رس
28	ماسه سیلتی - ماسه رسی - ماسه نرم
30	ماسه زبر و متوسط
34	سنگریزه

نکات عمومی انتخاب عمق استقرار پی

۴-۷ پی سطحی

۷-۴-۱-۱ عمق پی حداقل باید ۰/۵ متر باشد

۷-۴-۱-۲ برای تعیین تراز زیر پی باید موارد ذیل رعایت شود:

الف- پی باید در تراز اجرا شود که تغییرات فصلی باعث تورم یا انقباض در خاک‌های رسی نشود.
ب- پی باید در تراز اجرا شود که در آن ریشه درختان و بوته‌ها موجب تغییر مکان بیشتر از حد مجاز نگردد.

پ- پی باید بر روی لایه باربر مناسب طبیعی و یا خاک بهسازی شده اجرا شود.

ت- پی باید در تراز اجرا شود که در آن تراز، یخ زدگی زمین در پی خرابی ایجاد نکند.

ث- تراز ایستایی در زمین و مسائلی که ممکن است در اثر حفاری برای پی در زیر سطح آب پیش آید باید در نظر گرفته شود.

ج- اثرات حفاری‌های احتمالی در محدوده نزدیک پی که برای ساخت و سازهای دیگر و یا عبور زیرزمینی خدمات شهری مورد نیاز است در نظر گرفته شود.

چ- جابه جایی احتمالی زمین و کاهش مقاومت لایه باربر در اثر نشست آب و یا اثرات آب و هوایی و یا روش‌های ساختمانی باید در نظر گرفته شود.

ح- حتی‌الامکان اجرا پی در عمق بیشتر به منظور تامین پایداری پی مد نظر قرار گیرد.

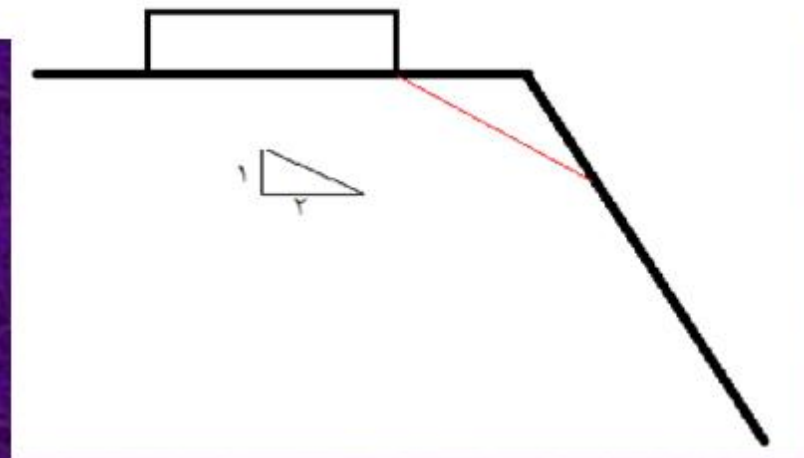
نکات عمومی انتخاب عمق استقرار پی

۷-۴-۱-۳ محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شود باید مطابق با موارد ذیل انتخاب شود:

الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پایین شیب فاصله مناسبی داشته باشند که با کنترل پایداری شیب و تغییرشکل‌ها مشخص می‌شود.

ب- زمانی که پی در بالای شیب قرار می‌گیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن‌که تحلیل دقیق پایداری و تغییرشکل پی انجام شود.

پ- پی‌هایی که باید بر رو یا در مجاورت سطوح شیب ساخته شوند، باید یا از سطح شیب عقب نشینی کنند و یا با مهارهای افقی و قائم مناسب برای جلوگیری از نشست‌های مخرب تجهیز شوند.



ظرفیت باربری

بطور کلی شالوده سازه ها باید دو نیاز اصلی زیر را برآورده سازد :

الف: بارهای وارده از طریق شالوده سازه به خاک به نحوی وارد شوند که مانع از ایجاد هرگونه گسیختگی اعم از موضعی و یا کلی در لایه های خاک شوند.

ب: نشست های کلی و نسبی به اندازه ای محدود گردند که نشست شالوده ها منجر به خرابی و یا عدم کارایی سازه نگشته و همچنین تنشهایی خارج از مقادیر مجاز در اثر این تغییر شکلها به سازه اعمال نگردد.

بر اساس دو معیار فوق ظرفیت باربری پی های مختلف محاسبه و حداقل دو مقدار حاصل به عنوان ظرفیت باربری در نظر گرفته خواهد شد.

ظرفیت باربری

- پی سطحی : $D/B < 3$ منفرد نواری گسترده شبکه ای
 - پی عمیق : $D/B > 10$
 - پی نیمه عمیق : پی های صندوقچه ای
 - روش تنش مجاز :
- 1- بارها با ضریب یک
 - 2- مقاومت با اعمال ضریب اطمینان
 - 3- نشست بدون ضریب اطمینان

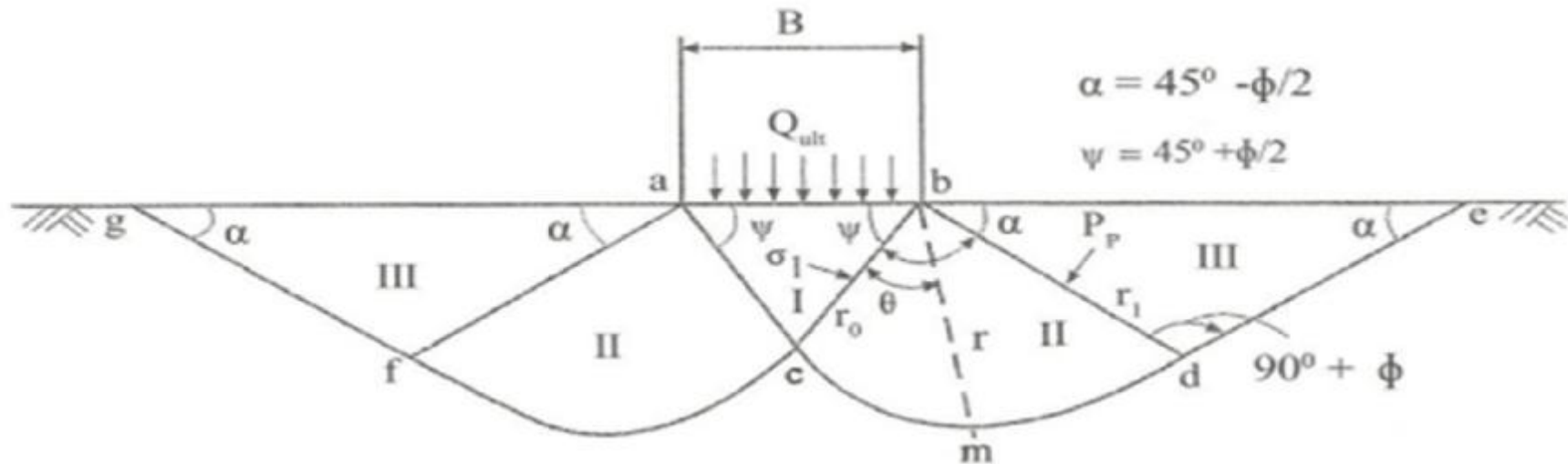
$$q_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + q \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + \frac{\gamma}{2} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_{\gamma s} \cdot f_{\gamma d} \cdot f_{\gamma i} \cdot r_\gamma$$

ظرفیت باربری

• گسیختگی برشی :

$$q_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + q \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + \frac{\gamma}{2} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_{\gamma s} \cdot f_{\gamma d} \cdot f_{\gamma i} \cdot r_\gamma$$

$$q_{all} = \frac{q_u - \gamma D_f}{F_s} + \gamma (D - D_f)$$



مهمترین پارامترها : γ , c و عرض پی - عمق مدفون - نسبت عرض به طول

$$q_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + q \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + \frac{g}{2} \cdot B \cdot N_g \cdot f_{gs} \cdot f_{gd} \cdot f_{gi} \cdot r_y$$

ظرفیت باربری - گسیختگی برشی

روابط فوق :

- C: مقدار چسبندگی خاک بر حسب کیلوگرم بر متر مربع (مطابق جدول فوق)
- γ : وزن مخصوص خاک محل بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب (مطابق جدول فوق) با توجه به وضعیت تراز آب زیر زمینی، برای پی نواری از وزن مخصوص مرطوب و برای پی گسترده از وزن مخصوص موثر استفاده گردیده است.
- D_f عمق موثر مدفون پی بر حسب متر (مطابق جدول فوق)
- D عمق استقرار پی از سطح زمین بر حسب متر (مطابق جدول فوق)
- N_c, N_q, N_γ ضرایب ظرفیت باربری

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

- F_{ns}, F_{nd}, F_{ni} ضرایب شکل و عمق و بار

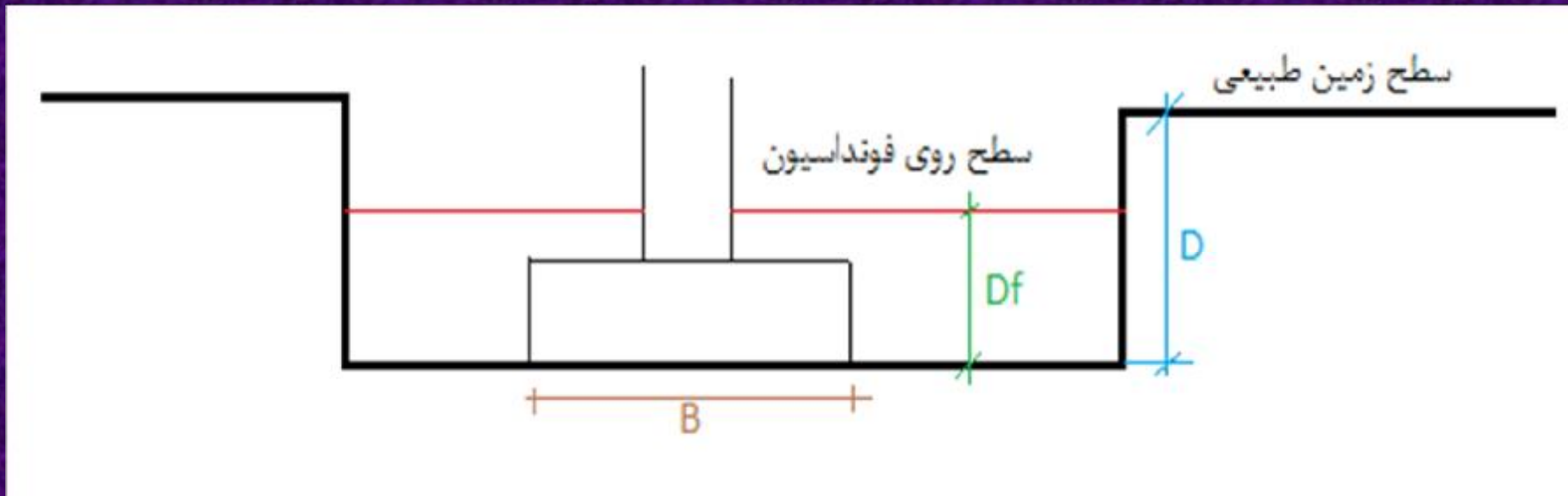
$f_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$f_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$f_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
$f_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	$f_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	$f_{yd} = 1$	$(D_f / B \leq 1)$
$f_{ci} = (1 - \frac{\alpha}{90})^2$	$f_{qi} = f_{gi}$	$f_{yi} = (1 - \frac{\alpha}{\phi})^2$	

- r_y ضریب کاهش ظرفیت باربری برای پی های گسترده $r_y = 1 - 0.25 \log \frac{B}{2}$

$$q_u = c \cdot N_c \cdot f_{cs} \cdot f_{cd} \cdot f_{ci} + q \cdot N_q \cdot f_{qs} \cdot f_{qd} \cdot f_{qi} + \frac{g}{2} \cdot B \cdot N_g \cdot f_{gs} \cdot f_{gd} \cdot f_{gi} \cdot r_y$$

ظرفیت باربری

- گسیختگی برشی :

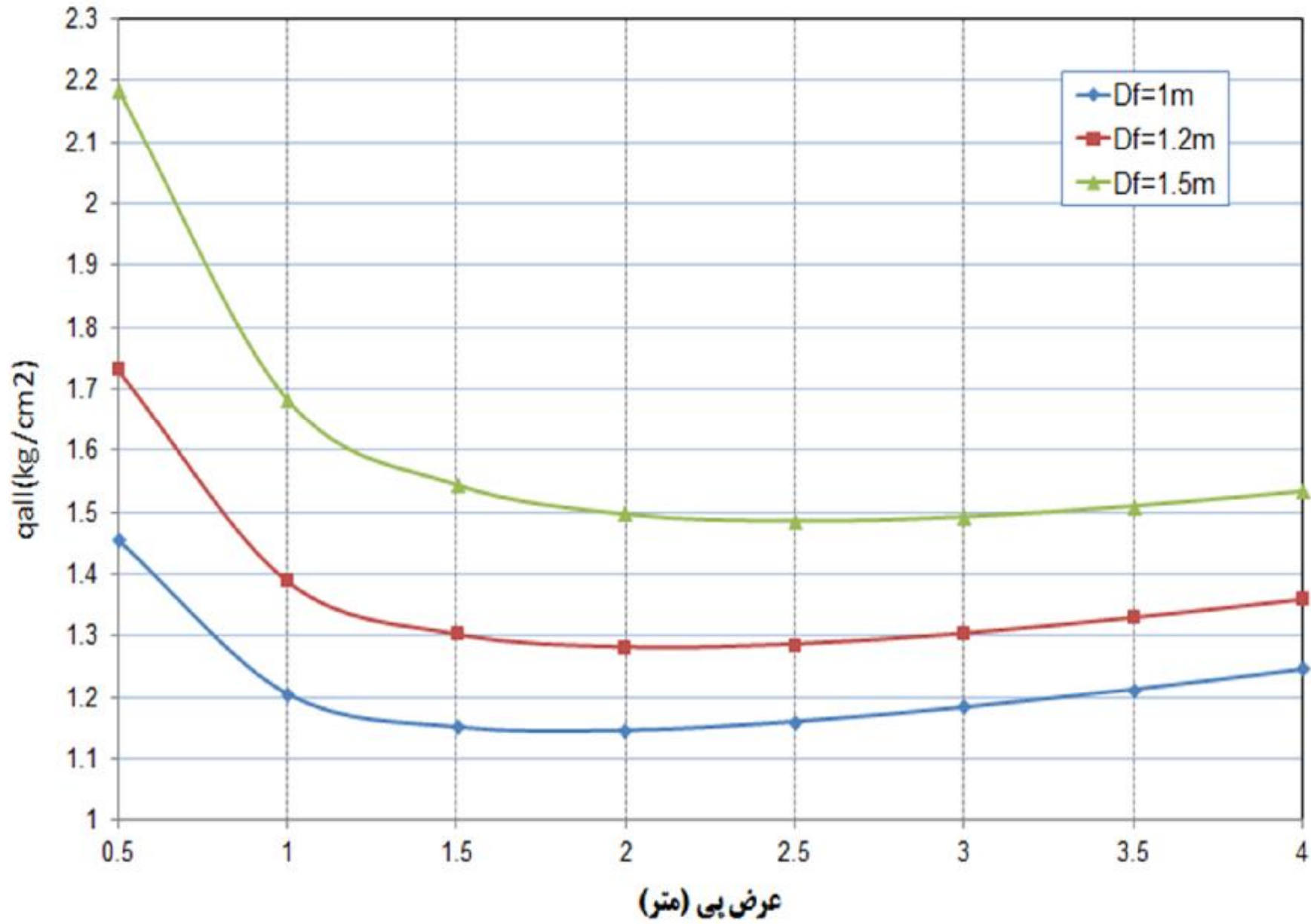


گسیختگی برشی

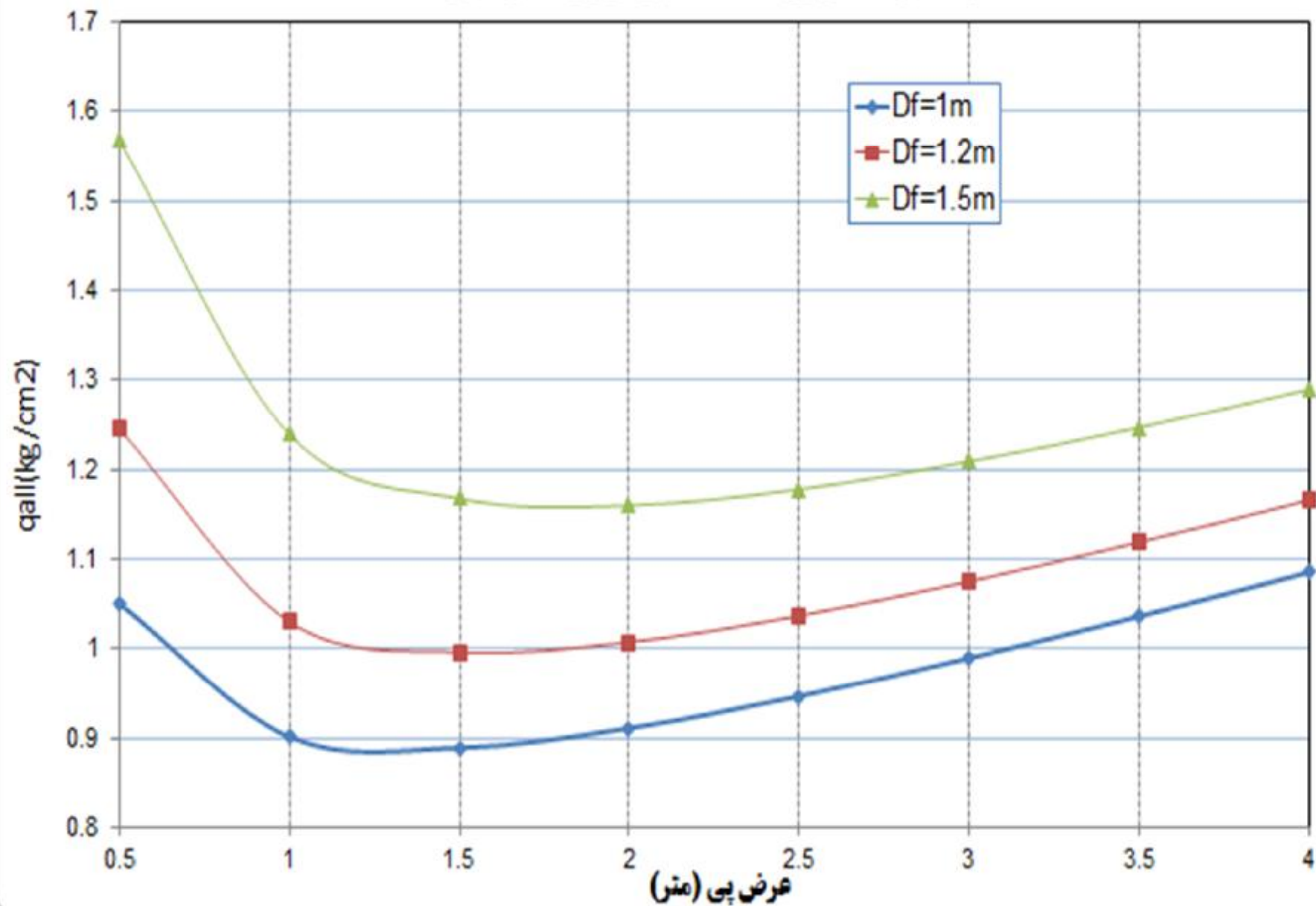
نابلند مدت: این بخش برای بررسی رفتار خاک محل در حالتی که بارهای اعمالی با سرعت پایین اعمال شده و اجازه زهکشی و تزییل اضافه فشار حفره ای داده می شود می باشد سرعت کم اجازه زهکشی: برش مستقیم - سه محوری CD C, z یا C', z'

نکوتاه مدت: این بخش برای بررسی رفتار خاک محل در حالتی که بارهای اعمالی با سرعت بالا اعمال شده و اجازه زهکشی و تزییل اضافه فشار حفره ای به آن داده نمی شود (مانند رفتار در زمان وقوع زلزله) می باشد سرعت زیاد عدم اجازه زهکشی: برش مستقیم سریع - تک محوری - سه محوری CU, UU Cu

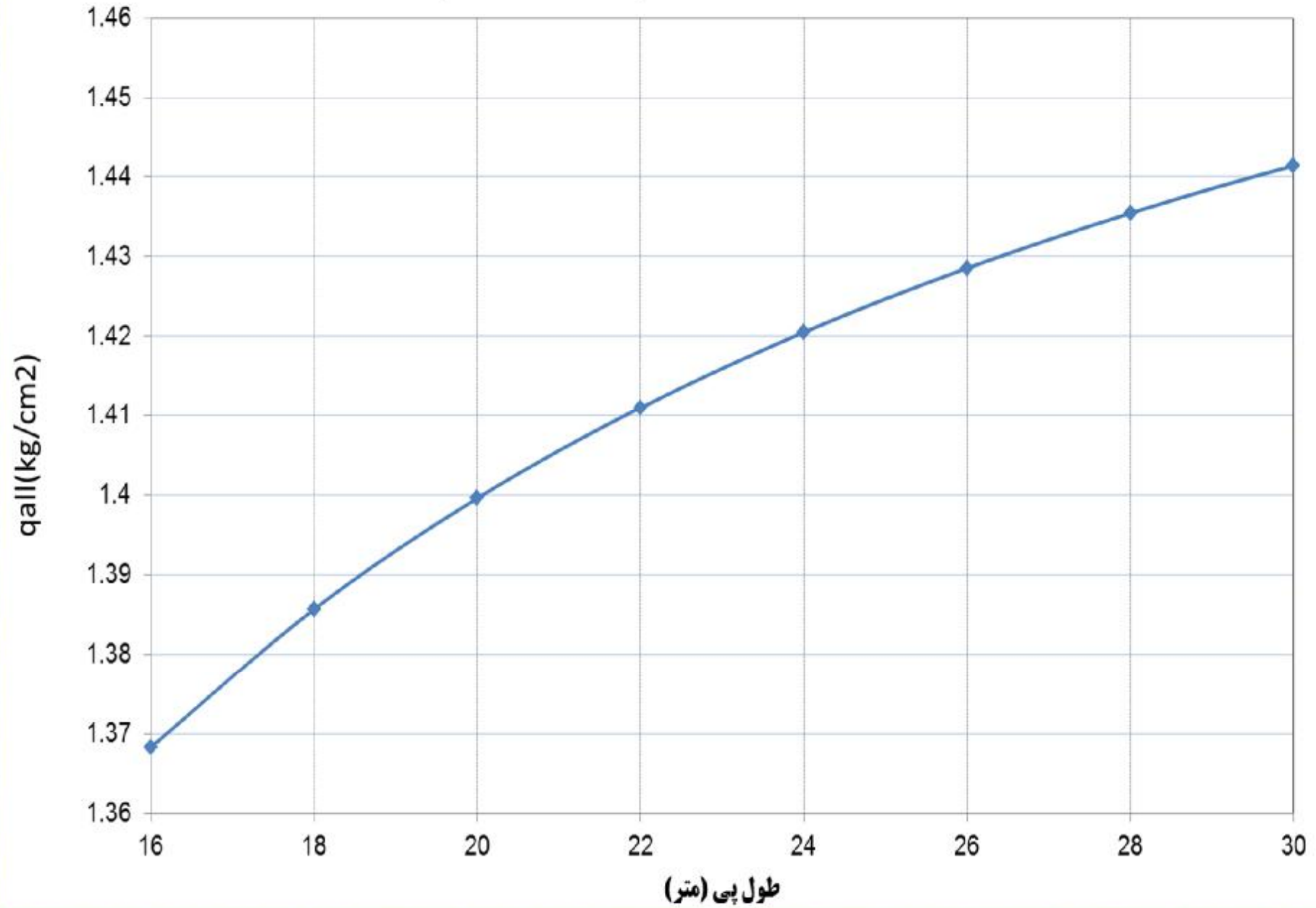
تغییرات ظرفیت باربری بلند مدت پی منفرد با عرض پی



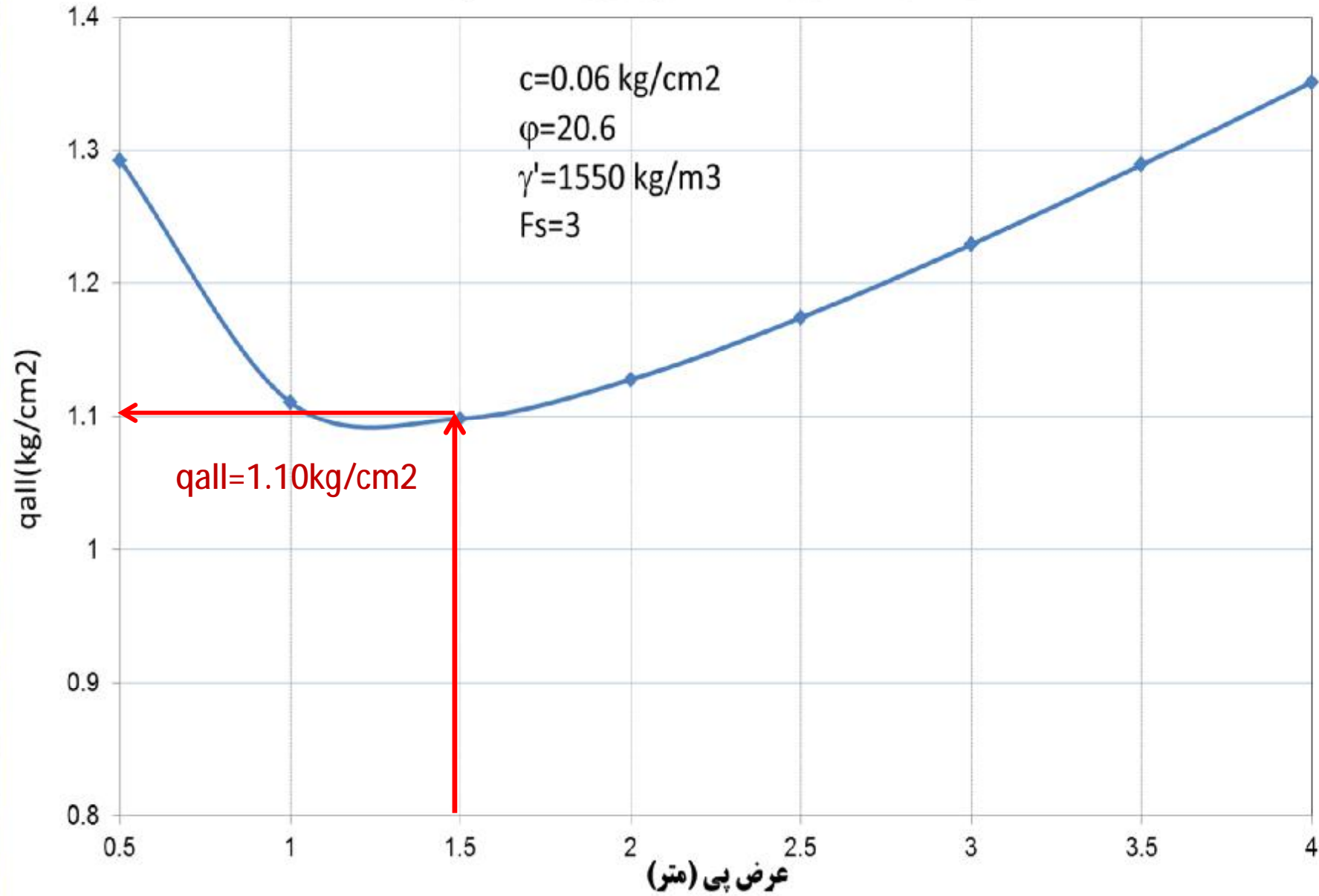
تغییرات ظرفیت باربری بلند مدت پی نواری با عرض پی $L/B=10$



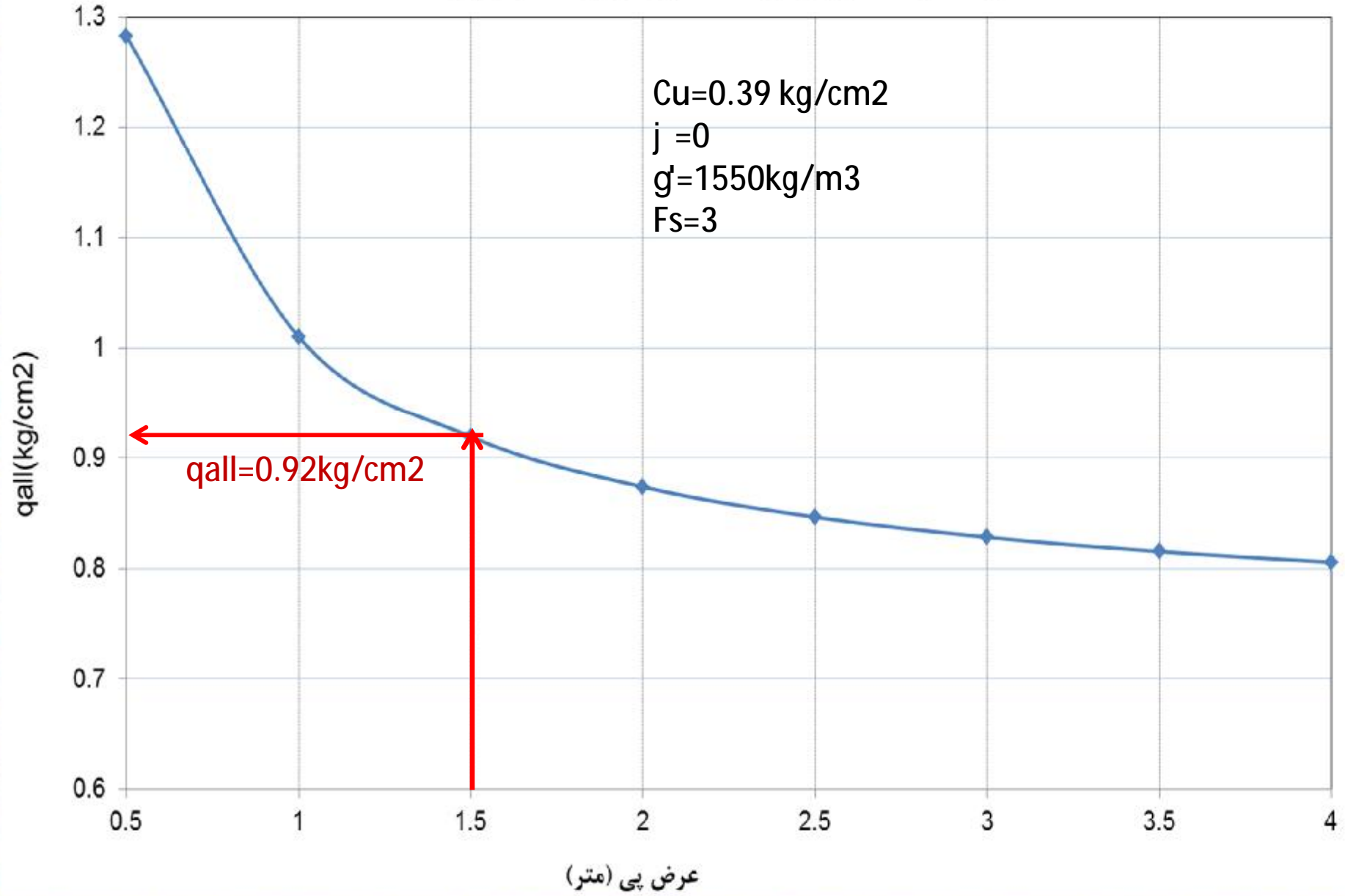
تغییرات ظرفیت باربری بلند مدت پی گسترده با طول پی B=16m



تغییرات ظرفیت باربری بلند مدت پی نواری با عرض پی $L/B=10$



تغییرات ظرفیت باربری کوتاه مدت پی نواری با عرض پی $L/B=10$



نشست

• نشست خاک از دو بخش :

الف - نشست الاستیک (آنی) ب- نشست تحکیمی

نشست الاستیک یا آنی بلافاصله پس از اعمال بار و عمدتاً در خاکهای دانه ای و خاکهای ریز دانه نیمه اشباع رخ می دهد (هرچند که مطالعاتی برای تعیین آن در خاکهای ریزدانه اشباع انجام گرفته ولی به هر حال مقدار آن در این نوع خاکها در مقایسه با نشست تحکیمی قابل اغماض می باشد)

ولی نشست تحکیمی تابعی از زمان بوده و در طول زمان (بدلیل سرعت کم خروج آب از میان حفرات) روی می دهد. مشخصات شالوده باید طوری باشد که نشستها و علی الخصوص نشستهای نامتقارن را در حد مجاز محدود نماید.

• نشست مجاز ساختمانها بر حسب میلیمتر (جدول (7-4-2 مبحث هفتم)

نشست مجاز (میلی متر)		نوع پی	خاک
یکنواخت	غیر یکنواخت		
25	20	منفرد و نواری	ماسه
50	20	شبکه ای و گسترده	
65	25	منفرد و نواری	رس
65-100	25	شبکه ای و گسترده	

چرخش مجاز ساختمانها (جدول (7-4-3 مبحث هفتم)

نوع ساختمان	مقدار ماکزیمم چرخش (رادیان)
حد خرابی سازه ای ساختمانهای دارای اسکلت	0,004 تا 0,0067
حد ایجاد ترک در ساختمان	0,002 تا 0,0033

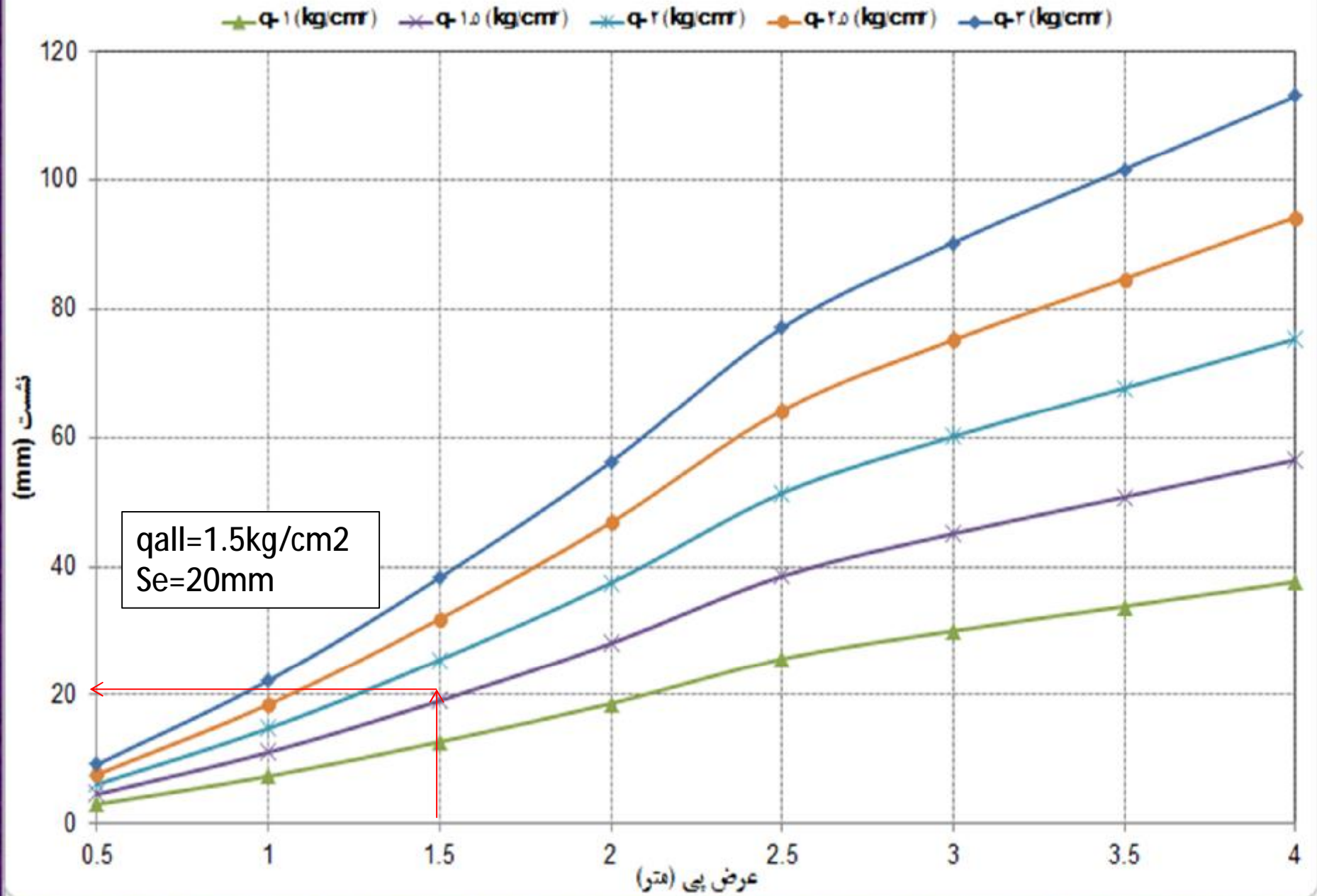
نشست آنی

- بر اساس تجربیات و مقایسه های انجام گرفته توسط این مهندسين مشاور در بين روابط مختلف محاسبه نشست الاستيك از قبيل **Bowels, Schmertmann** يا **Simons&Menziens** مقادير حاصله از روش بولز نزديك به واقعيت و معقول تر مي باشد لذا در محاسبات از اين روش استفاده مي گردد:
- نشست در اثر اعمال بار از نوع الاستيك براي مركز پي بر مبناي روابط ارائه شده توسط بولز طبق رابطه زير محاسبه ميگردد:

$$S_e = q \cdot B' \cdot \sum \frac{1 - \mu^2}{E_s} m \cdot I_s \cdot I_f$$

- در اين رابطه :
- **q** : بار اعمالی از سمت پي
- **E_s** : مدول الاستيسيته خاک متوسط وزني تا عمق حداقل: 5 برابر عرض پي يا سنگ بستر
- **B'** : عرض اصلاح شده سهيم پي براي مركز پي **B/2** و براي گوشه **B**
- **I_s** : ضريب تاثير مركب **steinbrenner** (جدول 2-5 بولز)
- **I_f** : ضريب تاثير (شكل 7-5 بولز)
- **m** : تعداد گوشه هاي سهيم براي مركز 4 و براي گوشه 1
- **μ** : ضريب پواسون خاک متوسط وزني تا عمق حداقل: 5 برابر عرض پي يا سنگ بستر

تغییرات نشست آنی با عرض پی نواری $L/B=10$



نشست تحکیمی

۱ این نشست در اثر خروج آب از حفرات رسهای اشباع ایجاد می گردد و با توجه به نفوذ پذیری پایین اینگونه خاکها تابعی از زمان بوده و بمرور روی می دهد. این نشست در خاکهای دانه ای نیز اتفاق می افتد ولی بدلیل نفوذ پذیری بالای اینگونه خاکها بسرعت رخ داده و معمولا همراه با نشست آبی می باشد لذا در اینگونه خاکها مورد محاسبه قرار نمی گیرد

۲ بر اساس نتایج آزمایشهای تحکیم، برای محاسبه نشست تحکیمی در لایه های خاکهای ریزدانه از فرمول زیر استفاده می شود:

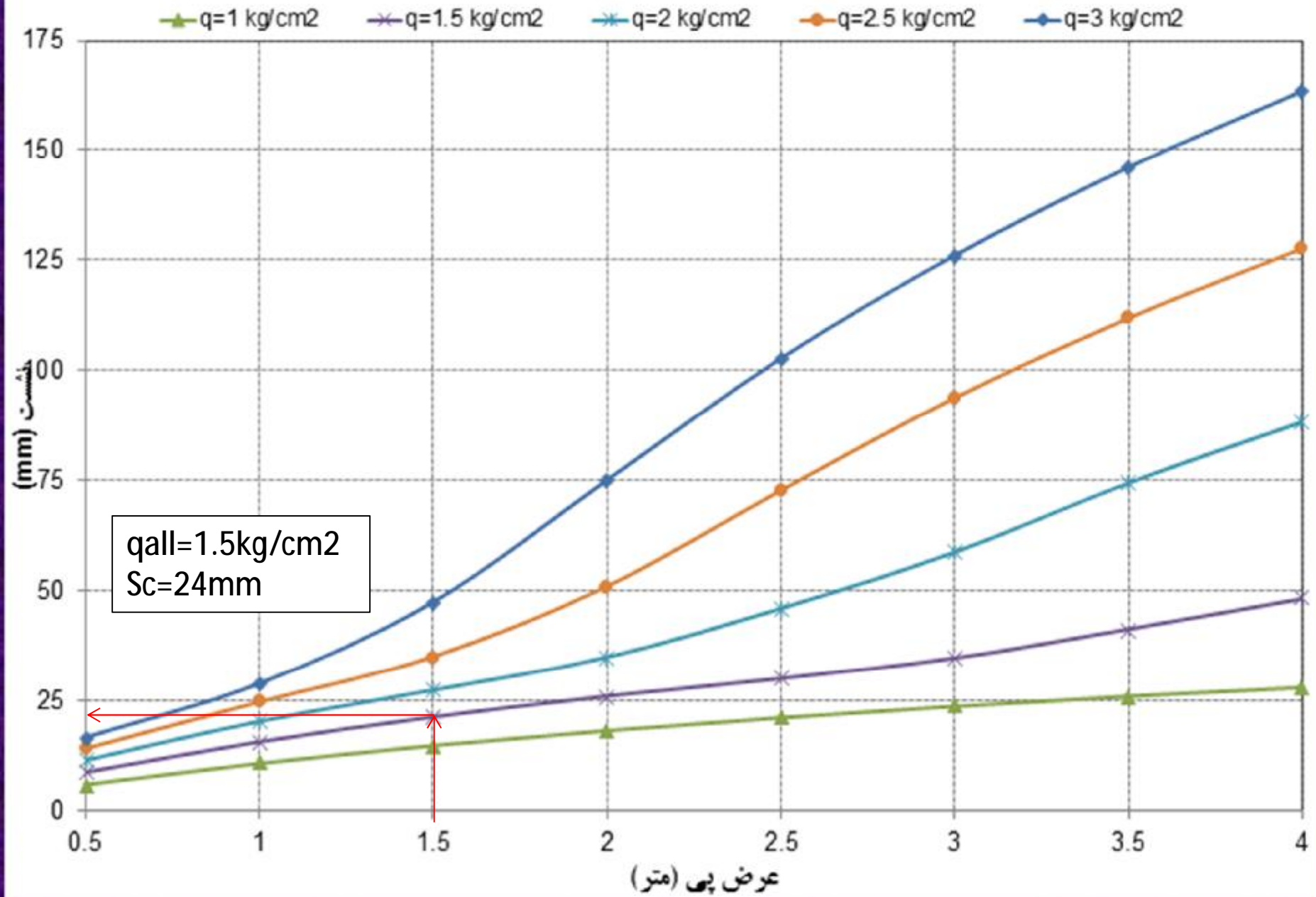
$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \mapsto P_c < P_o < P_o + \Delta P$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \mapsto P_o < P_o + \Delta P < P_c$$

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log \frac{P_c}{P_o} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_c} \mapsto P_o < P_c < P_o + \Delta P$$

- خاکهای طبیعی تحکیم یافته
- خاکهای پیش تحکیم یافته
- خاکهای نسبتا پیش تحکیم یافته
- که در آن :
- P_0 : فشار مؤثر متوسط در وسط لایه رسی قبل از احداث شالوده
- : افزایش فشار متوسط روی لایه رسی بعثت احداث شالوده ناشی از گسترش تنش خالص در لایه رسی.
- : نسبت تخلخل اولیه مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- P_c : فشار پیش تحکیم یافتگی مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- C_s : نشانه تورم لایه مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- C_c : نشانه فشردگی مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- H : ضخامت لایه ریزدانه اشباع
- : افزایش فشار متوسط روی لایه رسی بعثت احداث شالوده ناشی از گسترش تنش خالص در لایه رسی.
- : نسبت تخلخل اولیه مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- P_c : فشار پیش تحکیم یافتگی مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- C_s : نشانه تورم لایه مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- C_c : نشانه فشردگی مطابق نتایج آزمایش تحکیم
- H : ضخامت لایه ریزدانه اشباع

تغییرات نشست تحکیمی با عرض پی نواری $L/B=10$

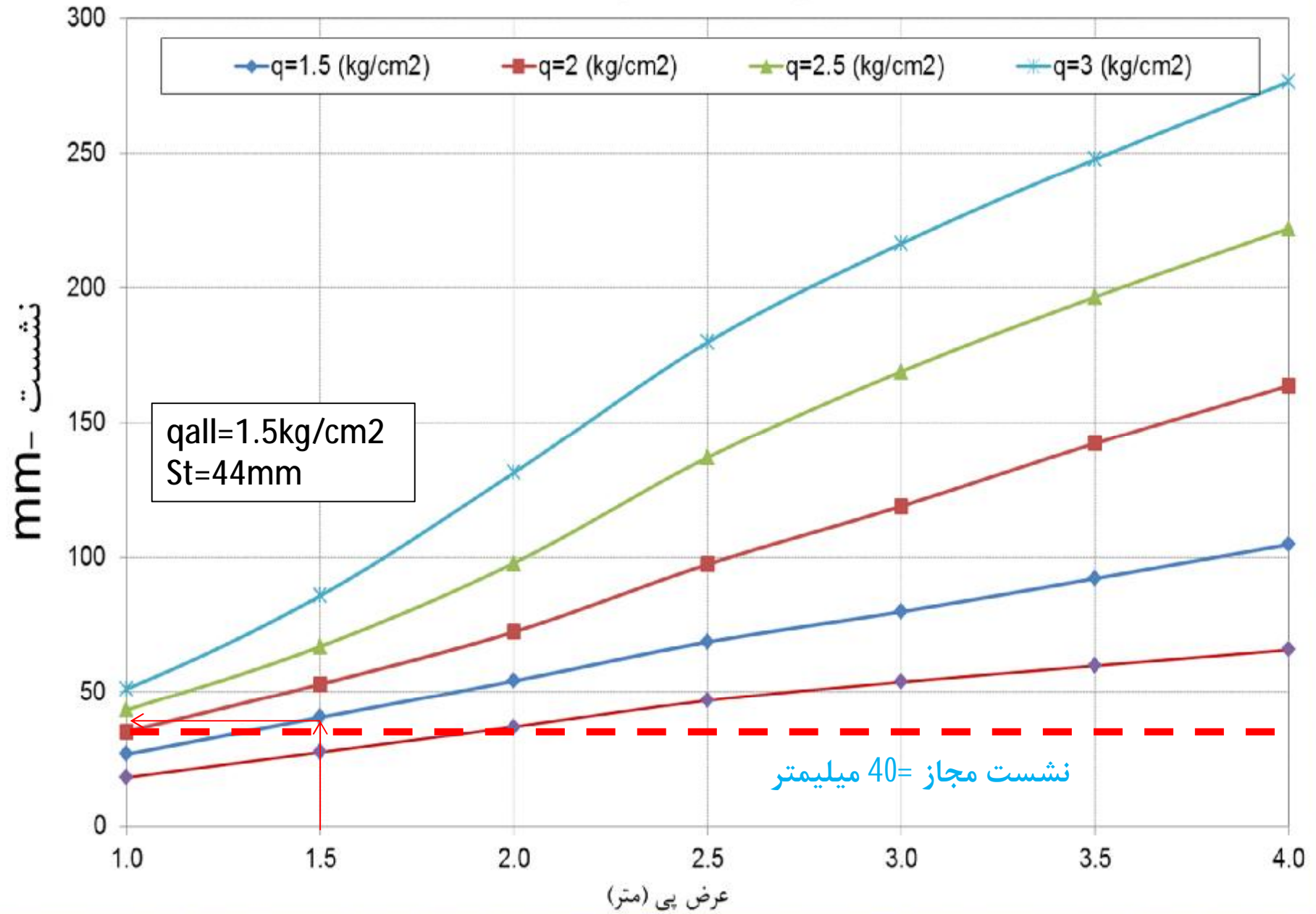


نشست کل

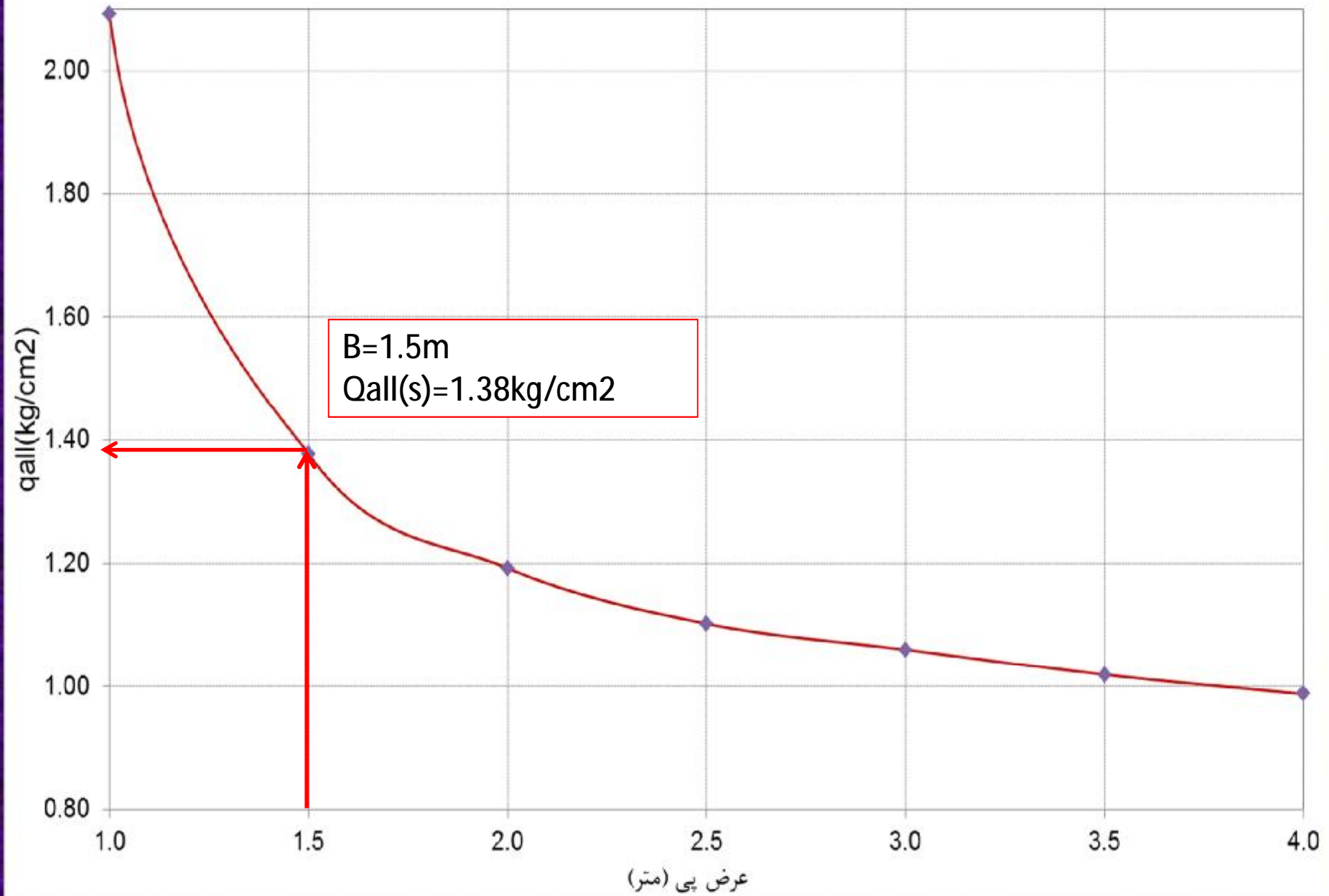
نشست کلی که در یک سازه رخ می دهد حاصل جمع نشستهای آنی و تحکیمی می باشد که از بخشهای فوق الذکر بدست می آیند :

$$S_t = S_e + S_c$$

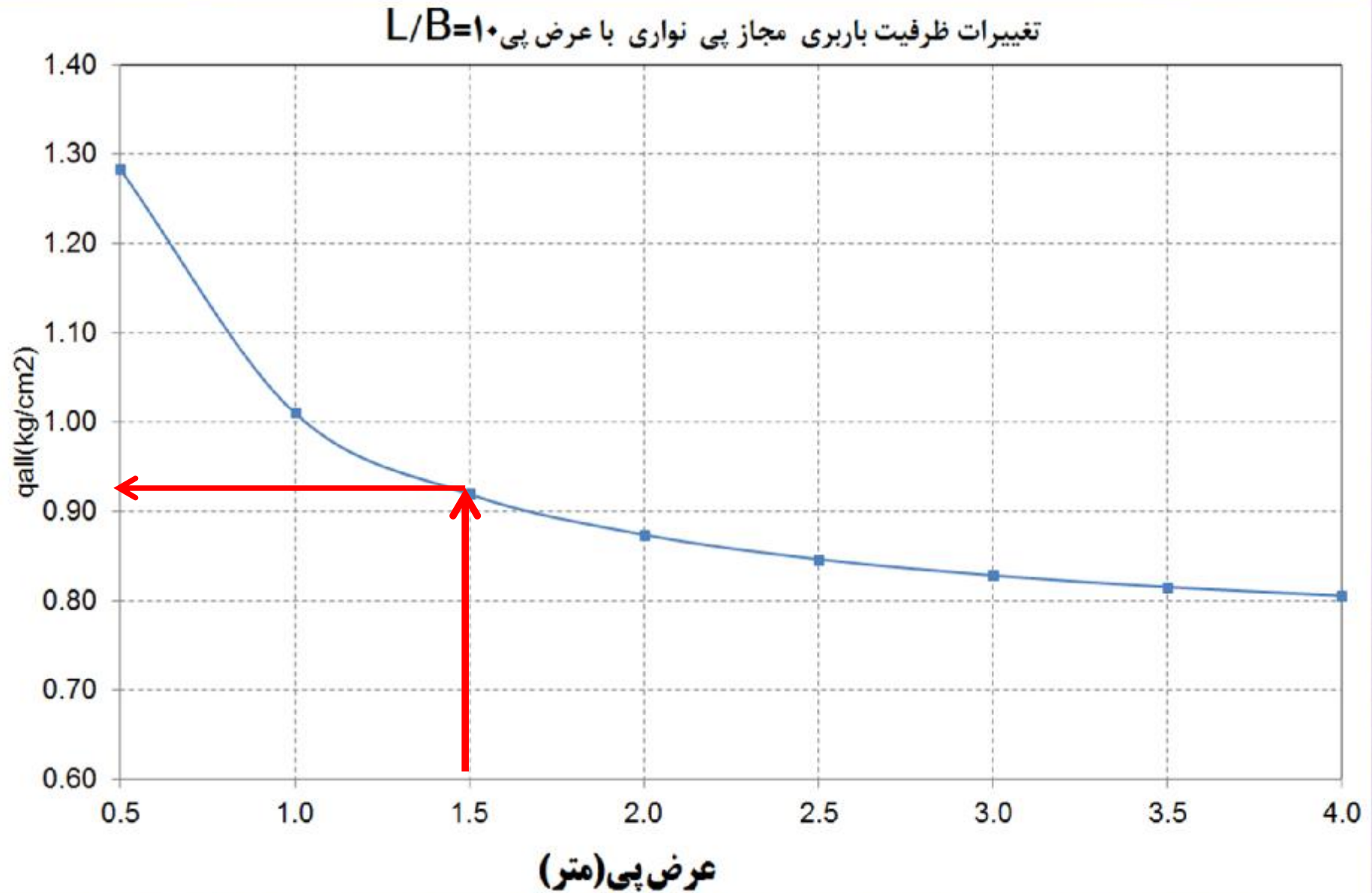
تغییرات ظرفیت نشست پی نواری با عرض پی بر مبنای ملاحظات نشست $L/B=10$



تغییرات ظرفیت باربری مجاز پی نواری با عرض پی بر مبنای ملاحظات نشست $L/B=10$



کنترل ظرفیت باربری - حداقل نشست و گسیختگی برشی



کنترل ظرفیت باربری

جدول ۷-۴-۵ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع پی	نوع خاک	
	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش حداکثر
انعطاف پذیر	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط

۷-۴-۵-۱-۸ در کنترل تنش های زیر پی باید توجه داشت که هیچ نقطه‌ای از پی نباید دچار کشش شود (حداقل تنش = ۰) مگر آنکه آن بخش از کشش توسط المان هایی مثل شمع، ریزشمع یا مهارها تحمل شود.

۷-۴-۵-۱-۹ در پی‌های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

ضریب واکنش بستر K_s -

ضریب عکس العمل بستر

ضریب عکس العمل بستر رابطه‌ای مفهومی میان فشار خاک و تغییر شکل آن است که بصورت گسترده در تحلیل سازه‌ای فونداسیون‌ها بکار می‌رود. این پارامتر بصورت $k_s = q/s$ تعریف می‌شود که در آن q و s به ترتیب فشار وارده و تغییر مکان فونداسیون می‌باشند.

روشهای تعیین مدول عکس العمل بستر :

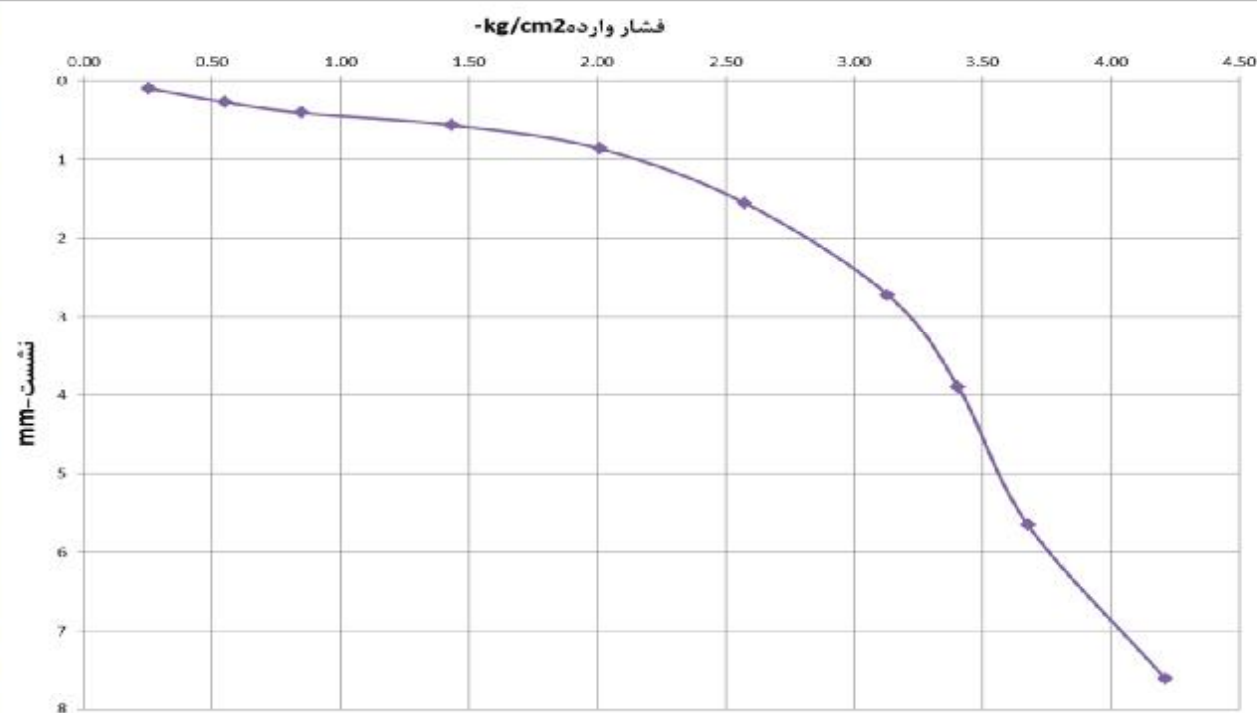
۱ آزمایش بارگذاری صفحه



به منظور تعیین ضریب عکس العمل بستر (k_s)، برخی از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای طبق استاندارد ASTM D1194 استفاده می‌کنند. لازم به ذکر است که کاربرد اصلی این آزمایش، تعیین ظرفیت باربری در حالت استاتیکی بوده و همچنین از سال ۲۰۰۳ از رده خارج شده است. جهت تعیین ضریب عکس العمل بستر، مستقیماً با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه‌ای، کارهای زیر را می‌توان انجام داد:

۱- تعیین ظرفیت باربری نهایی صفحه با استفاده از نمودار بار-نشست و بکارگیری روش‌هایی از قبیل روش ایت^{۲۹}.

۲- محاسبه ظرفیت باربری مجاز (q) با تقسیم ظرفیت باربری نهایی بر ضریب اطمینان.



روابط ترازایی از جمله روابط مورد استفاده جهت تبدیل ضریب عکس العمل بستر به شرح زیر می‌باشد:

$$\text{Clay: } k_{sf} = k_{sp} \frac{B_p}{B_f}$$

$$\text{Sand: } k_{sf} = k_{sp} \left(\frac{B_f + B_p}{2B_f} \right)^2$$

که در آن B_p و B_f به ترتیب عرض صفحه بارگذاری و عرض فونداسیون می‌باشند.

$$k_s = \frac{30 \cdot q_{all}}{\Delta H}$$

ضریب واکنش بستر $-K_s$

روابط مختلف :

روابط گوناگونی جهت محاسبه ضریب عکس العمل بستر (k_s) در مراجع موجود است. از جمله این روابط می توان به موارد زیر اشاره کرد:

$$k_s = \frac{30 \cdot q_{all}}{\Delta H}$$

منفرد	$s=25 \text{ mm}$	$k_s=1.2q_a$
نواری	$s=38\text{mm}$	$k_s=0.75q_a$
گسترده	$s=50\text{mm}$	$k_s=0.60q_a$

آزمایش بارگذاری صفحه‌ای شامل محدودیت‌های زیر نیز می‌باشد:

- حوزه تأثیر آزمایش بارگذاری صفحه‌ای در حدود عمق دو برابر قطر صفحه است؛ لذا اثر اعماق پایین‌تر و تغییرات لایه‌ها را در نظر نمی‌گیرد.
- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای نشست تحکیمی را در نظر نمی‌گیرد، چرا که یک آزمایش کوتاه مدت است.
- صفحات بارگذاری عمدتاً صلب هستند در حالیکه پی‌ها با افزایش ابعاد به تدریج منعطف خواهند شد.

$$k_s = \frac{30 \cdot q_{all}}{DH}$$

ضریب واکنش بستر k_s

۷-۵-۳- روش شبه همبسته^{۲۰}

این روش در خصوص پی‌های منعطف مطرح شده و مراحل تعیین k_s به شرح زیر است:

۱- مقدار متوسط ضریب عکس العمل بستر را از تقسیم بار متوسط بر نشست متوسط پی بدست می‌آوریم $(k_s = \frac{q_{avg}}{s_{avg}})$.

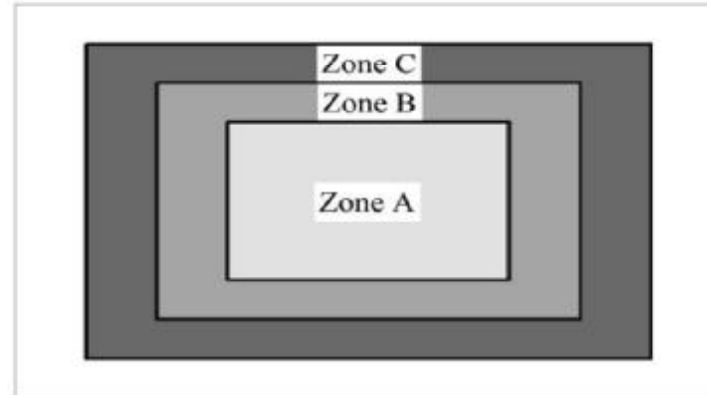
۲- پی را به تعداد ۳ یا بیشتر سطح هم‌مرکز تقسیم می‌کنیم؛ داخلی‌ترین سطح باید در پهنا و طول، ۲۰ الی ۵۰ درصد سهم داشته باشد.

۳- به هر بخش یک k_s اختصاص می‌دهیم. خارجی‌ترین محدوده باید مقدار k_s اش ۲ برابر داخلی‌ترین محدوده باشد و مقدار k_s نیز باید از داخل به سمت محدوده خارجی، به تدریج در حال افزایش باشد. به شکل ۳-۱۰ توجه شود.

۴- مقدار k_s را با حل معادله بدست آوریم.

$$k_{sA} \cdot A_A + k_{sB} \cdot A_B + k_{sC} \cdot A_C = \sum A \cdot k_{s,avg}$$

For example: $k_{sA} = k_{sA}$, $k_{sB} = 1.5k_{sA}$ & $k_{sC} = 2k_{sA}$



تقسیم‌بندی پی و تعیین k_s به روش شبه همبسته

ضریب واکنش بستر K_s -

۶-۴-۷ پی‌های انعطاف‌پذیر

۱-۶-۴-۷ برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نمی‌توان از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد.

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای K_s در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در لبه‌ها توصیه می‌شود.

۳-۶-۴-۷ برای تحلیل دقیق نشست پی لازم است از مدل سازی محیط پیوسته برای خاک استفاده گردد.

فشار خاک

۷-۴-۲ تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۴-۱-۲ فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون معمولاً در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از 0.0005 برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

۷-۴-۲-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک در حدود مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییرمکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

جدول ۷-۵-۱ تغییرشکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x / H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

فشار خاک

شکل ۲-۲ فشار خاک در حالت سکون

چون $\sigma_v = \gamma \cdot z$ است، می توان نوشت:

$$\sigma_h = K_o(\gamma \cdot z) \quad (۲-۲)$$

ضریب فشار جانبی K_o به صورت زیر بدست می آید:

$$(۳-۲) \quad K_o = 0.95 - \sin \phi$$

$$(۴-۲) \quad K_o = (0.95 - \sin \phi) \times \sqrt{OCR}$$

$$(۵-۲) \quad K_o = 1 - \sin \phi$$

$$(۶-۲) \quad K_o = 1 - \sin \phi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$$

خاک رسی عادی تحکیم یافته

خاک رس پیش تحکیم یافته

ماسه شل و معمولی

ماسه متراکم

خاک چسبنده

خاک دانه ای

$= K_o$

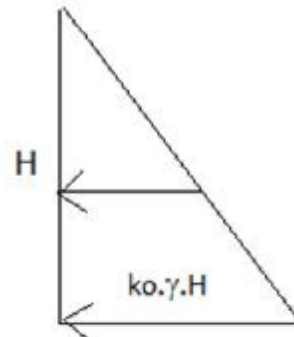
که در این روابط:

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

OCR = نسبت پیش تحکیم

γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه

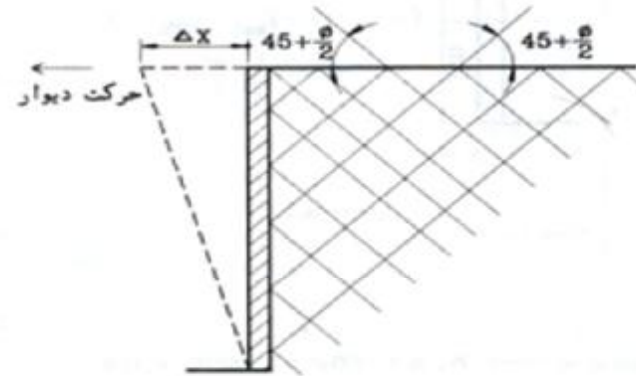
γ_{dmin} = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه



فشار خاک

$$\sigma_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$$

(۱۲-۷)



روش رانکین-محرک

شکل ۷-۵

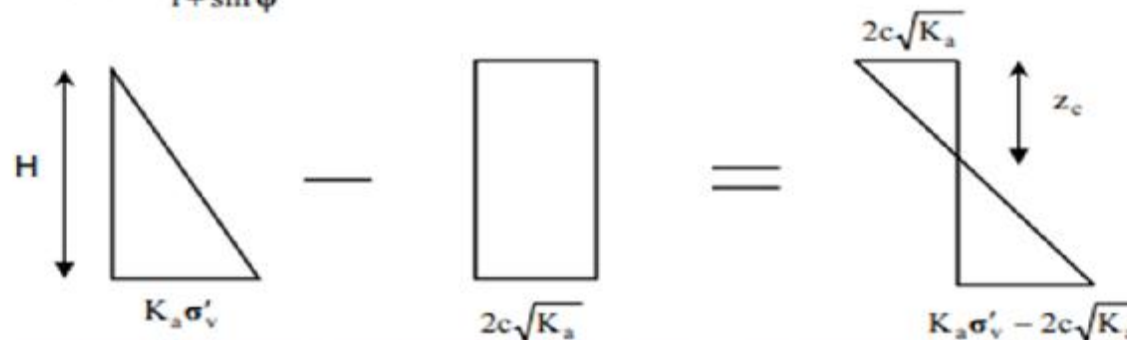
در این رابطه

σ_v = فشار قائم در نقطه مورد نظر که در صورت وجود آب به σ'_v (تنش موثر) تبدیل خواهد شد.

K_a = ضریب فشار محرک رانکین که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

(۱۳-۷)



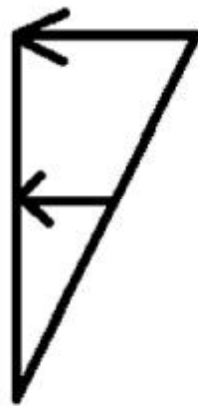
فشار خاک

روش رانکین محرک - زلزله

همچنین در ویرایش قدیم آیین نامه طراحی لرزه‌ای پل‌های ایران رابطه‌ی ساده‌ی زیر برای تعیین اضافه فشار دینامیکی فعال خاک پیشنهاد شده است:

$$\Delta P_{ae} = 1.25 A K_a \gamma H$$

$$1.25 \cdot A \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H$$



(۲۶-۱۴)

در این رابطه:

ΔP_{ae} = اضافه فشار فعال خاک

A = شتاب مبنای طرح

K_a = ضریب فشار فعال خاک در حالت عادی

γ = وزن مخصوص خاک

H = ارتفاع دیوار

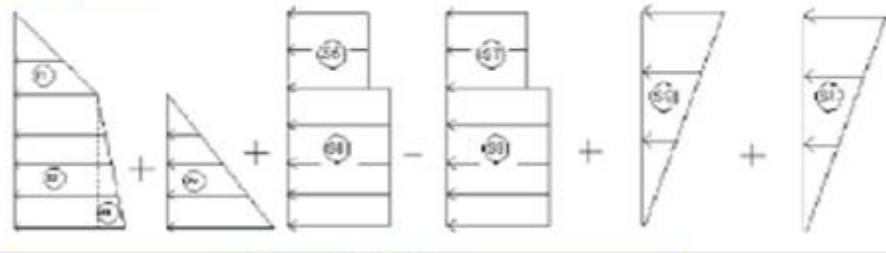
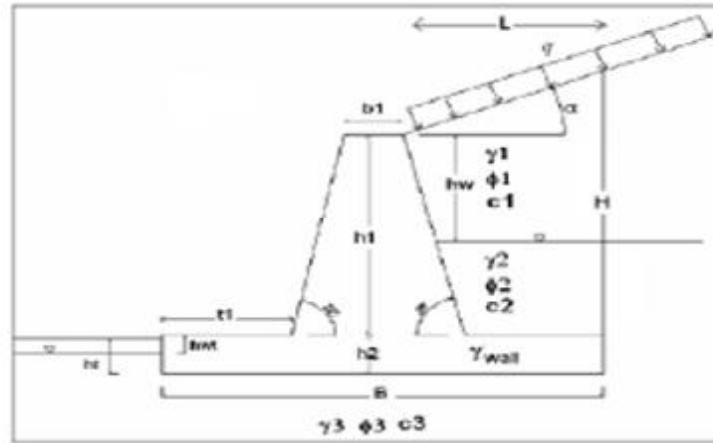
مطابق این آیین نامه اضافه فشار فعال خاک محاسبه شده به صورت زیر در ارتفاع دیوار توزیع می‌شود:

الف- در کوله‌ها و دیوارهای طره‌ای که راس آن‌ها می‌تواند تغییر مکان جانبی داشته باشد، این فشار به صورت نمودار مثلثی که قاعده‌ی آن در راس دیوار قرار دارد، توزیع می‌شود.

ب- در کوله‌ها و دیوارهایی که راس آن‌ها تغییر مکان جانبی ندارد، پخش فشار به صورت یکنواخت صورت می‌گیرند.

ج- برای حالت‌های بین الف و ب، پخش فشار به صورت نمودار ذوزنقه‌ای که مشخصات آن با قضاوت مهندس طراح تعیین می‌شود، صورت می‌گیرد.

اطلاعات ورودی		
b1=	0.40	m
B=	4.00	m
h1=	4.50	m
h2=	0.80	m
h3=	1.20	m
hsw=	3.10	m
ht=	0.80	m
γ _w =	1000.00	kg/m ³
γ ₁ =	1750.00	kg/m ³
γ ₂ =	1750.00	kg/m ³
γ ₃ =	1850.00	kg/m ³
γ _{sat 1} =	2450.00	kg/m ³
θ ₁ =	88.82	deg
θ ₂ =	89.99	deg
α=	0.00	deg
c1=	0.00	kg/m ²
φ ₁ =	30.00	deg
c2=	0.00	kg/m ²
φ ₂ =	30.00	deg
c3=	0.10	kg/m ²
φ ₃ =	28.00	deg
k=	0.25	g
q=	500.00	kg/m ²
hw=	0.81	m



محاسبه فشار جانبی خاک در حالت رانگین

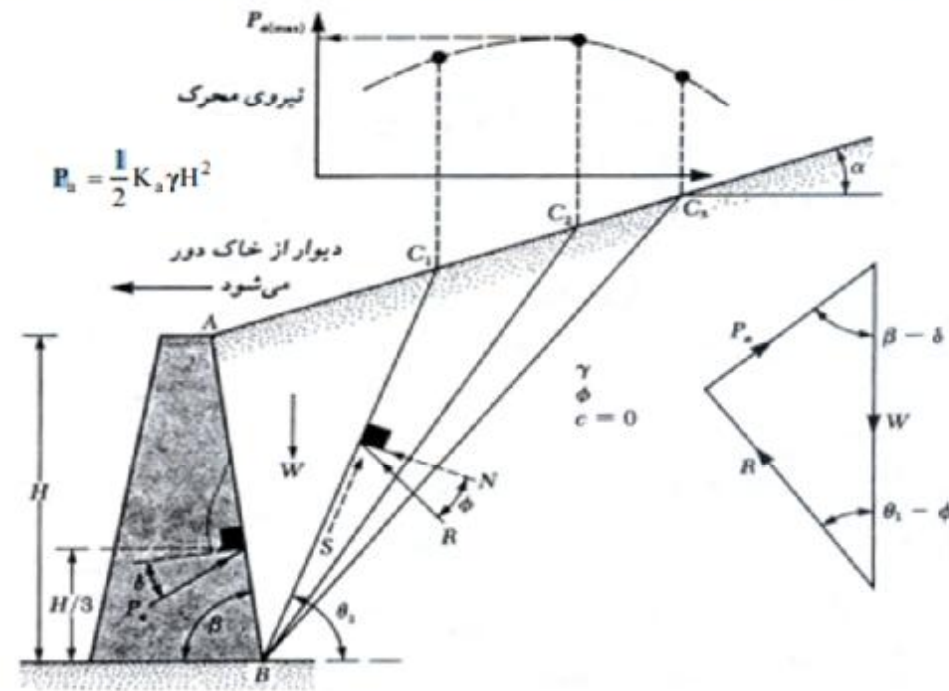
L=	2.40
h=	6.10
h ₁ =	0.33
h ₂ =	0.33
h ₃ =	2.56

	تکثیر	No.	S	x	Wx
مختصات	مستطک	1	2905	3	8507
	مستطک	2	3819	1	3819
	مستطک	3	500	1	334
	تربک	4	2000	1	1333
	تربک	5	517	4	1835
	تربک	6	334	1	334
	مستطک	7	0	4	0
	مستطک	8	0	1	0
	تربک	9	2372	3	8063
	تربک	10	425	3	1448

نوع زویه	P _h =	h _{PH}	P _v =	h _{PV}
	موجب زویه	2=	1.29	P _v =
منفی زویه	2=	1.2	P _v =	-

فشار خاک

روش کولومب-فعال



شکل ۷-۱۴ فشار محرک کولمب

که در این رابطه K_a ضریب فشار محرک کولمب بوده و به صورت زیر بدست می آید:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (۲۲-۷)$$

در این رابطه H ارتفاع دیوار است.

فشار خاک

روش کولومب-فعال-زلزله

- فشار فعال

با برقراری تعادل بین نیروهای وارد بر گوه فعال، نیروی موثر بر واحد طول دیوار به ترتیب زیر محاسبه می‌شود.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (۱-۱۴)$$

که در آن ضریب فشار فعال دینامیکی (K_{ae})، برابر است با:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\alpha - \psi)}} \right]^{-2} \quad (۲-۱۴)$$

در روابط بالا:

φ : زاویه اصطکاک داخلی خاک

θ : زاویه لرزه‌ای داخلی

ψ : زاویه وجه داخلی دیوار با خط قائم

δ : زاویه اصطکاک بین مصالح خاکریز و دیوار

α : زاویه سطح خاکریز با خط افقی

k_h : ضریب افقی زلزله

k_v : ضریب قائم زلزله

زاویه لرزه‌ای داخلی θ از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (۳-۱۴)$$

فشار خاک

روش کولومب-فعال-زلزله

فشار فعال کل P_{ae} ، به دو مولفه فشار استاتیک (P_a) و اضافه فشار دینامیک (ΔP_{ae}) تقسیم می‌شود:

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \quad (5-14)$$

مطالعات تجربی نشان می‌دهد در شرایط بارگذاری دینامیکی، نیروی به دست آمده از رابطه (۱۴-۱) در نقطه بالاتری از یک سوم ارتفاع (محل برآیند فشار استاتیکی خاک) وارد می‌شود.

سید و ویتمن^۱ پیشنهاد کرده‌اند مولفه استاتیکی (P_a) در $\frac{H}{3}$ از پای دیوار اثر کرده و نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی در حدود $0.6H$ از پای دیوار در نظر گرفته شود.

وود^۲ نشان داد که برآیند فشار دینامیکی تقریباً در وسط دیوار وارد می‌گردد. برای بیش‌تر مقاصد طراحی در نظر گرفتن توزیع یکنواخت برای اضافه فشار دینامیکی و نقطه برآیندی در ارتفاع نصف دیوار مناسب خواهد بود.

فشار خاک

۷-۵-۴-۳ تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۷-۵-۴-۱ در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، تغییرشکل به اندازه کافی (طبق جدول ۷-۵-۱) می‌تواند اتفاق افتد، باید از فشار خاک در حالت محرک استفاده شود.

۷-۵-۴-۲ در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، تغییرشکل رخ داده اما به اندازه کافی جهت بسیج شدن نیروی محرک نباشد باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۴-۳ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲) در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۴-۶ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲) در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

۷-۵ سازه‌های نگهبان

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله	خاک پشت دیوار
فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود	متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)
(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند موئونوبه- آکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون	متوسط و سست

۷-۵-۴-۷ فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود. فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

طبقه بندی نوع زمین بر اساس استاندارد 2800 ایران - ویرایش چهارم

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
1	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	0,35
2	پهنه با خطر نسبی زیاد	0,30
3	پهنه با خطر نسبی متوسط	0,25
4	پهنه با خطر نسبی کم	0,20

۲-۴ طبقه بندی نوع زمین

۲-۴-۱ زمین ساختگاهها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۲-۳) طبقه بندی می شوند. در این جدول:

\bar{v}_s : متوسط سرعت موج برشی در لایه های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\bar{N}_{1(60)}$: متوسط $N_{1(60)}$ در لایه های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)

\bar{C}_{u} : متوسط C_u در لایه های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

C_u : مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک های چسبنده

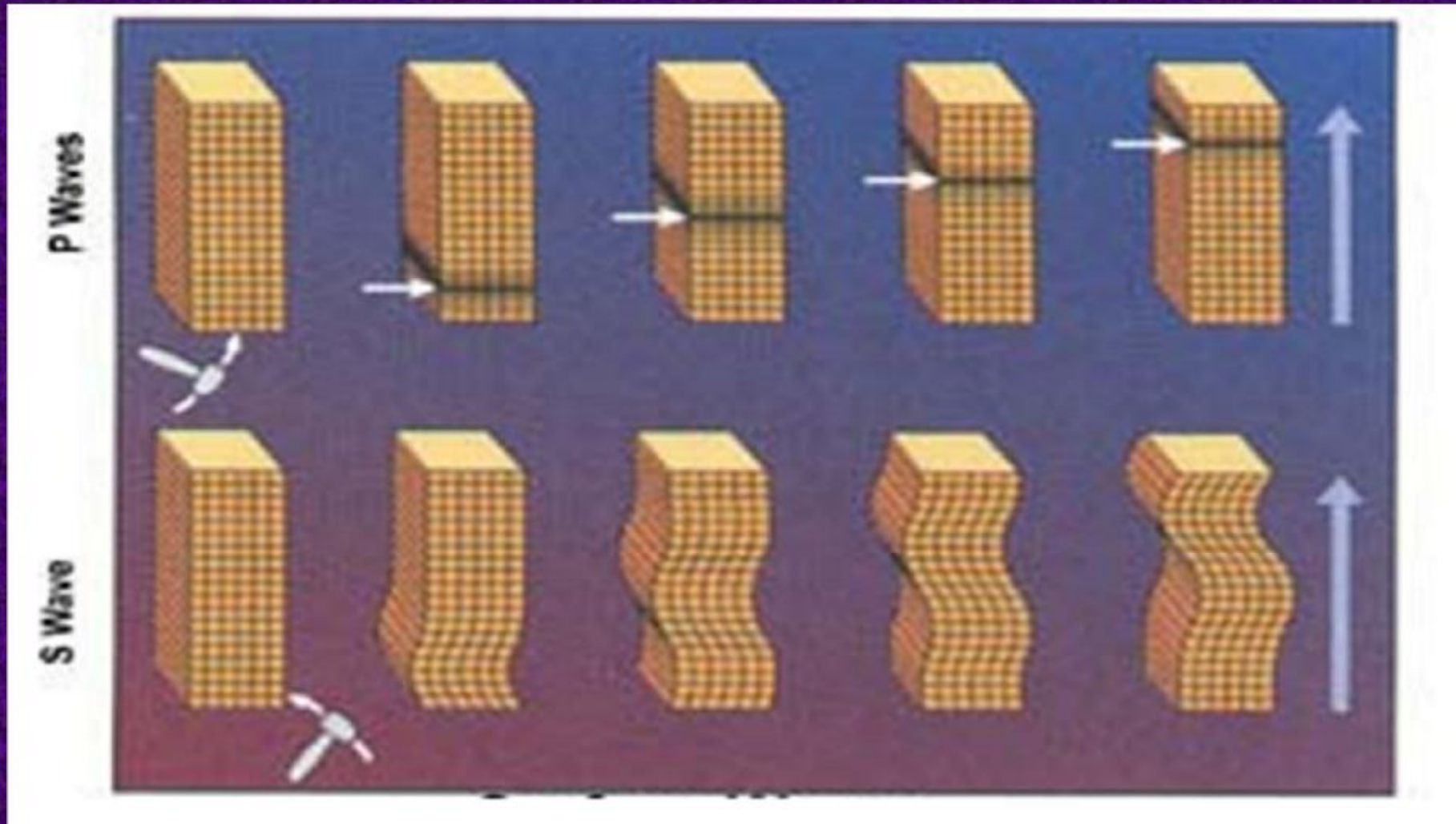
تعیین طبقه بندی نوع زمین، در این جدول، باید براساس مقدار سرعت موج برشی \bar{v}_s صورت گیرد، لیکن در صورت دسترسی نداشتن به آن می توان در خاک های دانه ای با اندازه کوچک تر از شن متوسط از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\bar{N}_{1(60)}$ و در خاک های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده \bar{C}_u استفاده نمود.

طبقه بندی نوع زمین بر اساس استاندارد 2800 ایران - ویرایش چهارم

C_u (kPa)	$N_{1(60)}$	v_s (m/s)	مواد متشکله	نوع زمین
--	--	$V_s > 750$	سنگ و شبه سنگ شامل : سنگهای آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاکهای سیمانته بسیار محکم با حداکثر 5 متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	I
$C_u > 250$	$N_{1(60)} > 50$	$375 \leq V_s \leq 750$	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست شامل : شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیش از 30 متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق بتدریج بهبود می یابد. سنگهای آذرین و رسوبی سست مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	II
$C_u < 250$ $70 <$	$15 < N_{1(60)} < 50$	$175 \leq V_s \leq 375$	خاک متراکم تا متوسط شامل : شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های با ضخامت بیش از 30 متر	III
$C_u < 70$	$N_{1(60)} < 15$	$V_s < 175$	خاک متوسط تا نرم شامل : لایه های غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم ، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم	IV

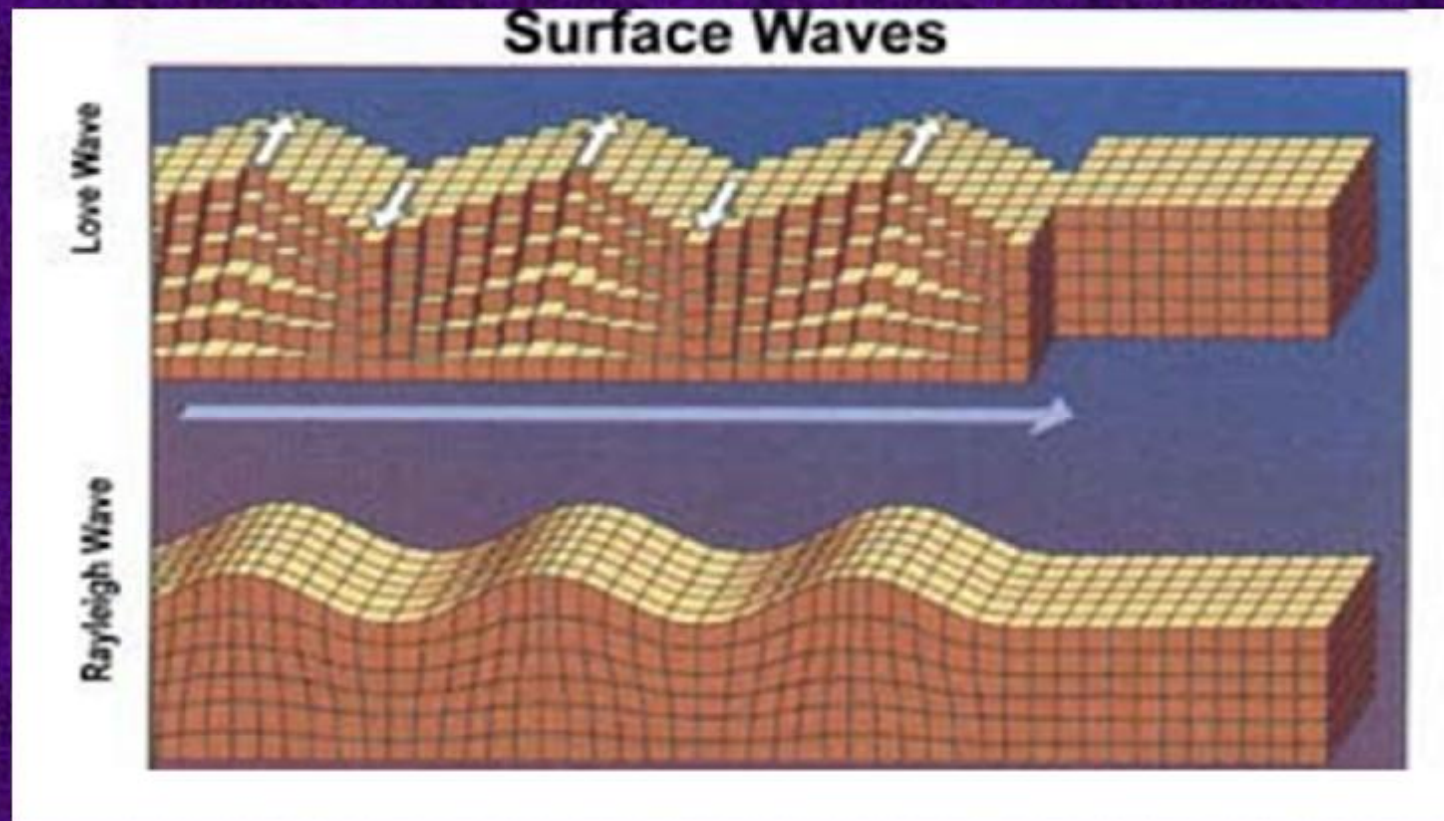
آزمایش تعیین سرعت موج برشی:

- انواع امواج : 1- امواج حجمی 2- امواج سطحی
- \vec{u} 1- امواج حجمی : موج P و موج S این امواج بصورت کروی منتشر می شوند

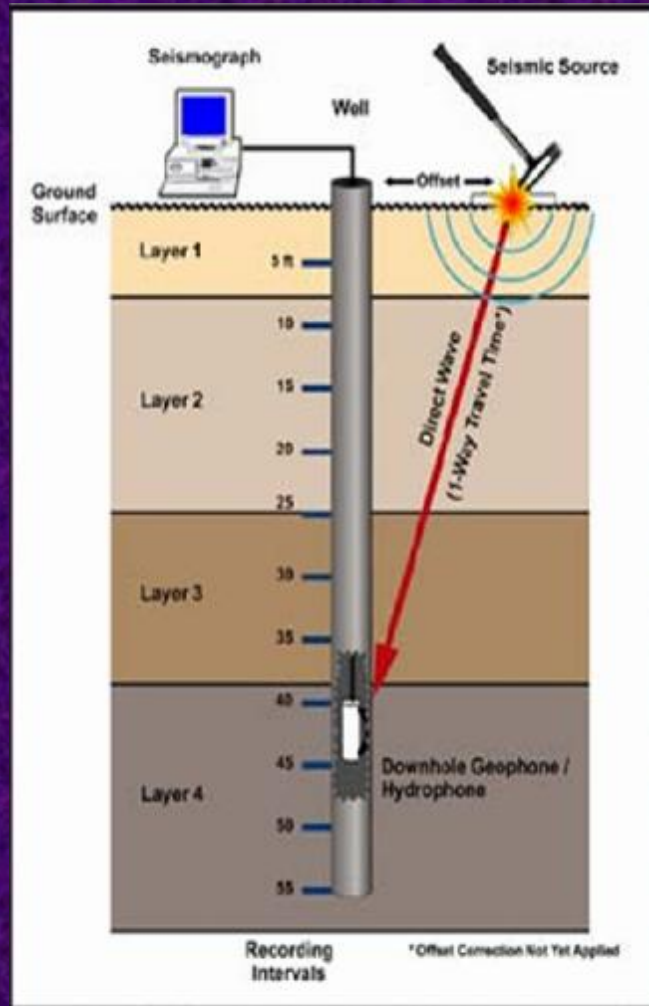


آزمایش تعیین سرعت موج برشی:

- 2- امواج سطحی: موج ریلی و موج لاو
- امواج سطحی به صورت دو بعدی منتشر می شوند .
- موج ریلی از اندرکنش موج P , S_v با سطح زمین بوجود میاید و دارای دو مولفه عمودی و افقی است
سرعت آن معمولا 90 درصد موج S می باشد
- موج لاو از اندرکنش Sh با لایه سطحی نرم بوجود میاید و فقط دارای مولفه افقی می باشد.



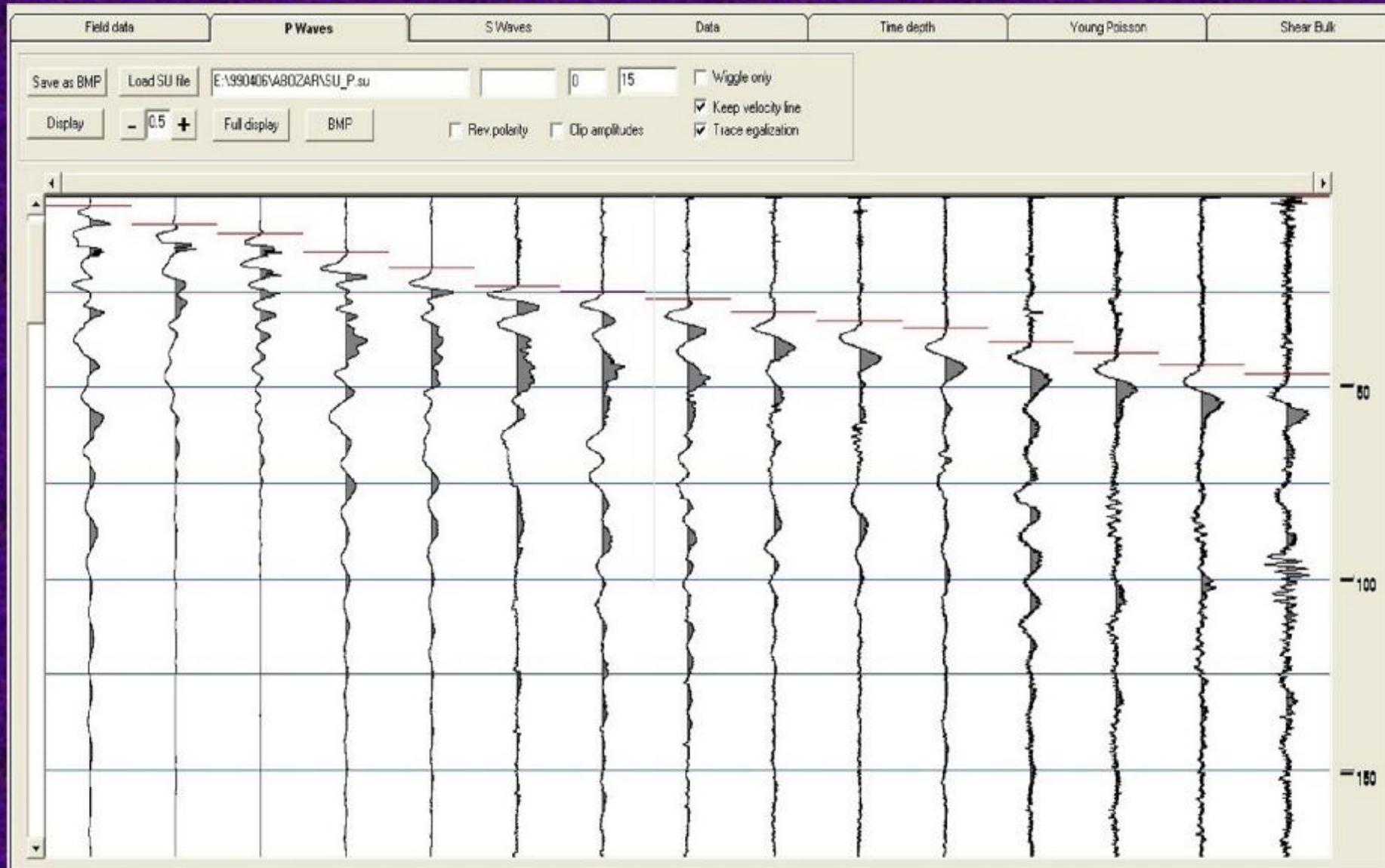
آزمایش تعیین سرعت امواج:



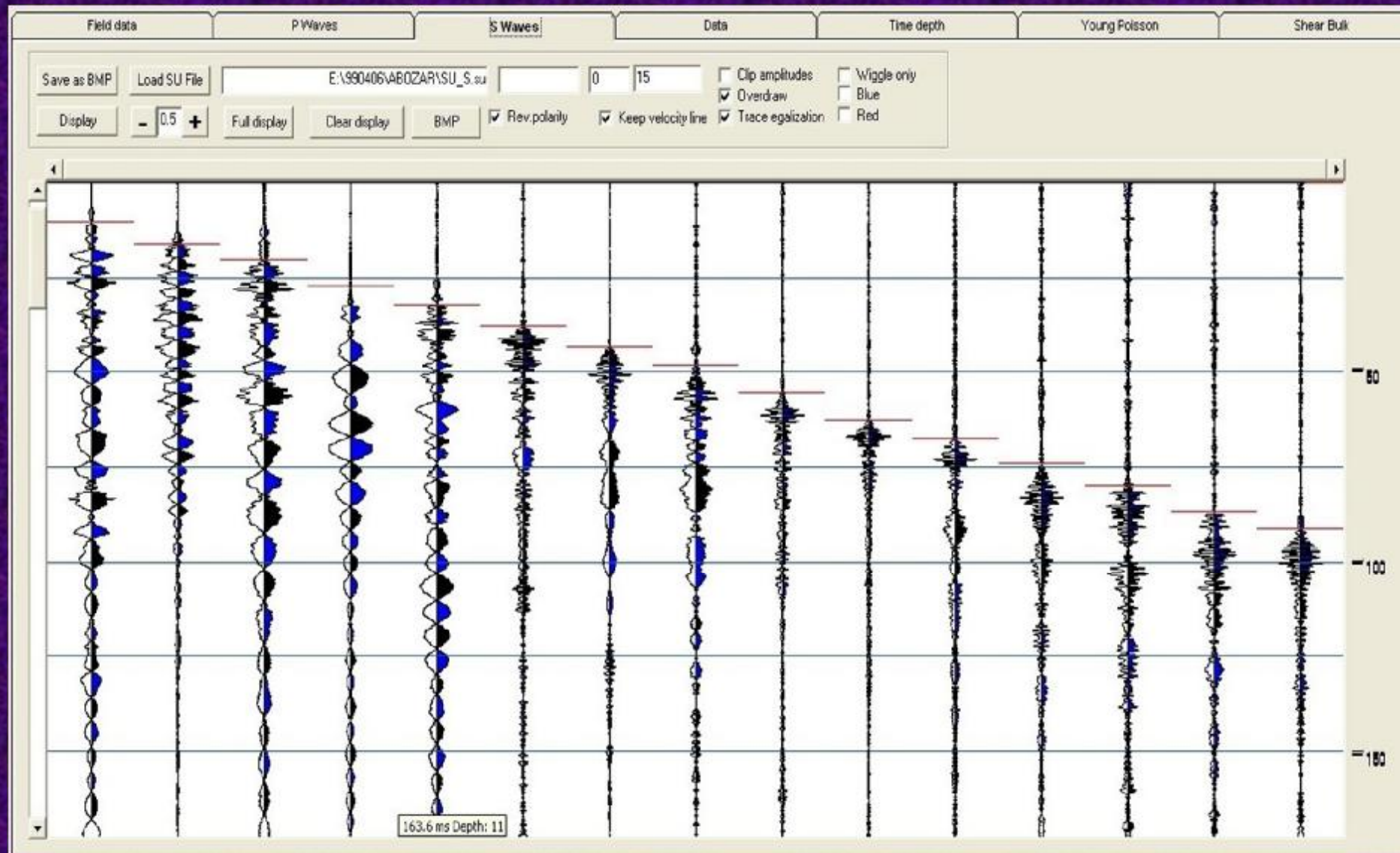
Vertical Seismic Profile (VSP) Schematic



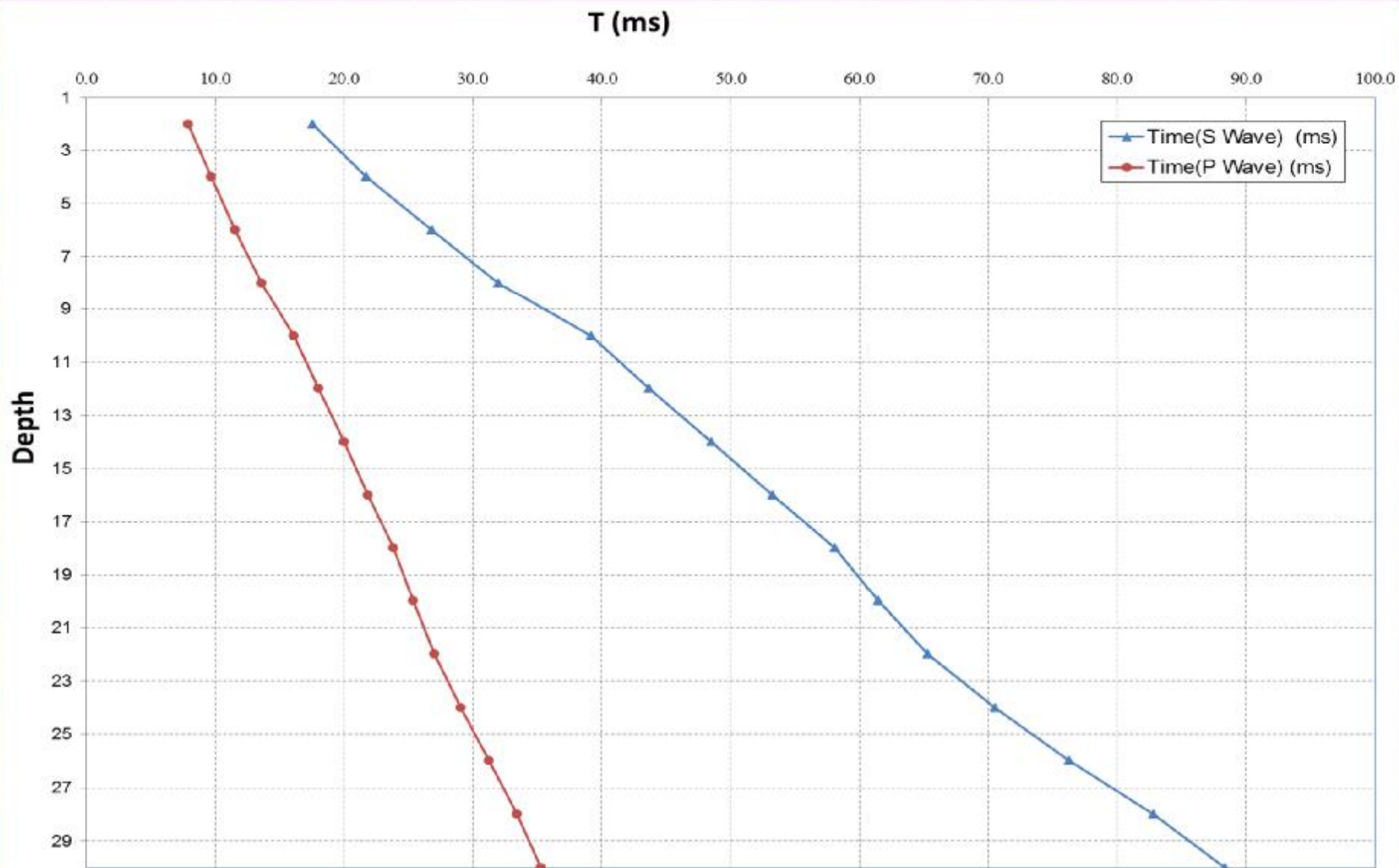
آزمایش تعیین سرعت امواج: موج P



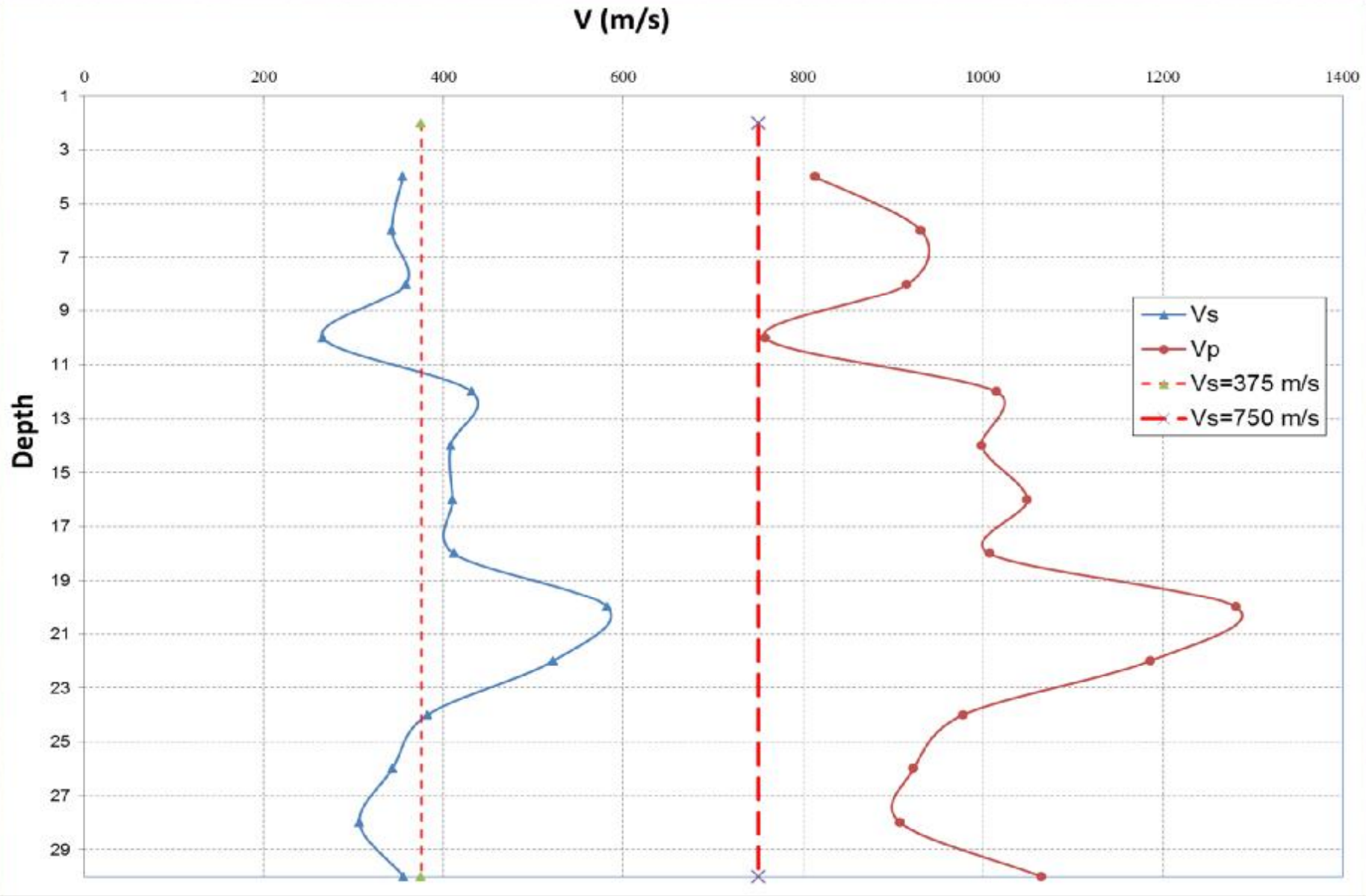
آزمایش تعیین سرعت امواج S



آزمایش تعیین سرعت موج برشی: محاسبات



آزمایش تعیین سرعت موج برشی: محاسبات



آزمایش تعیین سرعت موج برشی: محاسبات

$$\text{(Poisson Ratio)} \quad \mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

$$\text{(Rigidity)} \quad G = dV_s^2$$

$$\text{(Young's modulus)} \quad E = 2G(1 + \mu)$$

$$\text{(Bulk modulus)} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$

$$\text{(Bulk modulus)} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$

$$\bar{V}_s = \frac{\Sigma d_i}{\Sigma(d_i / V_{Si})}$$

$$T = \frac{4H}{\bar{V}_s}$$

پی های عمیق

- انتقال بار در شالوده های عمیق به دو طریق از نوک و اصکاک ناشی از تماس بدنه شمع با خاک مجاور صورت می پذیرد.
- در پروژه حاضر با توجه به اینکه بستر سنگی در لایه های عمیق واقع بوده لذا مکانیسم انتقال بار از طریق جلد و بخشی از نوک شمعها در اثر مقاومت خاک خواهد بود.
- همانطور که ذکر شد مکانیسم انتقال بار در شمعها از دو بخش مقاومت نوک و مقاومت جلد تشکیل یافته است . برای محاسبه مقاومت نوک از روشهای **meyer,janbu,navfac,vesic:** استفاده می گردد و سپس نتایج حاصل میانگین یابی می شود . برای محاسبه مقاومت جلدی از روشهای **mccland,meyerhof,kroft,navfac,vesic :** استفاده شده و سپس مشابه مقاومت نوکی میانگین یابی خواهد شد.
- نمونه ای از روابط مورد استفاده بدی صورت می باشد:

پی های عمیق

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p (c \cdot N_c^* + q' \cdot N_q^*)$$

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \cdot e^{2\eta \cdot \tan \phi}$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

$$Q_s = \Sigma p \cdot \Delta l \cdot f$$

$$f = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

$$f = \lambda (\sigma'_v + 2C_u)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{3}$$

پی های عمیق

مکانیسم انتقال بار

شمع‌ها به صورت اتکایی یا اصطکاکی و یا ترکیبی از این ۲ حالت، بار را به زمین منتقل می‌کنند. همان طور که اشاره شد در صورتی که جابجایی نسبی بین شمع و خاک اطراف آن بین ۵ تا ۱۰ میلیمتر باشد، بدون توجه به طول و یا اندازه شمع، مقاومت اصطکاکی در جداره شمع (Q_s) ایجاد می‌گردد. همچنین زمانی مقاومت نوک شمع (Q_p) حاصل خواهد شد که جابجایی در نوک شمع به میزان ۱۰ تا ۲۵ درصد قطر شمع صورت گرفته باشد. همانطور که این بحث نشان می‌دهد میزان جابجایی لازم برای ایجاد مقاومت اصطکاکی بسیار کمتر از میزان جابجایی لازم برای ایجاد مقاومت اتکایی در نوک شمع می‌باشد.

با توجه به مکانیسم انتقال بار به خاک، شمع‌ها را به دو گروه کلی شمع‌های اتکایی و شمع‌های اصطکاکی (شمع شناور) تقسیم می‌کنند. لازم به ذکر است که در مواردی از شمع برای کوبش لایه‌های دانه‌ای سست استفاده می‌گردد که نتیجه آن رسیدن به تراکم بهتر در سطح خاک و اصلاح خاک است که به این دسته از شمع‌ها، شمع‌های تراکمی گفته می‌شود. جهت محاسبه طول شمع‌های تراکمی باید به عمق لازم برای عملیات تراکم، تراکم خاک قبل از اجرای شمع و نیز تراکم مورد نیاز پس از کوبش شمع توجه نمود.

در شمع‌های منفرد اگر اصطکاک جدار از ۸۰٪ ظرفیت باربری نهایی شمع بیشتر باشد، شمع اصطکاکی و در غیر این صورت، شمع با تحمل انتهایی (اتکایی) نامیده می‌شود. اگر از مقاومت نوک شمع صرف‌نظر گردد، شمع به نام شمع شناور نامیده می‌شود.