طرح نگهداشت و افزایش تولید ۲۷ مخزن

GEOTECHNICAL INVESTIGATION REPORT- W007S

نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک

D00	JUN.2022	IFC	BKP Co.	M.Fakharian	M.Mehrshad	
Rev.	**Date**	**Purpose of Issue/Status**	**Prepared by:**	**Checked by:**	**Approved by:**	**CLIENT Approval**
Class:		**CLIENT Doc. Number:F0Z-708070**				

Status:

IDC: Inter-Discipline Check
IFC: Issued For Comment
IFA: Issued For Approval
AFD: Approved For Design
AFC: Approved For Construction
AFP: Approved For Purchase
AFQ: Approved For Quotation
IFI: Issued For Information
AB-R: As-Built for CLIENT Review
AB-A: As-Built –Approved

REVISION RECORD SHEET

PAGE	D00	D01	D02	D03	D04
1	X				
2	X				
3	X				
4	X				
5	X				
6	X				
7	X				
8	X				
9	X				
10	X				
11	X				
12	X				
13	X				
14	X				
15	X				
16	X				
17	X				
18	X				
19	X				
20	X				
21	X				
22	X				
23	X				
24	X				
25	X				
26	X				
27	X				
28	X				
29	X				
30	X				
31	X				
32	X				
33	X				
34	X				
35	X				
36	X				
37	X				
38	X				
39	X				
40	X				
41	X				
42	X				
43	X				
44	X				
45	X				
46	X				
47	X				
48	X				
49	X				
50	X				
51	X				
52	X				
53	X				
54	X				
55	X				
56					
57					
58					
59					
60					
61					
62					

PAGE	D00	D01	D02	D03	D04
62					
63					
64					
65					
66					
67					
68					
69					
70					
71					
72					
73					
74					
75					
76					
77					
78					
79					
80					
81					
82					
83					
84					
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92					
93					
94					
95					
96					
97					
98					
99					
100					
101					
102					
103					
104					
105					
106					
107					
108					
109					
110					
111					
112					
113					
114					
115					
116					
117					
118					
119					
120					
121					
122					
123					

فهرست مطالب

فهرست اشکال

فهرست جداول

مقدمه

گزارش حاضر حاوی نتایج عملیات صحرایی، آزمایشگاهی و تحلیل‌های مهندسی در محل پروژه طرح عملیات محور نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک، واقع در استان بوشهر، شهرستان گناوه می‌باشد که بر اساس درخواست شرکت مهندسی هیرگان انرژی تهیه شده است.

میدان نفتی بینک در فاصله ۲۰ کیلومتری شمال غربی شهرستان گناوه واقع و به دو بخش تحت الارض و سطح الارض تقسیم شده است. بخش تحت الارض شامل ۱۰ سایت تاسیسات سرچاهی، مسیر خط لوله و مسیر برق رسانی می‌باشد. بخش سطح الارض شامل خط لوله زیرزمینی ۸ اینچ به طول ۴۴ کیلومتر و ایستگاه تقویت فشار گازی جدید است.

با توجه به پراکندگی و تعدد گمانه‌های شناسایی (۵۵ گمانه ماشینی در بخش تحت الارض، ۹۸ گمانه ماشینی در بخش سطح الارض و ۶ گمانه ماشینی در بخش سطح الارض- ایستگاه تقویت فشار گاز) جهت پیشگیری از اتلاف زمان پروژه و بنا به اولویت‌های مطرح شده از سوی کارفرمای محترم مقرر گردید نتایج و گزارشات مطالعات ژئوتکنیک هر بخش به صورت مجزا به شرح مجلدهای زیر ارائه شود:

جلد اول: بسته‌ی *W018S* (شامل تاسیسات سرچاهی بدون پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله جریانی)

جلد دوم: بسته‌ی *W028* (شامل تاسیسات سرچاهی بدون پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله جریانی)

جلد سوم: بسته‌ی *W046S* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی، مسیر خط لوله جریانی و مسیر برق رسانی مربوطه)

جلد چهارم: بسته‌ی *W035* (شامل تاسیسات سرچاهی بدون پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله جریانی)

جلد پنجم: بسته‌ی *W008N* (شامل تاسیسات سرچاهی بدون پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله جریانی)

جلد ششم: بسته‌ی *W007S* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی، مسیر خط لوله جریانی و مسیر برق رسانی مربوطه)

جلد هفتم: بسته‌ی *BK14* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله مربوطه)

جلد هشتم: بسته‌ی *BK12* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله مربوطه)

جلد نهم: بسته‌ی *BK15* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله مربوطه)

جلد دهم: بسته‌ی *BK05* (شامل تاسیسات سرچاهی مجهز به پمپ برقی درون چاهی و مسیر خط لوله مربوطه)

جلد یازدهم: ایستگاه تقویت فشار جدید- بخش سطح الارض

جلد دوازدهم: مسیر خط لوله ۴ و ۸ اینچی

در این بخش از پروژه، شناخت لایه‌های زیر سطحی و تعیین پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک در محل مربوط به موقعیت بسته‌ی *W-007S* مورد بررسی قرار خواهد گرفت. تعداد و عمق گمانه‌های ماشینی و نحوه چیدمان آن‌ها توسط کارفرمای محترم تعیین و جهت انجام به این مهندسین مشاور ابلاغ شده است. پس از تحویل زمین محل ساختگاه، عملیات صحرائی توسط گروه حفاری و کارشناسی این مهندسین مشاور آغاز گردید.

این گزارش، حاوی نتایج حاصل از حفاری ۲ گمانه ماشینی، آزمایشات صحرایی و آزمایشات آزمایشگاهی به همراه مشاهدات و بازدیدهای میدانی در موقعیت بسته‌ی *W-007S* (*BH-WH-5* و *EL-5*) است. بر اساس نتایج حاصل از این عملیات و انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی، پارامترهای مربوط به لایه‌های خاک در محل پروژه برآورد و در پایان نیز ضمن جمع‌بندی و نتیجه‌گیری، توصیه‌های فنی مرتبط با پروژه ارائه شده است. این گزارش در قالب ۹ فصل تهیه و ارائه شده است که به صورت خلاصه به شرح زیر می‌باشد:

- ✓ فصل اول، اهداف، مشخصات کلی طرح و موقعیت جغرافیایی پروژه.
- ✓ فصل دوم، وضعیت زمین شناسی عمومی منطقه.
- ✓ فصل سوم، نتایج بدست آمده از عملیات صحرائی.
- ✓ فصل چهارم، شرح آزمایش‌های آزمایشگاهی.
- ✓ فصل پنجم، پارامترهای طراحی.
- ✓ فصل ششم، تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی به همراه محاسبه نشست و ارائه نمودارهای مربوطه.
- ✓ فصل هفتم، تعیین ضرایب فشار جانبی خاک در حالت سکون، محرک و مقاوم در شرایط استاتیکی و دینامیکی.
- ✓ فصل هشتم، جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و توصیه‌های فنی.
- ✓ فصل نهم، پیوست‌های گزارش.

فصل ۱- مشخصات عمومی پروژه

این فصل دربرگیرنده اهداف، مشخصات کلی طرح و موقعیت جغرافیائی پروژه می‌باشد که در ادامه به تشریح آن پرداخته شده است.

۱-۱- اهداف مطالعات

مطالعات ژئوتکنیک پروژه براساس نتایج حاصل از عملیات صحرایی و آزمایشگاهی، به منظور دستیابی به اهداف زیر صورت گرفته است:

- ✓ بررسی اجمالی زمین شناسی و لرزه خیزی عمومی منطقه و محل پروژه.
- ✓ تعیین نوع، ضخامت و تراکم نسبی لایه‌های خاک.
- ✓ تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک زیر سطحی و هشدار از وجود خاک‌های مسئله‌دار.
- ✓ بررسی پتانسیل روانگرایی خاک بر اساس گمانه‌های اجرا شده.
- ✓ برآورد ظرفیت باربری مجاز و نشست شالوده برای پی‌های منفرد، نواری و گسترده.
- ✓ ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ها.
- ✓ تعیین ضرایب فشارهای جانبی خاک جهت طرح دیوار حائل در شرایط استاتیکی و دینامیکی.
- ✓ تعیین خصوصیات شیمیایی خاک و آب (در صورت برخورد، شامل pH، CL^-، SO^{4--} و ...) و تعیین نوع سیمان مصرفی در بتن شالوده‌ها.
- ✓ تعیین نوع زمین و طبقه‌بندی آن از نظر درجه بندی خطر نسبی زلزله و تعیین ضرایب زلزله محل مطابق استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۰۳۸ تاسیسات صنعت نفت و براساس آیین نامه‌های API650، ASCE، UBC97 و تعیین کلیه پارامترهای لازم منجمله Near Feild جهت محاسبات نیروی زلزله.
- ✓ ارائه توصیه‌های فنی مورد نیاز.

۲-۱- محدودیت ها

این گزارش بر مبنای قرارداد منعقده فیمابین تهیه گردیده است و می‌بایست براساس شرایط و محدودیت‌های ذکر شده در آن مورد استفاده قرار گیرد. مشاهدات و نتیجه‌گیری‌های شرح داده شده در این گزارش بر اساس نتایج حاصل از مطالعات ژئوتکنیک پروژه و صرفاً بر مبنای محدوده خدمات ذکر شده در قرارداد تنظیم گردیده‌اند و این شرکت مسئولیتی در قبال شرایط و نتیجه‌گیری‌هایی که نیازمند انجام خدمات خارج از محدودهٔ قرارداد هستند، ندارد.

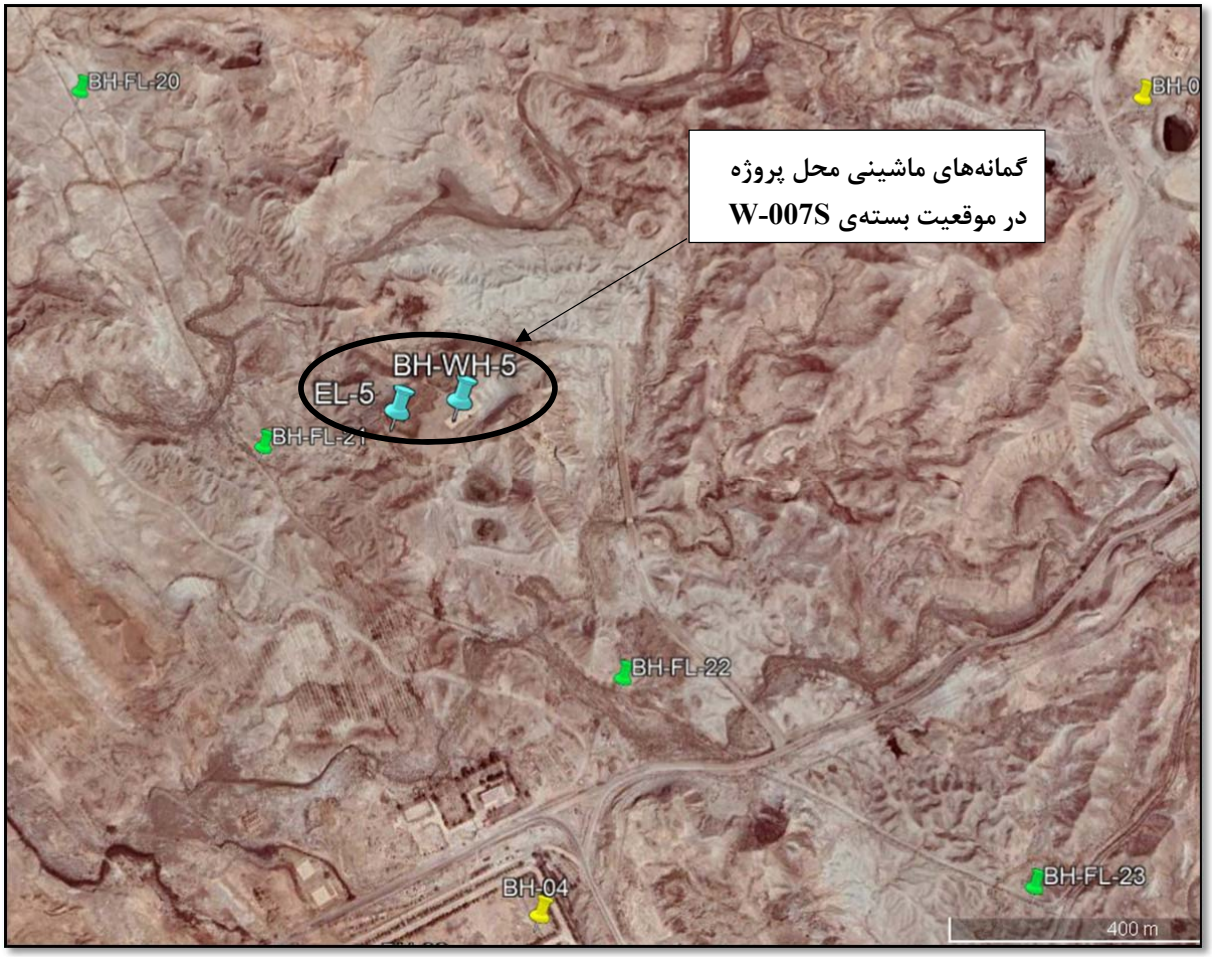
این گزارش برای استفاده انحصاری در ارتباط با پروژه طرح نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک در بخش سطح‌الارض، موقعیت بسته‌ی *W-007S* می‌باشد که براساس درخواست شرکت مهندسی هیرگان انرژی تهیه شده است. استفاده از این گزارش توسط شخص یا شرکت دیگری غیر از کارفرمای محترم و اعضای تیم طراحی مرتبط با آن جهت اهداف و کاربردهای دیگر مگر با مجوز کتبی از کارفرمای محترم ممنوع می‌باشد؛ در غیر این صورت هیچ گونه مسئولیت حقوقی و قانونی بر عهده این شرکت نمی‌باشد. یادآور می‌گردد تعداد، عمق و نحوه چیدمان گمانه‌های ماشینی مطالعاتی طبق شرح خدمات ابلاغی کارفرمای محترم انجام گرفته است.

این گزارش منعکس کننده شرایط ساختگاه اعم از نوع و مشخصات لایه‌ها و عمق آب بر مبنای مشاهدات و نتایج به دست آمده در زمان آماده سازی گزارش و صرفاً برای ارائه وضعیت لایه‌ها در محل ۲ گمانه ماشینی *BH-WH-5* و*EL-5* در موقعیت بسته‌ی *W-007S* تهیه شده است. گذشت زمان و تأخیر در اجرای پروژه ممکن است منجر به تغییراتی در شرایط ساختگاه، تراز رقوم سایت، سطح آب، تکنولوژی مورد استفاده و شرایط اقتصادی گردد به گونه‌ای که نتایج، توصیه‌های گزارش موجود، لاگ همچنین محاسبات ظرفیت باربری را تغییر دهد. بنابراین، کارفرما یا گروه دیگری که گزارش برای آن تهیه شده است، می‌بایست در نظر داشته باشند که این شرکت مسئولیتی در قبال تغییرات شرایط پروژه بعد از زمان تنظیم گزارش ندارد.

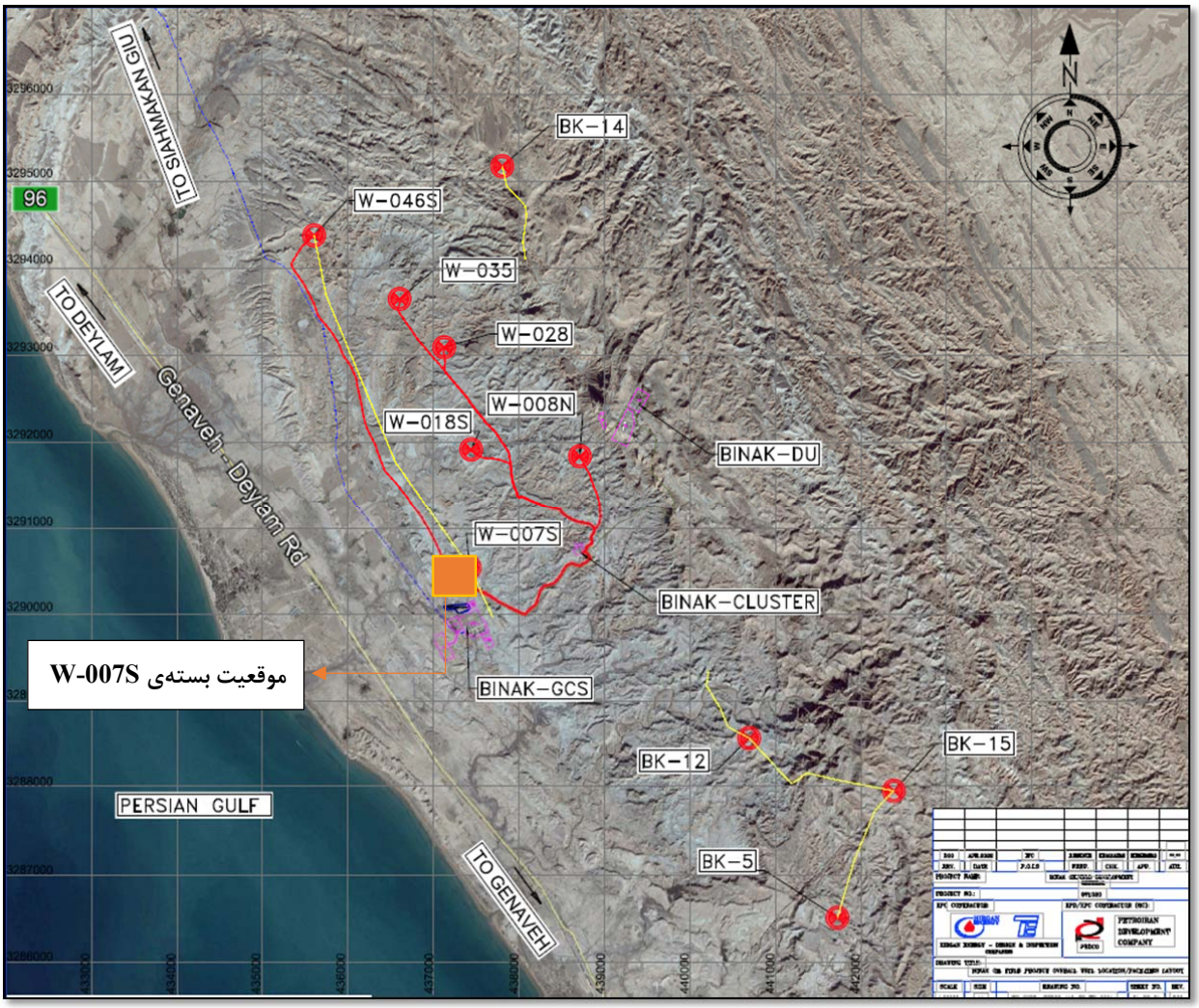
۳-۱- مشخصات کلی طرح

مطابق اطلاعات دریافتی از کارفرمای محترم، پروژه نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک (بسته بینک) در بخش تحت الارض با هدف ساخت موقعیت چاه، تاسیسات سرچاهی و مسیرخطوط جریانی و مسیر برق رسانی مربوطه و در بخش سطح الارض با هدف احداث خطوط لوله ۴ اینچ روزمینی انتقال سیال، خط لوله ۸ اینچ زیرزمینی انتقال گاز و ایستگاه تقویت فشار گازی تعریف شده است. بخش تحت الارض شامل ۵۵ گمانه ماشینی در ۱۰ سایت تاسیسات سرچاهی، مسیر خط لوله و مسیر برق رسانی می‌باشد. بخش سطح الارض شامل ۸۹ گمانه ماشینی در خط لوله زیرزمینی ۸ اینچ به طول ۴۴ کیلومتر، ۹ گمانه ماشینی در خط لوله روزمینی ۴ اینچ به طول ۵/۲ کیلومتر و ۶ گمانه ماشینی در ایستگاه تقویت فشار جدید است. گزارش حاضر دربرگیرنده نتایج مطالعات ابلاغی موقعیت بسته‌ی W-0*07S* در بخش سطح الارض می‌باشد. با توجه به نقشه‌ها در محدوده مختصات‌های ارسالی از سمت کارفرمای محترم، پی گسترده با ابعاد ۲۰×۱۲متر و پی‌های سطحی مربعی، مستطیلی و نواری جهت طراحی در این بسته‌ی کاری در نظر گرفته شده است. در شکل ۱-۱ و ۱-۲ نمایی از گمانه‌های ماشینی و محدوده ایستگاه تقویت فشارگاز

جدید مورد مطالعه در نقشه ماهواره‌ای و نقشه‌های ارسالی از کارفرمای محترم در سایت مذکور ارائه شده است.



شکل ۱- ۱ - موقعیت قرارگیری گمانه‌های ماشینی محل پروژه در موقعیت بسته‌ی W-007S در Google Earth



شکل ۱-۲- موقعیت بسته‌ی W-007S نسبت به کل پروژه در Google Earth- نقشه ارسالی از کارفرمای محترم

فصل ۲- زمین شناسی عمومی، زمین ساخت گستره طرح و وضعیت کلی لرزه خیزی ساختگاه

۲-۱- مطالعات زمین‌شناسی عمومی منطقه

محدوده مورد مطالعه در نقشه زمین شناسی بوشهر قرار گرفته است که با توجه به ویژگی‌های ریخت شناسی فیزیکی به سه بخش دریا، پهنه جزر و مدی و بخشی از یال شمالی تاقدیس بوشهر تقسیم می‌شود. بخش اعظم رسوبات منطقه را پهنه جزر و مدی تشکیل می‌دهد. این نهشته‌ها به طور غالب از ماسه، رس و سیلت *(mud)* و نمک تشکیل شده‌اند.

بوشهر استان باریک و بلندی است که بیشتر وسعت آن از نظر تقسیم‌بندی طبیعی، در دشت‌های ساحلی جنوب ایران قرار گرفته و با خلیج فارس بیش از ۶۰۰ کیلومتر مرز دریایی دارد. خلیج فارس یک دریای حاشیه‌ای (*Marginal Sea*) است که به طور کامل روی فلات قاره قرار دارد و سراشیبی (*Slope*) آن در خلیج عمان است. این خلیج ۲۰۰ تا ۳۰۰ کیلومتر پهنا و سطحی در حدود ۲۲۶۰۰۰ کیلومترمربع را زیر پوشش دارد. ژرفای میانگین آن حدود ۳۵ متر و ژرف‌ترین نقطه آن در کرانه ایرانی تنگه هرمز ۱۶۵ متر و میانگین آن در کناره‌های محور، ۷۴ تا ۹۲ متر است. از نظر ریخت‌شناسی، خلیج فارس نامتقارن و شیب ساحل عربی (جنوبی) آن آرام‌تر از ساحل ایرانی (شمالی) است. کرانه ایرانی این دریا، از سازندهای سخت و بلند با ریختار خطی ساخته شده و با واسطه یک دشت ساحلی باریک، با دریا در ارتباط است. منطقهٔ کم‌شیب کرانهٔ جنوبی و دریای کم ژرفای آن با تاقدیس‌هایی با بام‌های کم شیب با روند شمالی – جنوبی تا شمال خاوری – جنوب باختری (روند پی‌سنگ عربستان)، اغلب میدان‌های نفتی بزرگی را می‌سازند. از سوی دیگر، کرانه ایرانی این خلیج، کرانه‌ای کوهستانی با روند شمال باختری است که پشته‌های تاقدیسی با بلندی بیش از ۱۵۰۰ متر هستند. به همین دلیل، ساختارهای کرانه شمالی خلیج فارس، از دیدگاه هندسی، با آنچه که در کرانه جنوبی است، تفاوت دارد. در شکل های ۲-۱ و ۲-۲ شرایط زمین شناسی محور خلیج فارس نشان داده شده است.

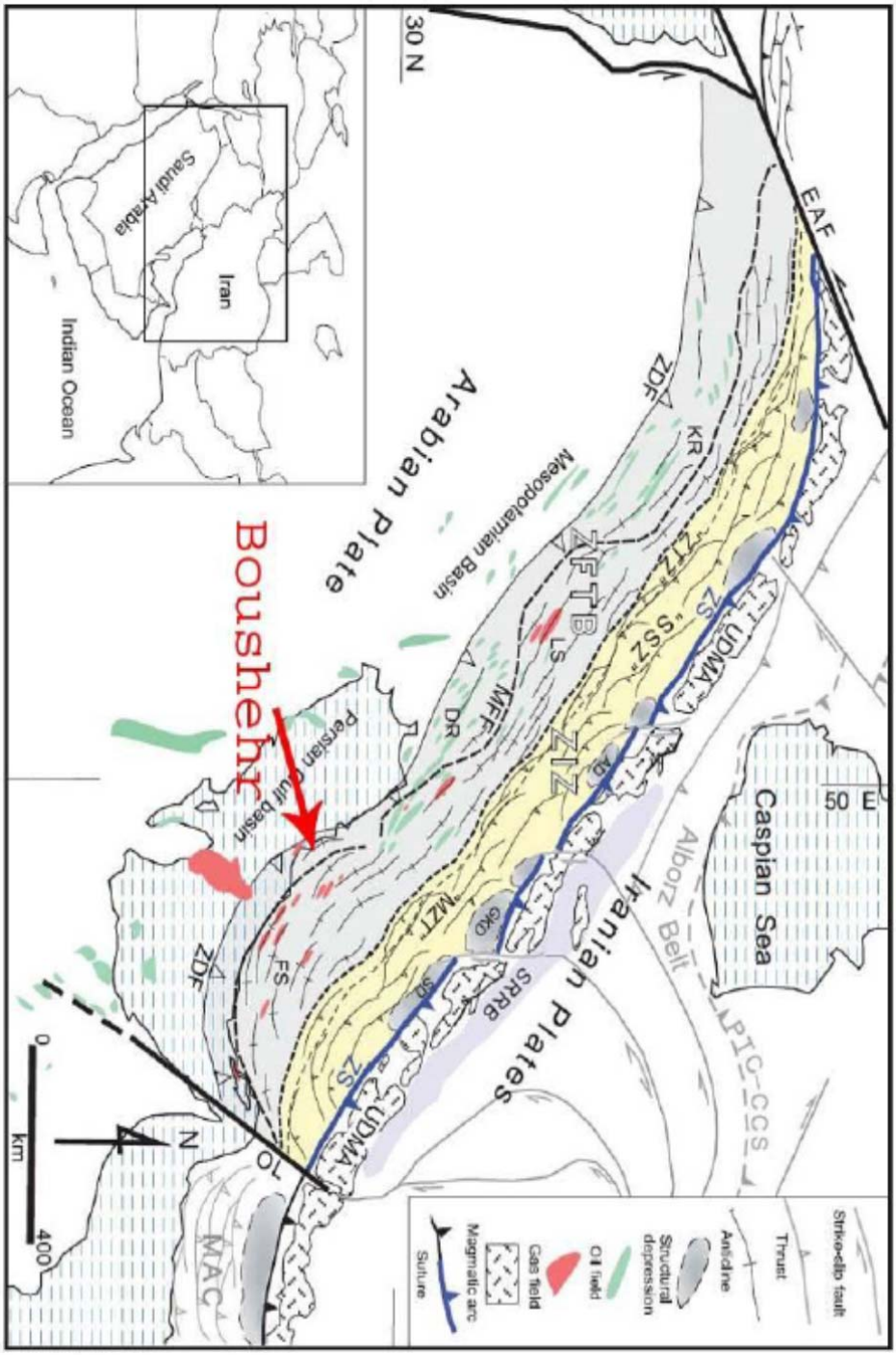
استان بوشهر از نظر پستی و بلندی به دو قسمت جلگه‌ای و کوهستانی تقسیم می‌شود:

قسمت جلگه‌ای: همانگونه که پیشتر ذکر شد استان بوشهر درامتداد خلیج فارس قرار دارد که عرض آن در جهت شمال غربی (ناحیه بندر دیلم) به قسمت جنوب شرقی افزایش می‌یابد و حداکثر به ۱۴۰کیلومتر در امتداد دره رود مند می‌رسد. جلگه مذکور از رسوبات رودهای دالکی، شاپور، اهرم و مند تشکیل یافته است. از جمله نواحی واقع در این جلگه می‌توان به دشت بوشهر و برازجان اشاره کرد که سطح وسیعی از شمال استان را در برگرفته

است. این مناطق تا دوران چهارم زیر آب بود. اکثر شهرها و مراکز جمعیتی استان بوشهر در این جلگه استقرار یافته‌اند. این جلگه‌ها تا کویت و دشت‌های جنوبی خلیج فارس ادامه دارد.

قسمت کوهستانی: استان بوشهر از دو رشته کوه عمده تشکیل می‌شود که در سراسر طول استان به موازات هم امتداد یافته‌اند. این رشته‌کوه‌ها مشتمل بر ارتفاعات گچ ترش و ارتفاعات نوکند است که به ترتیب در محدوده شمالی و شرق استان قرار دارند. با توجه به استقرار استان بوشهر در منطقه فوق حاره‌ای، مهم‌ترین پدیده و فرآیند مشهود اقلیمی آن گرمای هواست. این ناحیه تحت تأثیر فشار زیاد عرض‌های متوسط قرار دارد و فاقد بارندگی قابل توجه است، ولی فرآیند تبخیر آن به علت طولانی بودن فصل گرما شدت و حدت بیشتری دارد. در فصل زمستان به دلیل هجوم و گسترش جبهه‌های هوای سرد شمالی و دریای مدیترانه به سمت شرق، آب و هوای مناسبی توأم با ابر و باران به‌وجود می‌آید. به طور کلی آب و هوای بوشهر در نوار ساحلی گرم و مرطوب و در قسمت‌های داخلی گرم و خشک صحرایی است. در استان بوشهر دو فصل محسوس وجود دارد: زمستان نسبتاً خنک شامل ماه‌های آذر، دی، بهمن، اسفند و تابستان گرم و خشک و طولانی.

شکل ۲- ۱-نمایش تقریبی محور خلیج فارس


Boushehr
Arabian plate
Iranian plates
Caspian Sea
Alborz Belt
Mesopotamian Basin
Persian Gulf basin
Saudi Arabia
Iran
Indian Ocean
30 N
50 E
EAF
ZDF
KR
LS
DR
MFF
FS
OL
MAC
MZT
SRB
ZS
UDMA
SSZ
ZTZ
AFTB
Strike-slip fault
Thrust
Anticline
Structural depression
Oil field
Gas field
Magmatic arc
Suture
0
400
km
N

شکل ۲-۲- تقسیم‌بندی زاگرس از نظر Alavi سال ۲۰۰۴

۲-۲- لرزه‌خیزی عمومی منطقه

۲-۲-۱- گسل‌های محدوده مورد مطالعه

زاگرس در جنوب باختری زمین درز تتیس واقع شده است که گستره‌های فارس، لرستان و خوزستان را دربردارد. مرز جداکننده این پهنه‌ها گسل‌های پی سنگی هستند. پهنه فارس گستره میان دو گسیختگی کازرون در باختر و گسل میناب در خاور است. مرز شمالی فارس، راندگی اصلی زاگرس و مرز جنوبی آن منطبق بر خط ساحلی خلیج فارس می‌باشد. از نگاه جغرافیایی و ارتباط با پهنه‌های ساختاری، برگه بوشهر بخشی از حاشیه جنوب باختری کوه-های زاگرس است که در جبهه کوهستانی این ارتفاعات و در کنار خلیج فارس قرار دارد. براساس مطالعات صورت گرفته، بوشهر را بخشی از فروافتادگی دزفول در نظر می‌گیرند و گسیختگی قطر-کازرون که مرز جداکننده فروبار دزفول از پلاتفرم فارس است در خاور بوشهر فرض شده است. در شکل ۲-۳ نمایی از گسل‌های محدوده مورد مطالعه مشاهده می‌گردد. درشکل ۲-۴ نقشه زمین شناسی موقعیت *W-007S* در منطقه بینک ارائه شده است.

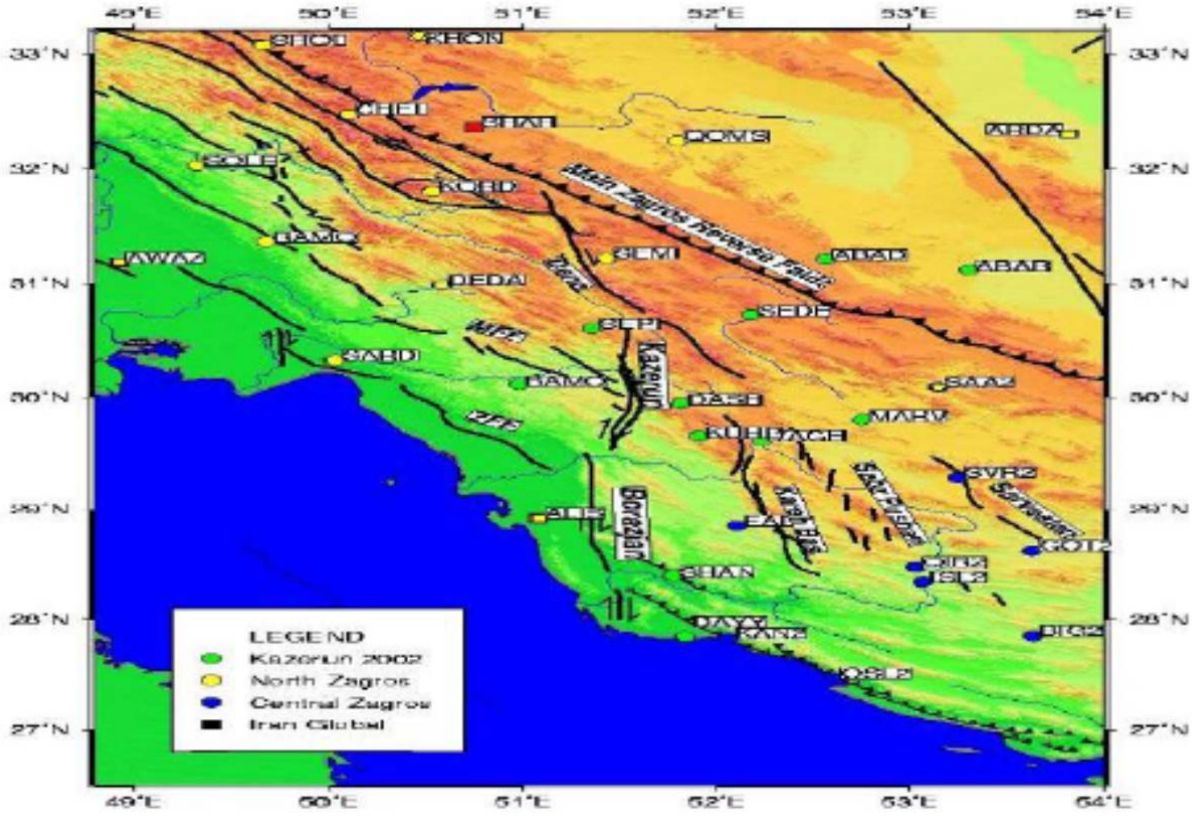
گسل کازرون

گسل کازرون به عنوان یکی از ساختارهای خطی و کهن ایران، طولی نزدیک به ۲۳۵ کیلومتر دارد و از شمال به گسیختگی دنا و از جنوب تا خلیج فارس ادامه می‌یابد. گسل کازرون با راستای متغیر شمالی تا جنوبی و آزیموت بین ۲۵ تا ۳۴۰ درجه امتداد دارد و براین اساس به قطعه‌های متعددی قابل جدایش است. تقریبا در تمام تقسیمات ارائه شده، جهت قطعه‌بندی پهنه گسلی کازرون، قطعه برازجان به عنوان جنوبی‌ترین قطعه معرفی شده است که از فاصله نسبتا نزدیک (حدود ۴۰ کیلومتری) خاور نقشه بوشهر عبور می‌کند. گسل برازجان پس از رسیدن به منطقه بوشهر در یک روند کم و بیش شمالی-جنوبی، منطقه بوشهر را به دو بخش خاوری و باختری تقسیم می‌کند. طبق مطالعات ژئوفیزیکی انجام شده در استان بوشهر که در طول سه نیمرخ به اجرا گذاشته شده است (دو نیمرخ در طول خط ساحلی، مخروط افکنه‌ها و موازی محور تاقدیس بوشهر)، سه بلوک زمین شناسی (براساس داده‌های لرزه‌ای) با ساختار درونی و همچنین خطر لرزه‌ای متفاوت مشخص شده است: ۱-بلوک بوشهر، ۲-ژئوبلوک برازجان و ۳-ژئوبلوک کازرون.

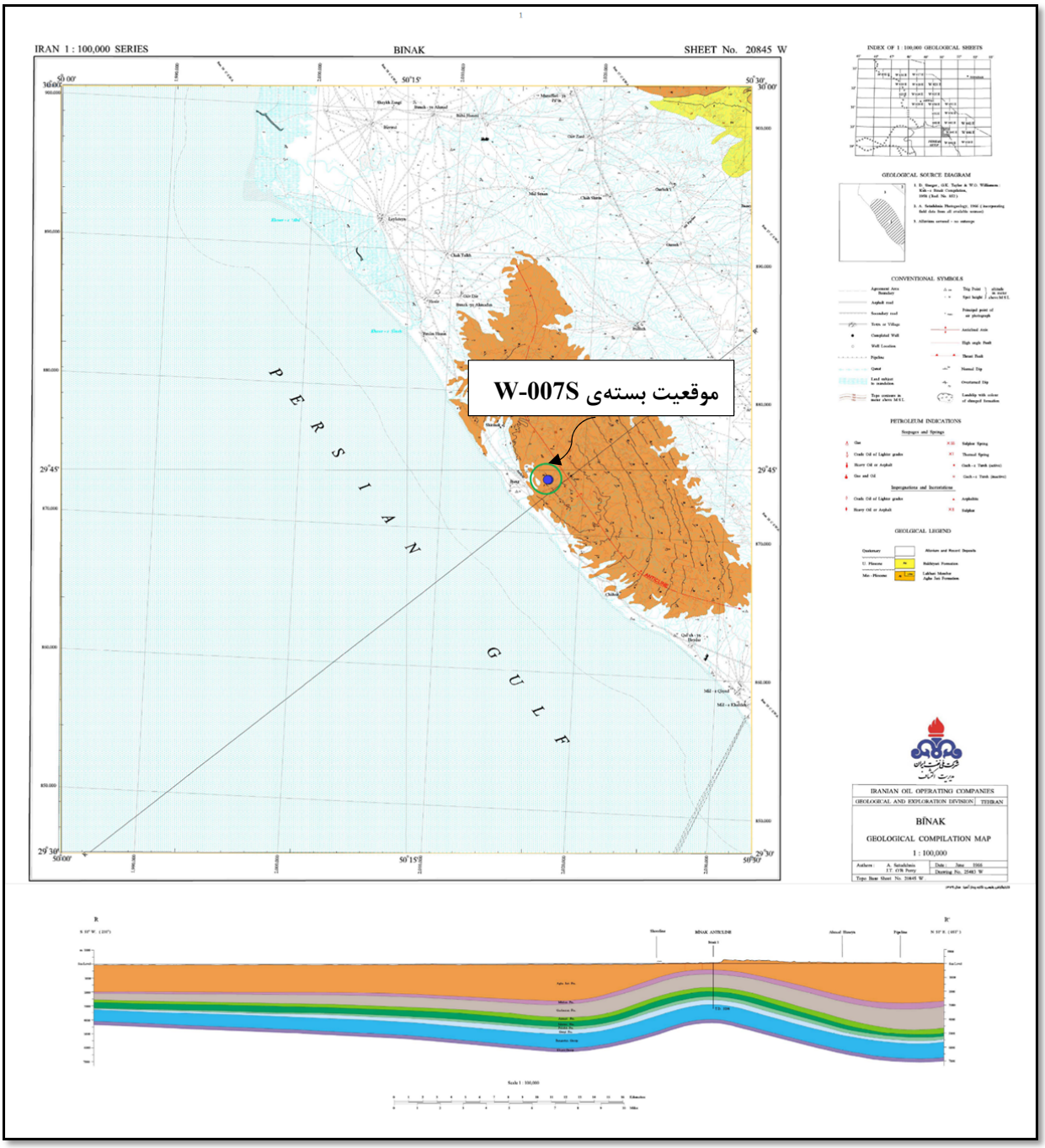
گسل زاگرس

اصلی‌ترین گسل‌های معکوس گستره مورد بررسی، جهت ارزیابی خطر زمین لرزه، براساس سابقه لرزه‌خیزی مهم، قطعات مختلف گسل پیش گودال زاگرس و قطعات مختلف گسل جبهه کوهستان قلمداد شده‌اند. گسل لبه کوهستان زاگرس، به طور تقریبی برخمش لبه کوهستان منطبق بوده و حد جنوب باختری رخنمون سطحی سازند آسماری را مشخص می‌کند. گسل لبه کوهستان زاگرس یک جبهه توپوگرافی اصلی است که در خاور گسل‌های

راستالغز کازرون و برازجان در ناحیه فارس و در باختر کبیرکوه در ناحیه لرستان به وسیله منحنی کیزان ۵۰۰ متر مشخص می‌شود. زمین‌لرزه‌هایی برروی نزدیک‌ترین قطعات مختلف گسل جبهه کوهستان به بوشهر رخ داده‌اند. در گستره مورد مطالعه بر پایه شواهد مختلف به ویژه شواهد ریخت‌شناسی، گسل لبه کوهستان زاگرس را به ۳ قطعه اصلی تقسیم نموده است. این قطعه‌های گسلی از خاور به باختر عبارتند از قطعات شماره ۱۷، ۲۱ و ۳. کمینه فاصله این قطعات با بوشهر، به ترتیب ۹۲، ۴۹ و ۱۴۵ کیلومتر برآورد می‌شود.



شکل ۲-۳- نمایی از گسل‌های محدوده مورد مطالعه

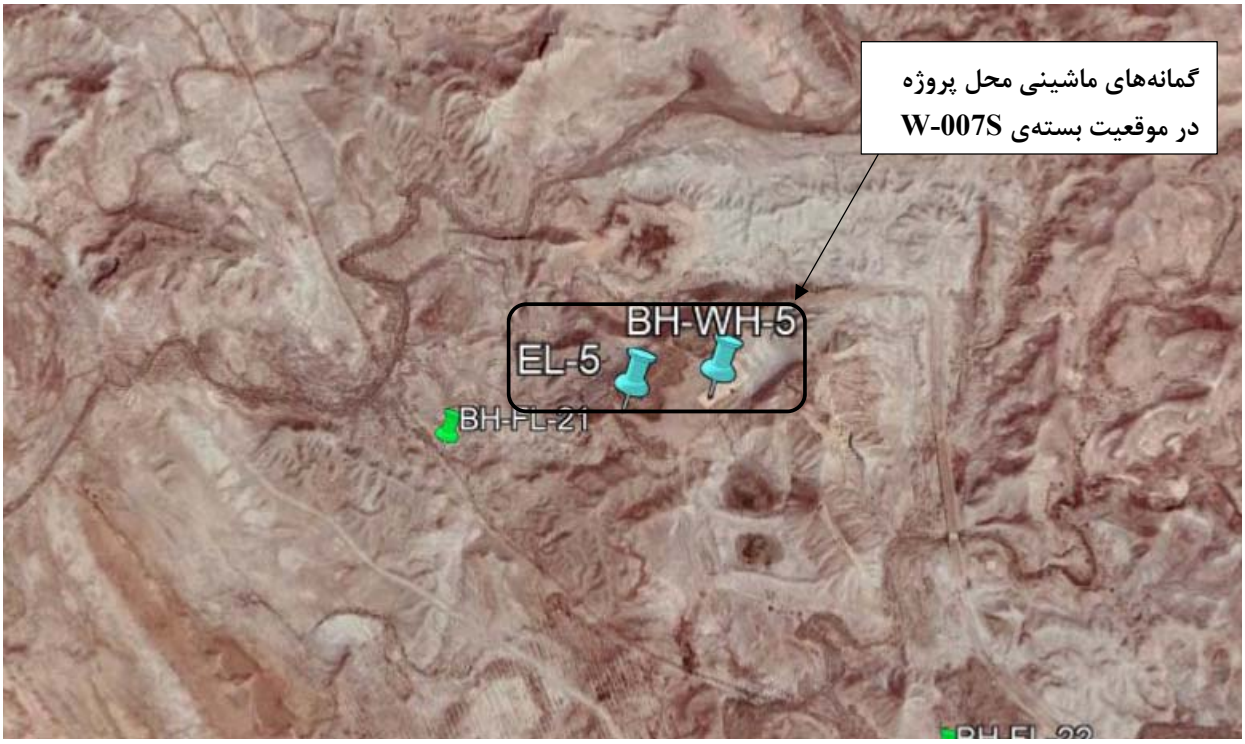


شکل ۲-۴- موقعیت بسته‌ی W-007S در نقشه زمین‌شناسی بوشهر در منطقه بینک به مقیاس ۱:۱۰۰۰۰۰

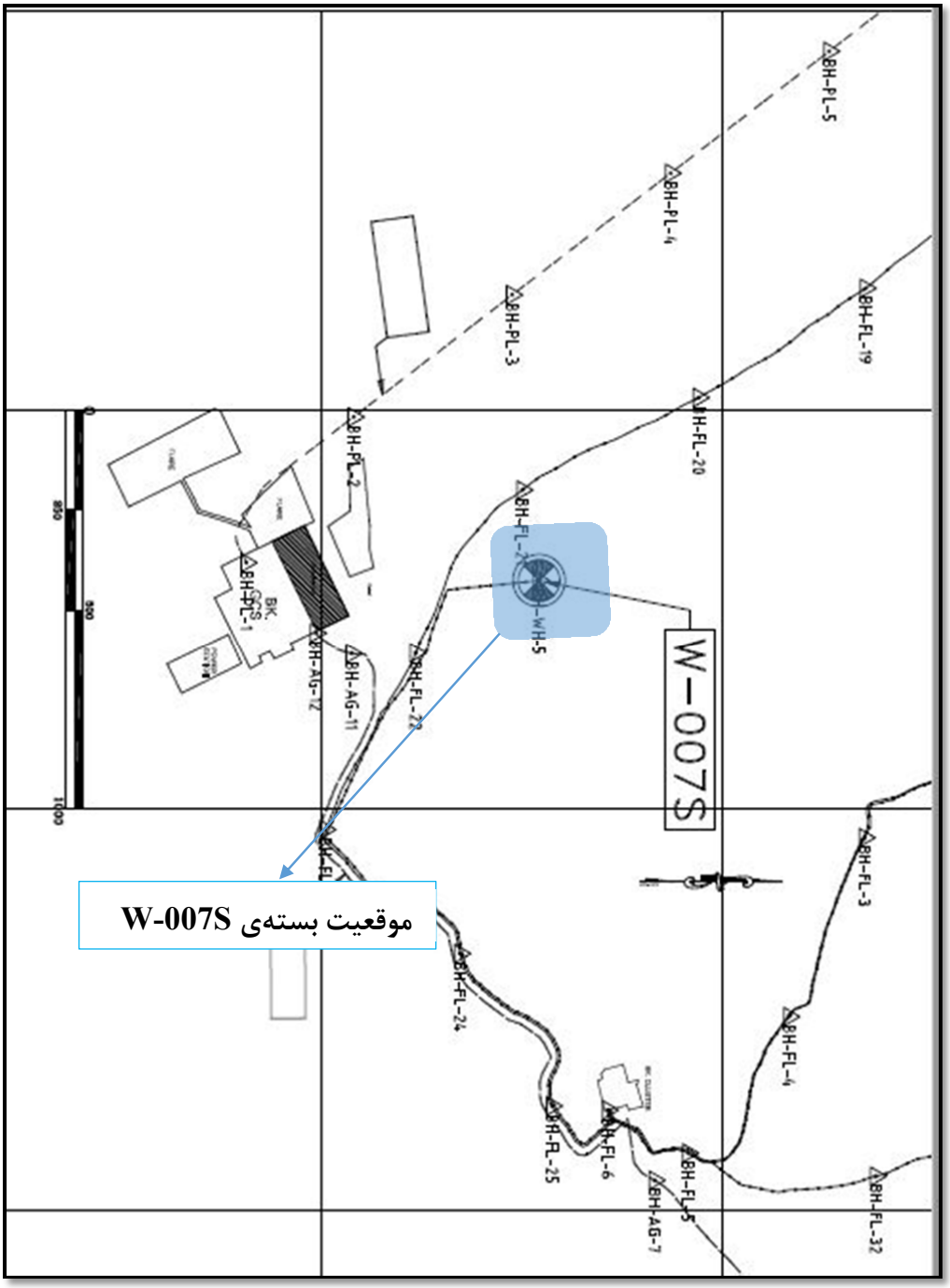
فصل ۳- کاوش‌های صحرایی

۳-۱- عملیات حفاری گمانه‌های ماشینی

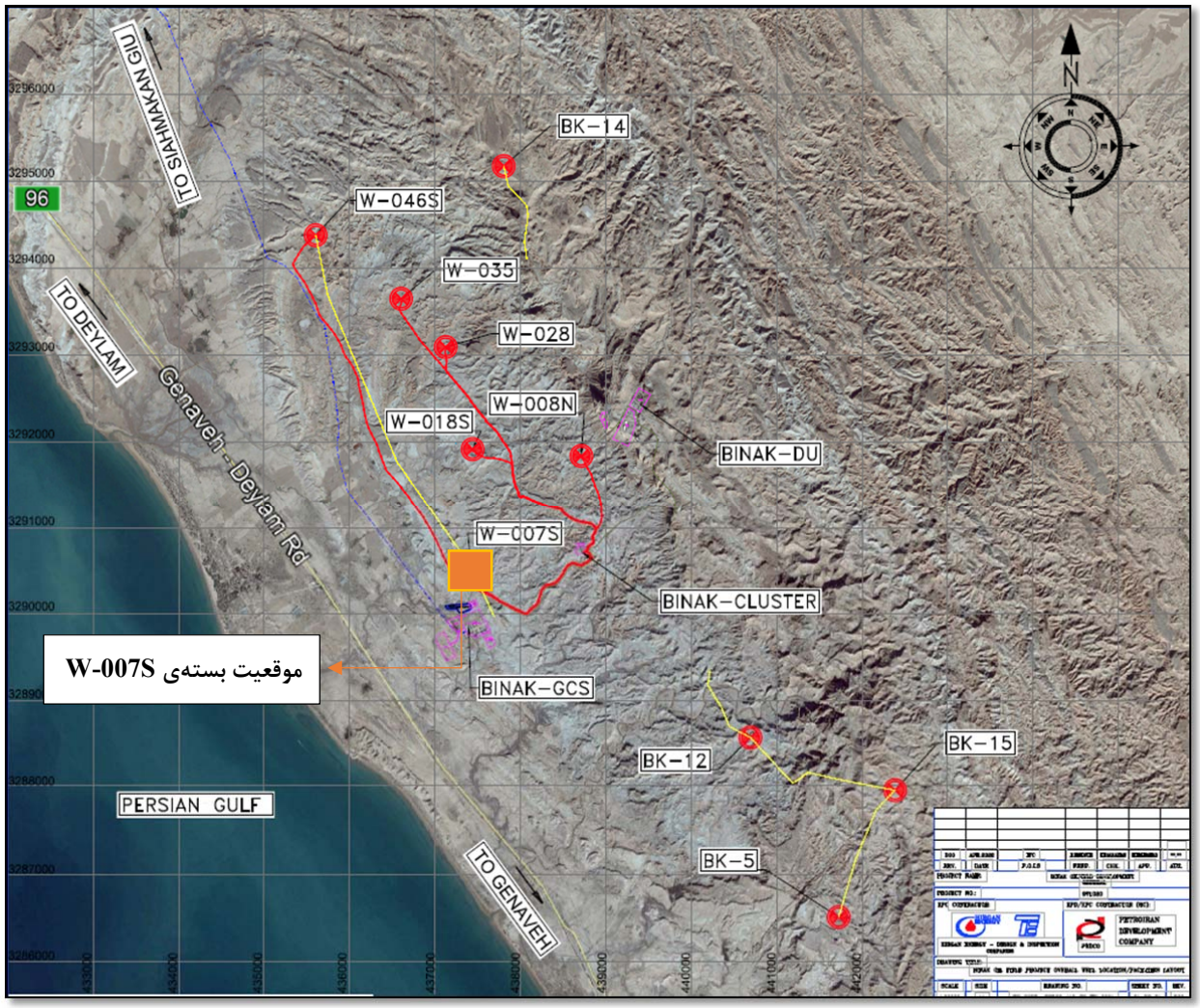
حفاری ۲ گمانه ماشینی به روش مغزه‌گیری ممتد در محل‌های مشخص شده توسط کارفرمای محترم در موقعیت بسته‌ی *W-007S* انجام گرفت. به منظور شناسایی لایه‌ها و تعیین پارامترهای فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی خاک نسبت به اخذ نمونه‌های دست خورده و دست نخورده از قشرهای مختلف در حین حفر گمانه‌های ماشینی اقدام شد. در جدول ۳-۱ مشخصات کلی گمانه‌های ماشینی همچنین در شکل ۳-۱ الی ۳-۳ جانمایی آن‌ها در موقعیت بسته‌ی *W-007S* ارائه شده است.



شکل ۳-۱- جانمایی محل حفر گمانه‌های ماشینی در موقعیت بسته‌ی W-007S نسبت به گمانه‌های ماشینی مجاور موقعیت مورد نظر در نقشه Google Earth



شکل ۳-۲- موقعیت قرارگیری محل حفر گمانه‌های ماشینی در بسته‌ی W-007S – نقشه ارسالی از کارفرمای محترم



شکل ۳-۳- موقعیت قرارگیری محل حفر گمانه‌های ماشینی در بسته‌ی W-007S – نقشه ارسالی از کارفرمای محترم

جدول ۳-۱. مشخصات کلی گمانه‌های ماشینی موقعیت بسته‌ی *W-007S*

BH NO.	*Depth (m)*	*Location*	
		E	*N*
BH-WH-5	*15*	*437425*	*3290543*
EL-5	*3*	*437352*	*3290532*

۲-۳- آزمایش‌های برجا

۱-۲-۳- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (SPT)

حین حفاری گمانه‌های ماشینی به منظور بدست آوردن میزان تراکم (*Density*) یا سفتی (*Consistency*) خاک، اقدام به انجام آزمایش نفوذ استاندارد (*S.P.T.*) گردیده است. آزمایش نفوذ استاندارد (*Standard Penetration Test*) یا به طور مخفف *SPT* مطابق با استاندارد (*ASTM D-1586 90*) در اعماق مختلف و به منظور ارزیابی وضعیت لایه‌های خاک انجام گردیده است. اساس کار این آزمایش بر سقوط آزاد چکش ۶۳/۵ کیلوگرمی از ارتفاع ۷۶ سانتیمتر بر روی کلاهک دستگاه قرار دارد که باعث نفوذ کفشک فولادی در داخل خاک می‌گردد. مقدار نفوذ برابر با ۳ فاصله ۱۵ سانتیمتری می‌باشد. تعداد ضربات برای هر مرحله نفوذ ۱۵ سانتیمتر ثبت شده و پس از آن آزمایش به اتمام می‌رسد. تعداد ضربات لازم برای نفوذ ۳۰ سانتیمتر انتهایی به عنوان مقاومت نفوذ در نظر گرفته می‌شود. اعداد *SPT* حاصل از آزمایش نیاز به اصلاح دارند، مهمترین عاملی که در اصلاح عدد *SPT* باید مورد توجه قرار گیرد، اصلاح فشار سربار C_N می‌باشد. روابط تجربی مختلفی برای این اصلاح وجود دارد. در اینجا از رابطه مطابق زیر استفاده گردیده است.

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{1\cdot 7}{P_0' + 0\cdot 7}\right)} \qquad N' = C_N \times N$$

که در آن P_0' تنش موثر موجود در عمق آزمایش، N عدد *SPT* اصلاح نشده، N' عدد *SPT* اصلاح شده است. اثر طول میله حفاری در طول‌های بیش از ۱۰ متر محسوس نیست اما در طول‌های کمتر از ۱۰ متر تاثیرگذار می‌باشد که باید اصلاحیه‌ای در ارتباط با آن انجام شود. مقدار ضریب اصلاحی طول میله حفاری برای عمق تا ۴ متر برابر ۰/۷۵، ۴ تا ۶ متر برابر ۰/۸۵ و ۶ تا ۱۰ متر برابر ۰/۹۵ در نظر گرفته شد. همچنین راندمان دستگاه برابر ۶۰ درصد فرض شده است. در جدول ۳-۲، ضرایب اصلاح عدد *SPT* براساس پیشنهاد *Seed et al. (2003)* ارائه شده است.

معادل‌سازی اعداد *SPT* براساس برون‌یابی مقادیر نفوذ کمتر از ۳۰ سانتی‌متر به منظور مقایسه نسبی وضعیت لایه‌هایی انجام می‌شود که دارای تعداد ضربات *NSPT>50* می‌باشند. قاعدتاً نقاطی که با نفوذ کامل ۳۰ سانتی‌متر در مجموع به تعداد ضربات ۵۰ یا بیشتر رسیده‌اند، از نظر سفتی و قوام با لایه‌های دیگر که تعداد ضربات آنها در مرحله اول بدون نفوذ کامل به ۵۰ ضربه رسیده، متفاوت است. از این مقایسه به عنوان یکی از معیارهای اولیه در برآورد پارامترهای مکانیک خاک استفاده می‌گردد.

جدول ۳-۲. ضرایب اصلاح اعداد *SPT* پیشنهادی *Seed et al. (2003)*

C_B	Borehole diameter — Correction (C_B) 65 to 115 mm — 1.00 150 mm — 1.05 200 mm — 1.15
C_E	$C_E = \frac{ER}{60\%}$ (Eq. T-2) where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as % • The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed. • The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements. • Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested:

Equipment	Approximate ER (see Note 3)	C_E (see Note 3)
-Safety Hammer[1]	0.4 to 0.75	0.7 to 1.2
-Donut Hammer[1]	0.3 to 0.6	0.5 to 1.0
-Donut Hammer[2]	0.7 to 0.85	1.1 to 1.4
-Automatic-Trip Hammer (Donut or Safety Type)	0.5 to 0.8	0.8 to 1.4

• For lesser quality fieldwork (e.g.: irregular hammer drop distance, excessive sliding friction of hammer on rods, wet or worn rope on cathead, etc.) further judgmental adjustments are needed.

با توجه به تراکم و درشت دانه بودن لایه‌ها، آزمایش با تعویض نمونه‌گیر *SPT* به مخروط *(Cone)* انجام گرفته و نتایج آن با اعمال ضریب ۰/۶ به *SPT* معادل تبدیل شده است. خاطر نشان می‌سازد با در نظر گرفتن بافت خاک محل و امکان قرارگیری نوک دستگاه *SPT* بر روی پاره سنگ، افزایش ظاهری تعداد ضربات *SPT* دور از ذهن نمی-باشد.

نتایج حاصل از این آزمایش در اعماق مختلف در شرح گمانه‌های ماشینی (پیوست ۲) آورده شده است. شکل ۳-۴ نمایش دهنده نمودار تغییرات نتایج آزمایش *SPT* اصلاح نشده *(N_{SPT})* و میزان نفوذ متناظر نسبت به عمق به تفکیک گمانه‌های ماشینی است. در گمانه‌ی ماشینی *WH-5* از ابتدا تا انتهای گمانه ماشینی ۱۵ متری و در گمانه‌ی ماشـینی *EL-5* از عمق ۲ متری تا ۳ متری لایه‌های خاک ریزدانه در محدوده سخت *(Hard)* قرار می‌گیرند. درگمانه ی ماشینی *EL-5* از ابتدا تا عمق ۲ متری لایه‌های خاک درشت دانه در محدوده خیلی متراکم *(Very Dense)* قرار دارند. جهت بدست آوردن دید کلی از وضعیت تراکم و سفتی لایه‌ها، نتایج نفوذ استاندارد درگمانه‌های ماشینی براسـاس طبقه بندی ارائه شده توسط ترزاقی و پِک (جداول شماره ۳-۲ و ۳-۳) به شرح زیر قابل توصیف می‌باشد. خاطر نشان می‌سازد در بخش‌هایی که لایه‌ها به صورت سنگی می‌باشد، توصیفات ارائه شده به صورت کیفی بوده و جهت بدست آوردن دید کلی نسبت به میزان تراکم و سفتی لایه‌ها است. کلیه توصیف‌های ارائه شده در خصوص تراکم و قوام خاک، طبق اعداد *SPT* اصلاح نشده می‌باشند. لازم به ذکر است به جهت اختلاف ارتفاع زیاد بین گمانه های ماشینی، اختلاف تراز آن‌ها در نمودار نتایج آزمایش *SPT* لحاظ نشده است.

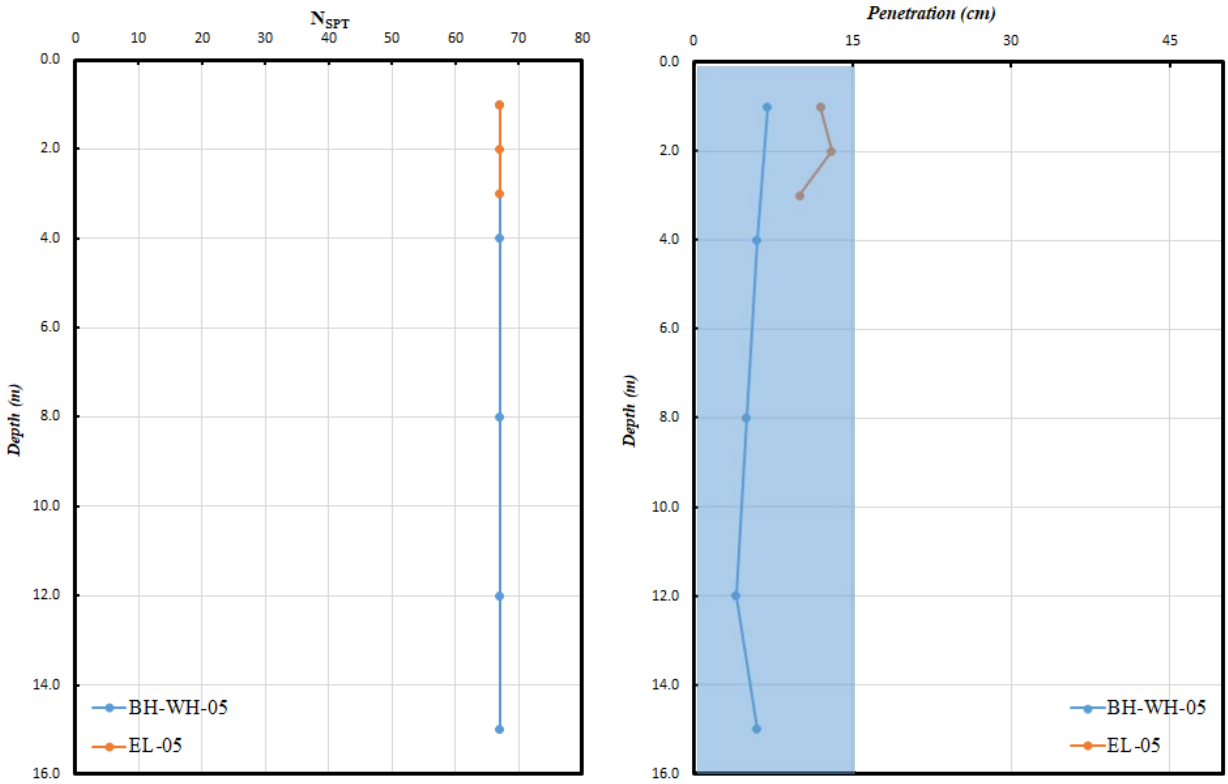
جدول ۳-۳. رابطه تراکم خاک درشت دانه و عدد N_{SPT} (ترزاقی و پِک۱۹۴۸)

SPT resistance value (N)	*Relative density*
0-4	*Very loose*
4-10	*Loose*
10-30	*Medium dense*
30-50	*Dense*
Over 50	*Very dense*

جدول ۳-۴. رابطه تراکم خاک ریزدانه و عدد N_{SPT} (ترزاقی و پِک۱۹۶۷)

SPT value (N)	*Type*	*Remarks*
0-2	*Very soft*	*Not suitable for civil structures, good for park.*
2-4	*Soft*	
4-8	*Medium Stiff*	*Good for very light structure using proper methods.*
8-15	*Stiff*	*Good for low load bearing structures.*

15-30	*Very Stiff*	*Good for moderate load bearing structures.*
Over 30	*Hard*	*Good for high load bearing structures.*



شکل ۳-۴-تغییرات نتایج ضربات SPT (اصلاح نشده) و میزان نفوذ متناظر برحسب عمق موقعیت بسته‌ی W-007S

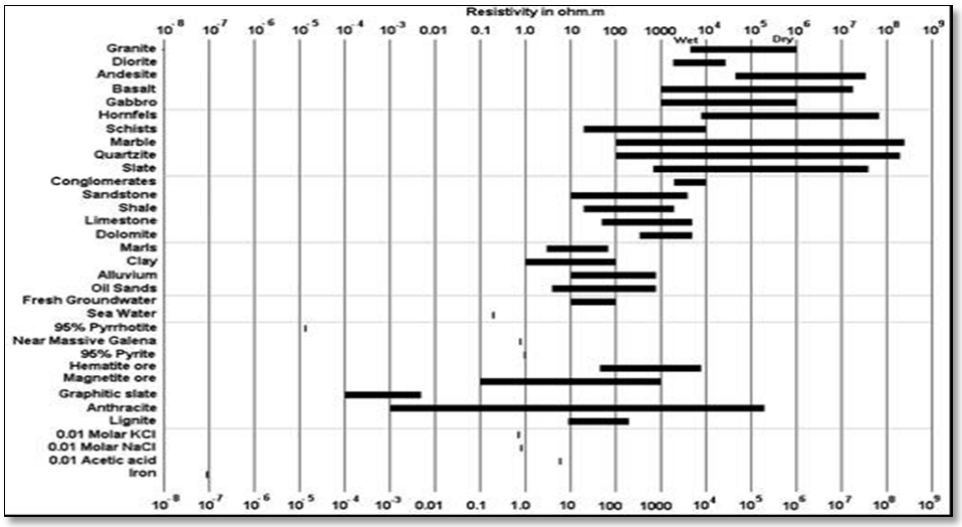
۲-۲-۳- آزمایش تعیین مقاومت الکتریکی (Geoelectrical Resistivity Test)

آزمایش تعیین مقاومت الکتریکی در محل پروژه به منظور تعیین مقاومت الکتریکی خاک و میزان خورندگی خاک مطابق آیین نامه *ASTM G57* انجام شده است.

در روش‌های الکتریکی که جریان به وسیله الکترودها به زمین انتقال می‌یابد هرگونه تغییرات زیرسطحی لایه‌های زمین باعث تغییر در نحوه هدایت جریان الکتریکی در داخل زمین یا تغییر پتانسیل الکتریکی می‌شود. میزان تاثیر عوامل فوق به اندازه، شکل، موقعیت و مقاومت الکتریکی لایه‌های زیر سطحی بستگی دارد. لذا به دست آوردن اطلاعات مربوط به لایه‌های زیرسطحی یا اندازه‌گیری پتانسیل الکتریکی در سطح زمین امکان پذیر است. روش

متعارف در این کار عبور جریان الکتریکی از داخل زمین به وسیله دو عدد الکترود و اندازه‌گیری افت پتانسیل بین دو الکترود دیگر است که در امتداد یک خط در میان الکترودهای اولیه قرار داده شده‌اند.

مقاومت لایه‌های مختلف خاک یا سنگ در اثر شکستگی‌ها، تخلخل، هدایت الکتریکی، آب‌های زیرسطحی و درجه اشباع خاک دستخوش تغییرات بسیاری می‌شود. حدود تقریبی مقاومت الکتریکی برای انواع مختلف خاک و سنگ در شکل ۳-۵ نشان داده شده است.



شکل ۳-۵- حدود مقاومت الکتریکی برای خاک‌های مختلف

۱-۲-۲-۳- نحوه انجام آزمایش و آرایش الکترودها

در هنگام آزمایش آرایش‌های متفاوتی را می‌توان برای قرار دادن الکترودهای جریان و پتانسیل در سطح زمین مورد استفاده قرار داد. در اغلب این آرایش‌ها هر دو مجموعه الکترودها در امتداد یک خط قرار داده می‌شوند. معمولاً الکترودهای جریان در بیرون الکترودهای پتانسیل قرار می‌گیرند، هر چند که معکوس قرار دادن الکترودها نیز هیچ تفاوتی را در نتایج حاصله ایجاد نخواهد کرد. آزمایش تعیین مقاومت الکتریکی در ۲ محل (*Line*) در موقعیت بسته‌ی *W-007S* با عناوین *BH-WH-5* و *EL-5* (در کنار مختصات هر گمانه ماشینی) با قرائت در اعماق یک و ۳ متری، به منظور تعیین مقاومت الکتریکی خاک و میزان خورندگی خاک مطابق آیین نامه *ASTM G57* انجام شده است.

جهت تعیین میزان مقاومت الکتریکی ظاهری *(Apparent Resistivity)* با آرایش ونر از فرمول زیر استفاده می‌شود:

$$\rho_a = 2\pi a \frac{\Delta V}{I}$$

a =فاصله الکترودها (متر)

$\frac{\Delta V}{I}$ =مقاومت اندازه‌گیری شده توسط دستگاه (اهم) ρ_a =مقاومت الکتریکی ظاهری (اهم متر)

در پروژه حاضر، آزمایش‌های ژئوالکتریک در هر یک از نقاط با استفاده از روش سونداژ *VES* و با استفاده از آرایه ونر در اعماق یک تا ۳ متری انجام پذیرفت. مشخصات محل آزمایش و نتایج حاصل از آن در جدول ۳-۵، شکل ۳-۶ و پیوست ۳-۱ ارائه شده است.

جدول ۳-۵. مقاومت ویژه میانگین قرائت شده برای اعماق مختلف در هر محل بر حسب اهم متر

Station No.	ρ_a ***(Ωm)***	
	a=1m	***a=3m***
BH-WH-5	*16.18*	*104.10*
EL-5	*5.95*	*10.64*

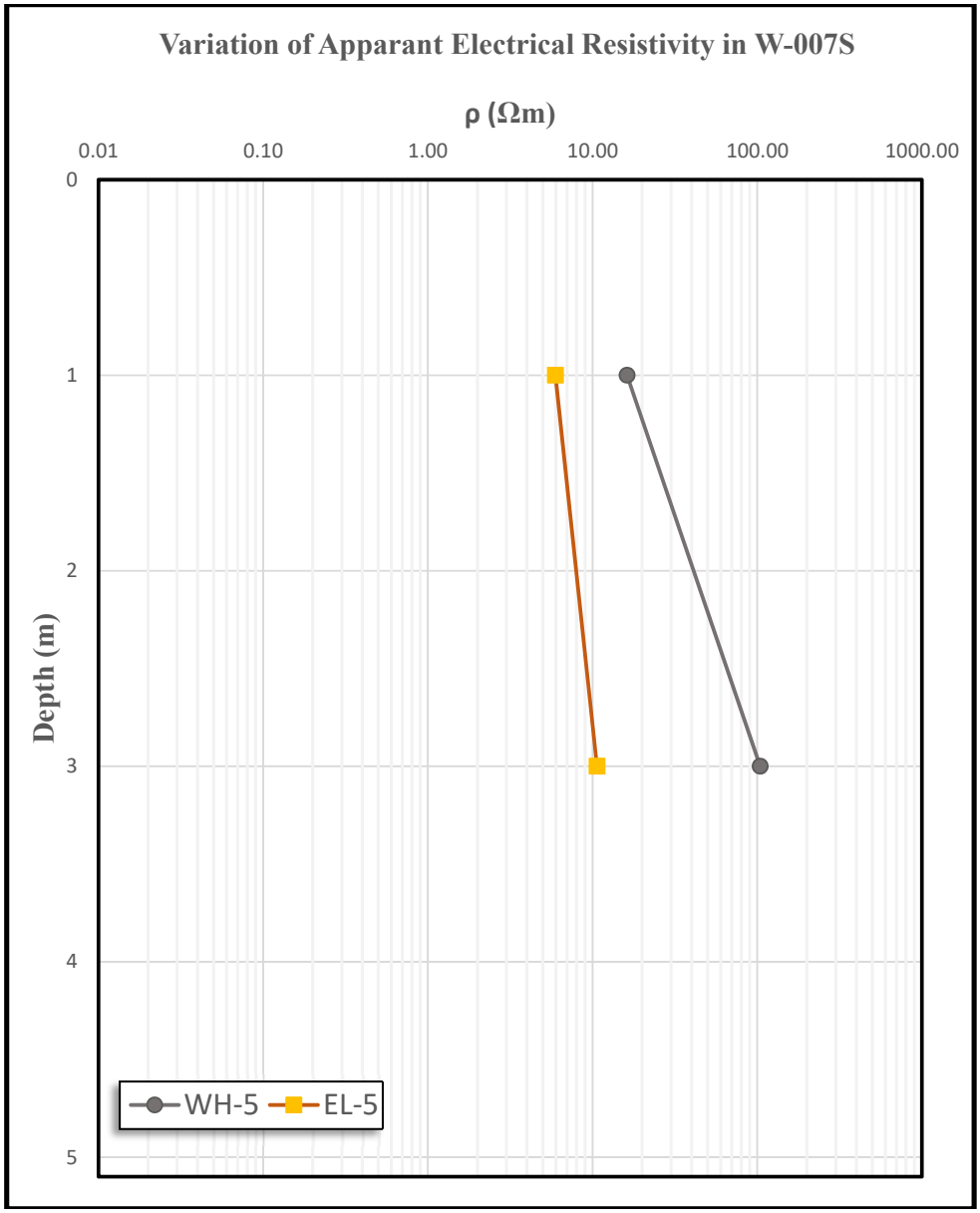
۲-۲-۲-۳- خورندگی

عکس العمل شیمیایی یا الکتروشیمیایی یک فلز با محیط اطراف که منجر به اضمحلال تدریجی یا نابود شدن فلز گردد را خورندگی می‌نامند. خوردگی به وجود مناطق کاتدیک و آندیک در فلز اشاره دارد. در روش حفاظت کاتدیک (روش‌های ایمن سازی یک فلز از حملات خورنده محیط اطراف به وسیله ایجاد جریان الکتریکی مستقیم از محیط الکترولیت اطراف به فلز) یک جریان الکتریکی در جهت خاصی اعمال می‌شود تا سازه‌ای که باید محافظت شود به عنوان یک کاتد عمل نماید. اگر مقدار جریان به اندازه کافی نباشد هیچ قسمتی از سازه به عنوان آند عمل نخواهد نمود.

پتانسیل خورندگی خاک‌ها تابعی از افزایش یا کاهش مقاومت الکتریکی آن بوده و میزان مقاومت الکتریکی خاک به نوبه خود بستگی به تمرکز املاح معدنی و آلی و رطوبت زمین در اعماق مختلف دارد. با افزایش میزان املاح موجود در خاک و بالا آمدن سطوح آب زیرزمینی بر میزان قابلیت هدایت الکتریکی (عکس مقاومت الکتریکی) افزوده می‌شود و در نتیجه موجب کاهش مقاومت الکتریکی خواهد شد. در این مورد می‌توان به طور تقریبی ارتباط بین مقاومت الکتریکی و میزان خورندگی شیمیایی را مطرح نمود. علاوه بر میزان املاح و رطوبت طبیعی زمین عواملی دیگر از قبیل تراکم و نوع دانه‌بندی نیز بر میزان مقاومت الکتریکی اثر دارند، به طوری که خاک‌های درشت‌دانه فشرده نسبت به خاک‌های ریزدانه از مقاومت الکتریکی بیشتری برخوردار هستند.

در جدول ۳-۶ محدوده پتانسیل خورندگی خاک‌ها ارائه گردیده است که می‌تواند در تفسیر نتایج اندازه‌گیری‌های انجام شده در محل پروژه مورد استفاده قرار گیرد. بررسی‌های به عمل آمده نشان می‌دهد مقادیر مقاومت‌های ظاهری الکتریکی به صورت متغیر در بسته‌ی کاری *W-007S*، در گمانه‌ی ماشینی*EL-5* کمتر از ۱۰($\Omega.m$) در محدوده خورنده و در گمانه ماشینی *BH-WH-5* به دلیل برخورد به سنگ مارنی کمتر از ۱۰۰($\Omega.m$)

در محدوده خورندگی متوسط تا خورندگی ناچیز قرار دارد. پیشنهاد می‌شود در نقاطی که خورندگی می‌تواند به سازه‌ها یا تأسیسات مرتبط، آسیب رسان باشد، با استفاده از روش‌های قیرپاشی یا سایر روش‌های مشابه، نسبت به محافظت *(Coating)* اقدام شود.



شکل ۳-۷-تغییرات مقاومت الکتریکی بر حسب عمق در موقعیت بستهی W-007S

جدول ۳-۶. خورندگی خاک طبق مقاومت الکتریکی *(British Standard BS-1377)*

Soil resistivity(Ω.m)	*Corrosivity*

0-5	*Very corrosive*
5-10	*Corrosive*
10-20	*Moderately corrosive*
20-100	*Mildly corrosive*
>100	*Negligible corrosive*

۳-۲-۳- آزمایش بارگذای صفحه (Plate Load Test)

به منظور تعیین ضریب ارتجاعی (*Elastic Soil Modulus*) و دستیابی به پارامترهای نشست‌پذیری لایه‌های خاک، مطابق با درخواست کارفرمای محترم مقرر گردید یک آزمایش بارگذاری صفحه در محل تاسیسات سرچاهی هر بسته‌ی کاری انجام شود، لذا این آزمایش بارگذاری صفحه در محل گمانه‌ی ماشینی *BH-WH-5* انجام و نتایج آن در گزارش حاضر ارائه شده است. این آزمایش مطابق با استاندارد *ASTM D1194-72* بر روی صفحه دایره‌ای شکل به قطر ۳۰ سانتیمتر به عمل آمده است. صفحه بارگذاری توسط صفحات کوچکتری تقویت شده است و در اطراف آن سه نشانگر (*Gauge*) با دقت ۰/۰۱ میلیمتر نصب گردیده‌اند که میزان نشست را مشخص می‌نمایند. مدول الاستیسیته خاک با برازش بهترین خط عبوری از نقاط متناظر تنش-نشست به دست می‌آید. در جدول ۳-۷ خلاصه نتایج حاصل از آزمایش و در پیوست ۳-۲ نیز نتایج و نمودارهای حاصل از آن ارائه شده است.

جدول ۳-۷. مشخصات و نتایج آزمایش بارگذاری صفحه

Test No.	*Depth(m)*	*Plate Diameter (cm)*	*E_{50} (kg/cm^2)*
PLT-W-007S(BH-WH-5)	*1.0*	*30*	*466*

۳-۲-۴- آزمایش CBR (California Bearing Ratio)

آزمایش *CBR* به منظور تعیین مقاومت نسبی لایه‌های رویه و اساس و خصوصیات تراکم پذیری خاک مطابق با استاندارد *ASTM D4429* انجام می‌شود. در این راستا مجموعا ۲ آزمایش مذکور در مسیر دسترسی به تاسیسات سرچاهی بسته *W-007S* انجام شده است. خلاصه نتایج حاصل از آزمایش در محل موقعیت مذکور در جدول ۳-۸ و در پیوست ۳-۳ نتایج و نمودارهای حاصل از آن ارائه شده است.

جدول ۳-۸. مشخصات و نتایج آزمایش *CBR*

Test No.	*Depth (m)*	*Penetration*	
		2.54(mm)	*5.08(mm)*
CBR-1	*Ground Level*	*16.9%*	*15.2%*
CBR-2	*Ground Level*	*19.7%*	*16.8%*

سطح مورد آزمایش با برداشتن خاک سطحی نامناسب آماده و در حد امکان هموار و تراز می‌گردد. نقاط آزمایش های نفوذ باید با فواصل مناسب از یکدیگر انتخاب شوند. پس از استقرار دستگاه، تهیه سربار مناسب و جک در محل

مورد نظر، صفحه سربار ده پوندی (۴/۵ کیلوگرم) زیر پیستون نفوذی قرار می‌گیرد و نفوذ انجام می‌شود. منحنی تنش نفوذی با تقسیم نیروی اعمال شده بر سطح پیستون برای هر افزایش نفوذ محاسبه می‌شود.

۵-۲-۳- اندازه گیری دمای خاک

اندازه‌گیری دمای خاک در ۲ گمانه ماشینی *BH-WH-5* و *EL-5* در بسته *W-007S* در عمق یک متری در سه زمان مختلف (صبح، ظهر، عصر) در بازه زمانی ۲۲ دی ماه الی ۲۹ بهمن ماه (*12 Jan 2022-18 Feb 2022*) و در تاریخ *29May2022* انجام شد. و نتایج حاصل از اندازه‌گیری دمای خاک در پیوست ۳-۴ ارائه شده است.

۳-۳- وضعیت تراز سطح آب

با توجه به نتایج حاصل از حفر ۲ گمانه ماشینی، سطح آب در زمان عملیات اجرایی در محل حفر گمانه‌های ماشینی تا عمق حداکثر ۱۵ متر مشاهده نگردید لازم به ذکر است که سطح آب ممکن است به علت تغییر فصل و شرایط جوی منطقه در فصول مختلف سال تغییر نمایند.

فصل ۴- آزمایش‌های آزمایشگاهی

پس از اتمام عملیات حفاری ماشینی، به‌منظور تعیین خصوصیات فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی خاک، آزمایش-های فیزیکی، شیمیایی و مقاومتی بر روی نمونه‌های معرف و مطابق با جنس لایه‌ها در آزمایشگاه این مهندسین مشاور به انجام رسید. در جدول ۴-۱ آزمایش‌های آزمایشگاهی مدنظر به همراه شماره استاندارد مربوطه ارائه شده است.

جدول۴-۱. مشخصات آزمایش‌های آزمایشگاهی

نام آزمایش	شماره استاندارد	توضیحات
طبقه بندی خاک	*ASTM D2488*	
حدود اتربرگ	*ASTM D4318*	
دانه بندی	*ASTM D421-422*	برای ذرات کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر متمایز ساختن دانه‌ها بوسیله هیدرومتری است.
هیدرومتری	*ASTM D7928*	
دانسیته و درصد رطوبت	*ASTM D2216*	
وزن مخصوص ویژه	*ASTM D854*	
تک محوری سنگ	*Publication No.737**	
بار نقطه‌ای سنگ	*ASTM D5731*	
شیمیایی خاک	*BS-1377*	
برش مستقیم	*ASTM D3080*	

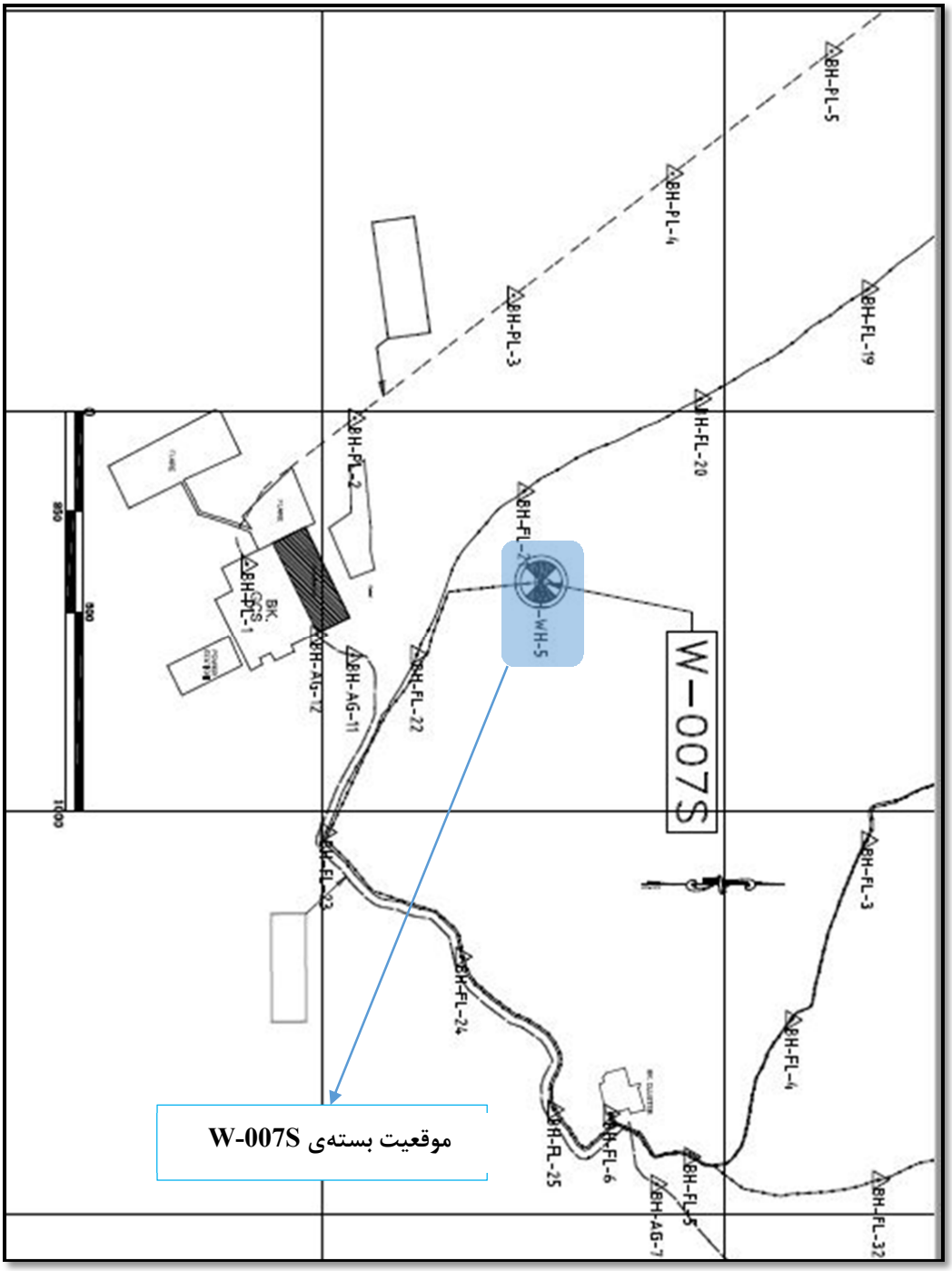
*نشریه ۷۳۷ سازمان برنامه و بودجه ایران نیز در نظر گرفته شده است.

۴-۱- توصیف و طبقه بندی لایه‌های خاک

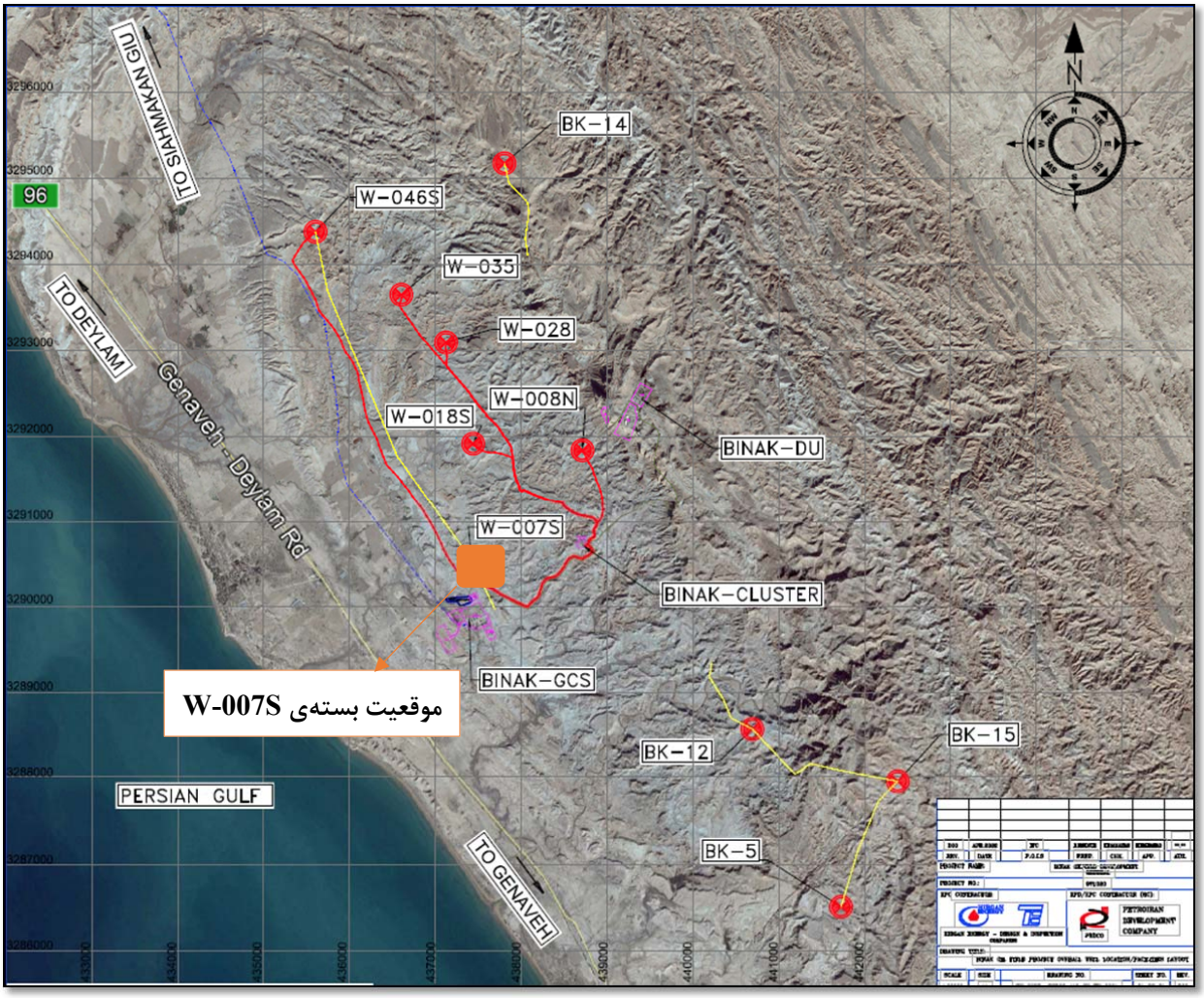
بر اساس تجزیه و تحلیل‌های انجام شده بر روی نمونه‌های اخذ شده از اعماق مختلف گمانه‌های ماشینی *BH-WH-5* و *EL-5* با در نظرگیری نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و فاصله گمانه‌های ماشینی از یکدیگر، لایه‌های موجود در محدوده این بسته را می‌توان مطابق شرح ارائه شده در ذیل، طبقه‌بندی نمود. جهت سهولت بررسی و مقایسه، در شکل ۴-۱ الی ۴-۳ محدوده مذکور ارائه و گمانه‌های ماشینی موجود در این محدوده معرفی شده است. لازم به ذکر تا زمان ارائه گزارش موقعیت بسته‌ی *W-007S* نقشه توپوگرافی منطقه مورد مطالعه از سوی کارفرما ارائه نشده است.

براساس نتایج حاصل از حفاری‌های صورت گرفته و نتایج آزمایشات آزمایشگاهی، در گمانه ماشینی *BH-WH-5* تا عمق ۲ متری خاک رس، در ادامه تا عمق ۴ متری سنگ سیلتی (*SiltStone*)، تا عمق ۱۴ متری توالی لایه‌های سنگی مارن(*Marl*) و در یک متر انتهایی گمانه ماشینی رس سنگ (*ClayStone*) مشاهده شده است. لایه‌های سنگی پس از ۲۴ ساعت خیساندن در آب در طبقه بندی رس و سیلت دارای چسبندگی و بدون چسبندگی قرار می گیرند. لایه‌های مذکور مطابق طبقه‌بندی متحد خاک *(USCS)* عمدتاً در رده *CL*، *ML* و *CL-ML* طبقه‌بندی می‌شوند. درگمانه ماشینی *EL-5* تا عمق ۲ متری خاک ماسه حاوی رس (*SC*) و در ادامه تا انتهای گمانه ماشینی ۳ متری خاک رس (*CL*) مشاهده شده است.

شکل۴-۱- گمانه‌های ماشینی در محدوده مورد مطالعه موقعیت بسته‌ی W-007S


W-007S
موقعیت بسته‌ی W-007S
BH-PL-5
BH-PL-4
BH-PL-3
BH-PL-2
BH-FL-19
BH-FL-20
BH-FL-2
BH-FL-22
BH-FL-23
BH-FL-24
BH-FL-25
BH-FL-6
BH-FL-5
BH-FL-4
BH-FL-3
BH-FL-32
BH-AG-7
BH-AG-11
BH-AG-12
BH-CS-1
BK
W-H-5
0
250
500
1000

شکل۴-۲- موقعیت بسته‌ی W-007S- نقشه ارسالی از کارفرمای محترم



شکل۴-۳- بسته‌ی W-007S نسبت به سایر بسته‌های بخش تحت الارض- نقشه ارسالی از کارفرمای محترم

تعیین کیفیت سنگهای محدوده بر اساس معیار *RQD* و شاخص *GSI*:

مغزه‌گیری از سنگ‌ها به کمک گمانه زنی دورانی انجام می‌شود. پس از اخذ نمونه‌های سنگی، کیفیت مغزه‌های اخذ شده براساس عدد *RQD* (*Rock Quality Designation*) توصیف می‌شوند. شاخص *RQD* براساس میزان درزها،

ترک‌ها و شکستگی‌های روی مغزه سنگ و مطابق با فرمول زیر به‌دست می‌آید. عدد *RQD* هر لایه سنگی در شرح پیمایش طولی گمانه‌های ماشینی پیوست ۲-۱ ارائه شده است.

$$\text{کیفیت مغزه گیری } (RQD) = \frac{\text{مجموع طول مغزه‌های سنگی به‌دست آمده با طول بزرگتر از } 100 \text{ میلیمتر}}{\text{طول مغزه گیری}}$$

مطابق نتایج حاصل از حفاری‌های صورت گرفته، سنگ‌ها در گمانه ماشینی *BH-WH-5* در محدوده سنگ‌های *Completely Weatherd* تا *Highly Weatherd* قرار دارند.

میانگین شاخص مقاومت زمین‌شناسی بسته‌ی *W-007S* به روش کمی ۴۳ و به روش کیفی ۴۰-۵۰ می‌باشد. گزارش کامل و اعداد دقیق شاخص مقاومت زمین شناسی این محدوده در پیوست ۶ آمده است.

فصل ۵- پارامترهای طراحی و بررسی ملاحظات ژئوتکنیکی

۵-۱- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک و پارامترهای طراحی

با توجه به جنس لایه‌های خاک، نتایج آزمایش‌های برجا، آزمایش‌های آزمایشگاهی و براساس قضاوت مهندسی حاصل از حفر ۲ گمانه ماشینی در بسته‌ی *W-007S*، مقادیر پارامترهای فیزیکی و مکانیکی جهت تعیین مقاومت مجاز خاک طبیعی برای استفاده در طراحی‌های ژئوتکنیکی به شرح جدول ۵-۱ ارائه شده است. به دلیل اهمیت پروژه و فاصله بین گمانه‌های ماشینی اجرا شده، همانگونه که پیشتر نیز ذکر گردید، پارامترهای مذکور، در محدوده حفر گمانه‌های ماشینی قابل استـفاده است و مسئولیت تعمیم آن به کل محدوده بر عهده مشاور نمی‌باشد. پارامترها و خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک و سنگ طبیعی در محدوده بسته‌ی *W-007S* در جدول ۵-۱ ارائه شده است. یاد آور می‌گردد اگرچه به دلیل سفتی لایه‌ها امکان اخذ نمونه دست نخورده و مناسب برای انجام آزمایش تحکیم وجود نداشت لیکن باتوجه به جنس لایه‌ها و ماهیت تحکیم پذیری آنها به دلیل احتمال نشت و رسوخ آب به زیر تراز شالوده‌ها، نشست تحکیم در شرایط غیراشباع برای خاک تا عمق حداکثر ۴ متر از سطح زمین در محاسبات فرض شده است.

جدول ۵-۱. مقادیر پیشنهادی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک و سنگ طبیعی

Layer type according to Unified method	*CL*	*Marl (CL)*	*Marl (CL)*	*Unit*
Depth	*0.0-4.0*	*4.0-12.0*	*12.0-15.0*	*m*
Soil cohesion (Cu)	*0.8-1.6*	*2.0-3.0*	*3.0-4.0*	*kg/cm2*
Soil wet density (γw)	*1.9-2.0*	*1.95-2.05*	*2.0-2.1*	*g/cm3*
Soil module of elasticity (Es)	*160-320*	*400-600*	*600-800*	*kg/cm2*
Soil Poisson ratio (υ)	*0.35-0.40*	*0.35-0.40*	*0.35-0.40*	-

۵-۲- پتانسیل روانگرایی

روانگرایی به واکنش خاک در برابر بارهای دینامیکی یا تحریک ناشی از امواج برشی زودگذر اطلاق می‌شود که در نتیجه آن مقاومت خاک به طور کامل از بین رفته و حالتی آبگونه به خود می‌گیرد. در صورتی که یک ماسه اشباع به لرزه درآید، متراکم شده و از حجم آن کاسته می‌شود. در چنین شرایطی اگر آب نتواند به سرعت از محیط خارج و به اصطلاح زهکشی شود، کاهش حجم باعث افزایش فشار آب منفذی می‌شود. وقتی که فشار آب منفذی برابر فشار سربار شود، تنش موثر بین ذرات خاک صفر گشته، ماسه به طور کامل مقاومت برشی خود را از دست می‌دهد و در

نتیجه حالت آبگونه پیدا می‌کند. عوامل زمین شناسی متعددی در میزان استعداد آبگونه شدن خاک دخالت دارند که مهمترین آنها عبارتند از فرآیند رسوب‌گذاری، سن رسوب، تاریخچه زمین‌شناسی، عمق سطح ایستابی، دانه بندی، نوع خاک، عمق مدفون شدن، شیب دامنه و بالاخره نزدیکی به یک سطح آزاد. بدیهی است با افزایش سن رسوب استعداد آبگونه شدن آن کاهش می‌یابد. علت این امر پیش‌تنیدگی خاک بر اثر وزن رسوب یا زمین لرزه‌های قدیمی می‌باشد. بیشترین استعداد آبگونگی در نواحی ساحلی حاوی آبرفت‌های ماسه‌ای ریزدانه و اشباع شده که از تراکم و میزان رس کمی برخوردارند دیده می‌شود.

همانگونه که پیش‌تر نیز ذکر گردید در ۲ گمانه ماشینی حفر شده در بسته‌ی *W-007S* در زمان عملیات اجرایی به سطح آب زیرزمینی برخورد نشده است لذا پتانسیل وقوع روانگرایی، منتفی است. به علاوه طبق مراجعی چون نشریه ۵۲۵ و مطابق با بند ۶-۲-۱ آیین نامه ۲۸۰۰، استعداد روانگرایی نسبی خاک‌ها در لایه‌های دارای ضربات *SPT* بیش از ۳۰ بسیار کم است و می‌توان از بررسی وقوع روانگرایی صرف نظر کرد. در نتیجه در پروژه‌ی حاضر احتمال وقوع روانگرایی منتفی می‌گردد. همچنین با توجه به عدم وجود پتانسیل روانگرایی در محدوده مورد نظر، خطر گسترش جانبی منتفی است.

۳-۵- برآورد پتانسیل رمبندگی (فروریزش)

خاک‌های رمبنده خاک‌های غیر اشباعی هستند که در صورت افزایش رطوبت تغییر حجم زیادی در آن‌ها به وجود می‌آید. این تغییر حجم می‌تواند ناشی از اعمال بار اضـافی باشد یا نباشد. شالوده‌هایی که روی چنین خاک-هایی قرار می‌گیرند در صورت اشباع شدن خاک ممکن است دچار نشست ناگهانی و زیاد شوند. این رطوبت ممکن است از منابع مختلفی مانند لوله‌های آب و فاضلاب شکسته، نشت از مخازن آب یا بالا آمدن تدریجی تراز آب زیرزمینی فراهم شود. اکثر خاک‌های رمبنده بادرفت نظیر ماسه بادی یا ماسه‌های ساحلی هستند که دارای تخلخل زیاد و وزن مخصوص کم می‌باشند و چسبندگی آنها کم یا ناچیز است. در یک برآورد با توجه به جنس لایه‌های سطحی، وقوع رمبندگی یا فروریزش در اثر اشباع شدن لایه‌های سطحی محتمل نمی‌باشد

۴-۵- برآورد پتانسیل تورم

طبق رابطه *Seed (1962)*، $S = 2.16 \times 10^{-3}(PI)^{2.44}$ می‌باشد، میزان متوسط نشانه خمیری خاک تا عمق تقریبی ۴ متری ۱۳ می‌باشد. براساس رابطه مذکور پتانسیل تورم طبق جدول ۵-۲ در محدوده کم برآورد شده و پیشنهاد می‌گردد تمهیدات لازم در این زمینه پیش‌بینی شود.

جدول ۵-۲. طبقه‌بندی پتانسیل تورم

Degree of expansion	*Swelling potential (%)*
Very high	*>25*
High	*5-25*

Medium	*1.5-5*
Low	*0-1.5*

فصل ۶- ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی

۶-۱- مقدمه

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک برای انواع شالوده‌های سطحی، لازم است که ۲ عامل اساسی زیر کنترل گردد.

- گسیختگی برشی خاک
- نشست‌های قابل قبول پی

ظرفیت باربری مجاز خاک بایستی با اعمال ضریب اطمینان مناسبی، کمتر از ظرفیت باربری نهایی خاک در نظر گرفته شود و همچنین نشست بوجود آمده نیز از نشست مجاز تجاوز ننماید. از این رو ظرفیت باربری خاک بر اساس کنترل هر یک از دو عامل فوق برای پی‌های با ابعاد متفاوت بدست آمده و مقدار کوچکتر ملاک عمل قرار می‌گیرد. در این فصل بر پایه اطلاعات بدست آمده از حفاری‌ها و نتایج آزمون‌های برجا و آزمایشگاهی و با توجه به ویژگی پروژه، محاسبات مربوط به تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده برای پی‌های مربعی، مستطیلی با نسبت طول به عرض ۲و ۵، شالوده نواری با نسبت طول به عرض ۱۰و پی گستره با ابعاد ۲۰×۱۲ متر همراه با تعیین نشست آن و با فرض محدودیت نشست مجاز ۵ سانتیمتر برای پی گسترده و ۲/۵ سانتیمتر برای پی نواری ارائه گردیده است. در صورت وجود لنگر خمشی، باید اثر کاهنده ناشی از لنگر خمشی، خروج از مرکزیت و نیروهای برشی در محاسبات ظرفیت باربری توسط مشاور طراح اعمال گردد.

مدل ژئوتکنیکی لایه‌های خاک در حوزه تأثیر بار شالوده‌ها و محدودیت استفاده از شالوده‌های سطحی مطابق توضیحات ارائه شده در فصول قبل فرض شده است. مشخصات فنی استفاده شده در محاسبات در جدول ۵-۱ ارائه گردیده است. لیکن با توجه به اهمیت پروژه لازم است در صورت مشاهده تغییرات قابل توجه در وضعیت خاک و برخورد به لایه‌های سست در تراز استقرار شالوده‌ها، با این مهندسین مشاور تماس حاصل گردد. لازم به ذکر است محاسبات مزبور صرفاً در صورت استقرار کف پی بر روی خاک بکر معتبر خواهد بود و به عبارتی ظرفیت باربری برای خاک بکر و عدم وجود خاک نباتی، دستی و هر گونه حفره و فضای خالی تعیین شده است.

۶-۲- تعیین ظرفیت باربری نهایی و مجاز بر اساس گسیختگی برشی

تراز قرارگیری کف شالوده به روی خاک طبیعی شالوده‌ها در عمق یک در نظر گرفته شده است. نسبت مدول الاستیسیته باربرداری به مدول الاستیسیته بارگذاری ۳ در نظر گرفته شده است. لایه‌های موجود در حوزه تأثیر بار شالوده در زیر تراز پی مطابق لایه بندی پیشنهادی در جدول شماره ۵-۱ می‌باشد.

لازم به ذکر است محاسبات مزبور صرفاً در صورت استقرار کف پی بر روی خاک بکر معتبر خواهد بود و به عبارتی ظرفیت باربری برای خاک بکر و عدم وجود هر گونه حفره و فضای خالی تعیین شده است. با توجه به اهمیت پروژه لازم است در صورت مشاهده تغییرات قابل توجه در وضعیت خاک و برخورد به حفره یا فضای خالی در تراز استقرار شالوده‌ها در مسیر خط لوله، ظرفیت باربری مجاز خاک مورد بازنگری قرار گیرد. جهت تعیین مقاومت مجاز خاک طبیعی محل، گسیختگی برشی خاک (*Shear Failure*) به روش *Hansen* و براساس روابط کلی محاسبه شده است. روابط کلی در پیوست ۷ ارائه شده است.

۳-۶- نشست خاک

با درنظرگیری جنس خاک در محل حفاری گمانه‌های ماشینی، نشست شالوده‌ها عمدتاً ناشی از تغییر شکل ارتجاعی لایه‌های خاک *(Elastic Settlement)* و در ۴ متر فوقانی از سطح زمین فرض بر رخداد تحکیم با شرایط غیر اشباع در نظر گرفته شده است جهت محاسبه نشست‌های آنی از رابطه الاستیک *Timoshenko & Goodier* با اعمال ضریب *Stein Brenner* (با تأثیر ضریب عمق *Fox*) استفاده شده است. شایان ذکر است که طبق نظر مولفین متعدد و کتب مرجع از جمله *Bowles*، آیین نامه *U.S.S.R* و جداول مربوط به نشست مجاز در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان- پی و پی سازی در سازه‌های معمولی حداکثر نشست مجاز پی نواری بر روی خاک‌های درشت دانه ۱ اینچ و برای خاک‌های ریزدانه تا ۲ اینچ در نظر گرفته می‌شود. همانگونه که در بندهای پیش‌تر اشاره گردید میزان نشست مجاز برای شالوده گسترده برابر ۵/۰ سانتیمتر و برای شالوده نواری برابر ۲/۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

لازم به ذکر است محاسبات ظرفیت باربری با توجه به وضعیت موجود لایه‌ها انجام گرفته است. در صورت تغییر تراز آب زیرسطحی یا نشت آب به زیر پی، محاسبات می‌بایست مورد بازنگری قرار گیرد.

میزان نشست اختلافی *(Differential Settlement)* قابل قبول یک فونداسیون بستگی به رفتار سازه و میزان صلبیت و انعطاف پذیری آن و مشخصات معماری سازه دارد. لیکن مقدار آن برای یک شالوده عموماً بین ۰/۶۷ تا ۰/۷۵ نشست کلی برآورد می‌شود. بدیهی است که مقدار دقیق نشست نامساوی بستگی به صلبیت پی داشته و براساس سختی خاک و سازه و با استفاده از روش اجزاء محدود *(Finite Element)* قابل محاسبه است. لازم به ذکر است، میزان نشست نامساوی مجاز برای ساختمان‌های بتنی با فرض استقرار ستون‌ها بر روی پی‌های منفرد برابر $۰/۰۰۱۵L$ و با فرض استقرار ستون‌ها بر روی پی گسترده $۰/۰۰۲L$ می‌باشد. همچنین برای ساختمان‌های اسکلت فلزی میزان نشست نامساوی مجاز برابر $۰/۰۰۳۳L$ در نظر گرفته می‌شود (L فاصله دو ستون مجاور است). در بارگذاری زلزله می‌توان مقاومت مجاز خاک را به سبب ماهیت نیروها به میزان ۳۳ درصد افزایش داد.

۴-۶- ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی

به منظور سهولت طرح پی‌های سطحی، نمودارهای ظرفیت باربری مجاز و نشست متناظر برای پی‌های مربعی، مستطیلی با نسبت طول به عرض ۲ و ۵، شالوده نواری با نسبت طول به عرض ۱۰و پی گستره با ابعاد ۲۰×۱۲ متر با فرض قرارگیری به روی خاک طبیعی در پیوست ۵ آورده شده است. در شکل‌های مذکور D عمق خاکبرداری تا زیر پی و D_f عمق مدفون شالوده در نظر گرفته شده است. در محاسبات ظرفیت باربری گمانه‌های ماشـــینی *BH-WH-5* و *EL-5* عمق گیرداری شالوده‌های مربعی، مستطیلی، نواری و شالوده گسترده برابر یک متر در نظر گرفته شده است. در صورتی که عمق گیرداری کمتر از یک متر اجرا گردد محاسبات ظرفیت باربری پی‌های سطحی می‌بایست مورد بازنگری قرار گیرد.

در تهیه نمودارهای مربوط به ظرفیت باربری پی‌های نواری دو عامل نشست و گسیختگی برشی پی به طور توام در نظر گرفته شده است. به این ترتیب که ابتدا نشست پی به مقداری معادل ۵ سانتیمتر برای پی‌های گسترده و ۲/۵ سانتیمتر برای پی‌های مربعی، مستطیلی و نواری محدود گردیده و بر این مبنا حداکثر فشار نسبت به عرض پی محاسبه شده است. سپس معیارهای گسیختگی برشی پی مورد کنترل قرار گرفته است تا تنش‌های وارده بیش از مقادیر مجاز نباشد. در ارزیابی معیارهای گسیختگی به علت مشخص نبودن مقادیر لنگر و نیروهای افقی وارد بر پی، ضریب اطمینان برابر ۵ در نظر گرفته شده است.

توصیه می‌گردد مهندس طراح یا مشاور طرح با در اختیار داشتن مقادیر دقیق نیروهای افقی و لنگرهای خمشی با استفاده از روابط ارائه شده نسبت به محاسبه دقیق ظرفیت باربری مجاز شالوده اقدام نماید. در این راستا بایستی اثر کاهندگی بارهای خروج از مرکز ناشی از لنگر خمشی با استفاده از رابطه $R_e = 1 - \sqrt{\frac{e}{B}}$ برای خاک‌های غیر چسبنده و رابطه $R_e = 1 - 2\frac{e}{B}$ برای خاک‌های چسبنده در مقادیر ظرفیت باربری مجاز ارائه شده در نمودارهای مربوطه اعمال شود. در روابط فوق e خروج از مرکزیت بار برابر نسبت لنگر خمشی به نیروی محوری (M/P) است. توصیه می‌شود حداکثر نسبت e/B برابر $\frac{1}{6}$ در نظر گرفته شود. در صورت وجود نیروی افقی یا زاویه‌دار بودن بار وارده بر شالوده، اثر میل بار باید در روابط تعیین ظرفیت باربری در نظر گرفته شود. در صورت استفاده از ضرایب میل بار روش *Hansen* به منظور جلوگیری از لغزش شالوده، بایستی شرط $H \le Vtg\delta + A_f C_a + \frac{P_p}{SF}$ برقرار باشد. Pp، فشار مقاوم خاک و δ، زاویه اصطکاک بین بتن و خاک می‌باشد.

۱-۴-۶- ضریب عکس العمل بستر (K_S)

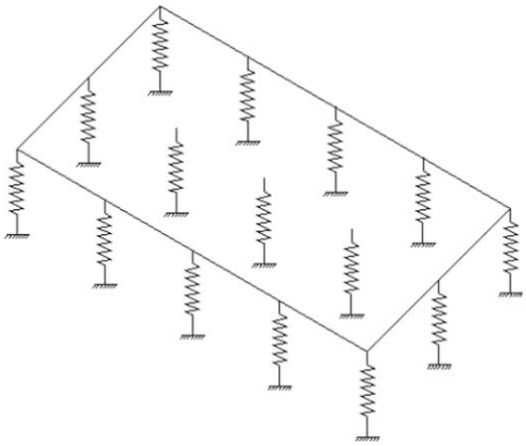
برای تحلیل پی‌ها و محاسبه برش، لنگر و تغییر شکل در مدلسازی عددی باید از روش‌های مبتنی بر شبیه سازی بستر با فنر به عنوان مبنایی جهت طرح سازه‌ای شالوده استفاده نمود. این روش نخستین بار توسط وینکلر در سال ۱۸۶۷ پیشنهاد گردید و به روش تیر بر بستر الاستیک معروف است. در این روش، مدول عکس العمل خاک (Ks) برای پی با ابعاد مورد نظر با تقسیم تنش مجاز خاک (q_a) بر مقدار نشست (s) محاسبه می‌شود.

شالوده‌های صلب: برای شالوده‌های صلب می‌توان از مقدار Ks به طور یکنواخت در زیر پی استفاده نمود. این مقدار حدود ۷/۵ درصد بیش از مقدار Ks معرفی شده در جداول پیش‌رو خواهد بود (*Das,2008*).

شالوده‌های انعطاف پذیر: انتخاب مقدار یکنواخت برای Ks صحیح نبوده و متناسب با نشست رخ داده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه‌ها توصیه می‌گردد.

روش وینکلر:

در تئوری اولیه وینکلر فرض بر عملکرد مستقل فنرها در شالوده انعطاف پذیر بوده که در واقعیت فنرها نمی‌توانند مستقل از یکدیگر عمل نمایند و فشار زیر پی در یک نقطه تحت تاثیر فنرهای مجاور خواهد بود(شکل ۶-۱).

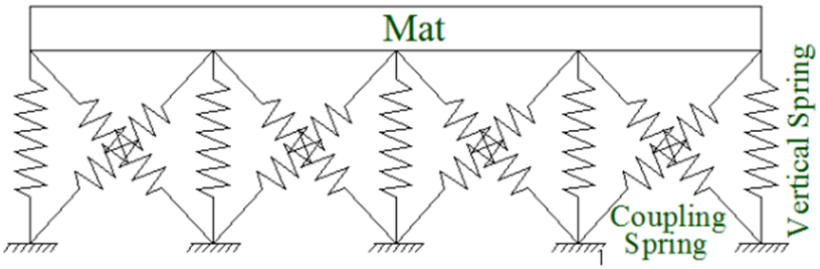


شکل ۶-۱. مدلسازی فنر وینکلر

روش کوپل:

در این روش جهت مقابله با نواقص روش وینکلر از فنرهای اضافی مطابق شکل ۶-۲ استفاده می‌شود تا اندرکنش فنرها بر یکدیگر نیز در مدل اعمال گردد. مستقل عمل نکردن فنرهای قائم و اثرات متقابل آنها بر یکدیگر منجر به

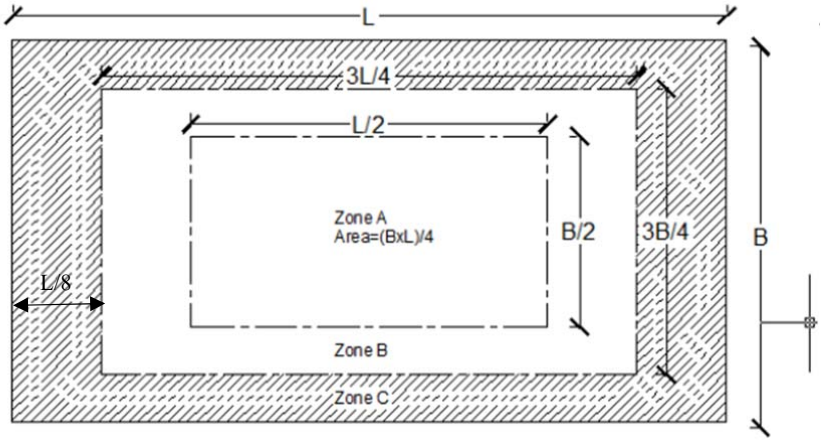
تغییر شکل واقعی‌تر شده ودقت محاسبات را افزایش می‌دهد. لیکن انتخاب مقدار *Ks* بخصوص برای فنرهای کوپل چندان ساده نیست و نیازمند مدلسازی‌های عددی توسط نرم افزارهای ویژه می‌باشد.



شکل ۶-۲. مدل سازی فنرهای کوپله

روش شبه کوپل:

این روش در ابتدای دهه ۹۰ میلادی با هدف کاهش خطاهای مدل وینکلر و ایجاد سهولت در مدل کوپل معرفی گردید. روش شبه کوپل در استاندارد *ACI 2002* مورد تایید قرار گرفته است. در این روش فنرها به صورت مستقل به سادگی مدل وینکلر عمل می‌کنند لیکن مقادیر سختی آن‌ها با تغییر موقعیت متفاوت خواهد بود. این موضوع با افزایش سختی در کناره‌ها نسبت به وسط اعمال شده و منجر به بروز رفتار واقعی‌تر می‌گردد. اگرچه بنابر توصیه *ACI* مقادیر باید از نصف مقدار محاسباتی *Ks* تا ۵ برابر آن تغییر کند و محافظه کارانه‌ترین طرح بر این مبنا ارائه گردد لیکن نتایج تحقیقات نشان می‌دهد اگر سختی لبه‌ها نسبت به سختی مرکز پی تا حدود ۲ برابر افزایش یابد، نتایج قابل قبول حاصل می‌گردد. در مدل رفتاری پیشنهادی *ACI*، عنصر لبه ۱۲/۵ درصد بعد در آن راستا پیشنهاد شده و ابعاد المان مرکز پی، نصف بعد در هر جهت است. در سطح المان لبه (*Zone C*)، مقدار ضریب عکس العمل بستر ۲ برابر *Ks* مرکز (*Zone A*) و در سطح میانی (*Zone B*)، ۱/۵ برابر *Ks* مرکز پیشنهاد گردیده است. مقدار *Ks* در هر ناحیه باید بصورت تدریجی از مرکز پی به سمت کناره‌ها افزایش یابد. خاطر نشان می‌سازد در مدل‌سازی خاک به روش وینکلر *(Winckler)* در پی گسترده می‌باید میزان *Ks* در المان‌های واقع در لبه پی دو برابر المان‌های داخلی در نظر گرفته شود.



شکل ۶-۳. تقسیم بندی سطح پی در روش شبه کوپل

در هنگام تعریف سختی متغیر در پی‌های گسترده و شبکه‌ای، در مرز بین بخش‌هایی از پی که مدول سختی تغییر می‌کند، کانتور تنش زیر پی نیز پیوستگی خود را از دست داده و بصورت آنی و پله‌ای تغییر خواهد نمود. حالت ایده‌آل آن است که تعداد نواحی آنقدر زیاد و نزدیک به هم تعریف گردد تا دقت محاسبات بیشتر شده و این خطای عددی به حداقل برسد لیکن از آنجا که دستیابی به این موضوع در عمل میسر نیست لازم است در کنترل برش تیر نیز، این تغییر آنی در تنش و برش به عنوان خطای عددی مورد توجه قرار گیرد. مجدداً یادآور می‌گردد مطابق پیشنهاد ACI طراح سازه مجاز است به منظور تدقیق محاسبات، مقدار مدول عکس العمل خاک (Ks) را با توجه به میزان نشست بدست آمده در تحلیل اولیه مطابق نمودار ظرفیت باربری مربوطه اصلاح و تحلیل مجدد انجام دهد.

۲-۴-۶- مدول عکس العمل بستر در حالت استاتیک

جهت برآورد مدول عکس العمل بستر می‌توان از ۲ روش استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه یا از روی نمودار تغییرات ظرفیت باربری مجاز و نشست تعیین نمود. مطابق پیشنهاد مرجع مهندسی پی نوشته باولز همچنین نشریه بارگذاری صفحه برروی خاک و سنگ نرم سازمان برنامه و بودجه کشور(نشریه شماره ۷۳۶)، در صورتی استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه در تعیین مدول عکس العمل بستر پی‌های سطحی مجاز است که نسبت عرض پی به قطر صفحه بیشتر از ده نباشد. لذا با توجه به قطر صفحه و ابعاد شالوده‌های سطحی به ویژه گسترده استفاده از مدول عکس العمل حاصل از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه توصیه نمی‌شود. جهت تعیین مدول عکس-العمل بستر می‌توان از تقسیم تنش مجاز خاک (q_a) بر مقدار نشست (s) مدول عکس العمل خاک (K_s) استفاده نمود. مدول عکس العمل بستر پی‌های مربعی، مستطیلی و نواری با نسبت طول به عرض ۱۰ و برای پی‌های

گسترده با ابعاد ۲۰ ×۱۲متر برای عمق استقرار یک متر در جداول ۶-۱ و ۶-۲ ارائه شده است. توصیه می‌گردد حداکثر مدول عکس‌العمل بستر به ۴ کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب محدود گردد.

جدول ۶-۱. مدول عکس العمل بستر پی مربعی، مستطیلی و نواری برای عمق یک متر

B(m)	مدول عکس‌العمل بستر پی سطحی (kg/cm3)			
	L/B=1	L/B=2	L/B=5	L/B=10
1.0	2.75	2.04	1.67	1.57
2.0	1.44	1.16	1.04	1.01
3.0	1.06	0.89	0.83	0.81
4.0	0.89	0.77	0.72	0.71
5.0	0.79	0.69	0.65	0.64

جدول ۶-۲. مدول عکس العمل بستر پی گسترده برای عمق یک متر

B×L (m)	S (cm)	مدول عکس‌العمل بستر پی گسترده (kg/cm3)		
		گوشه پی	لبه پی	وسط پی
12×20	5	1.68	0.84	0.42

۳-۴-۶- مدول عکس العمل بستر در حالت بارگذاری فوق العاده (بارگذاری زلزله)

در بارگذاری زلزله به علت اعمال بارهای برگشت‌پذیر در زمان‌های کوتاه کرنش‌های خاک در محدوده کرنش‌های کوچک (10^{-4} تا 10^{-6}) بوده و خاک رفتار سخت تری از خود نشان می‌دهد. در این حالت میزان سختی خاک با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی نظیر ستون تشدید و سه محوری سیکلیک و همچنین آزمایش‌های صحرایی مرتبط تعیین می‌گردد. در غیاب آزمایش‌های فوق می‌توان از روش پیشنهادی در نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور استفاده نمود. روش محاسبه مدول عکس العمل بستر در حالت بارگذاری فوق العاده (زلزله) به شکل کامل در بند ۴-۴-۲-۱-۱ اشاره شده است.

فصل ۷- تعیین ضرایب فشار جانبی و نحوه پایدارسازی گود

۱-۷- بررسی فشار محرک و مقاوم خاک

مقدار فشار وارده از سوی خاک به پشت یک دیوار تابعی از جابجایی و سیستم استاتیکی دیوار و مشخصات فنی خاک و دیوار می‌باشد. تغییر فشار خاک در اثر تغییر رطوبت برای سازه‌هایی که در خشـــکی قرار دارند نیز مطرح است. تغییرات رطوبت باعث تغییر وزن مخصوص خاک و نهایتاً مقدار فشار وارده بر دیوار می‌گردد. علاوه بر مطالب بالا، تغییرات سطح آب زیرزمینی در جلو و پشت دیوار نیز باعث تغییر فشار آب و خاک وارده بر دیوار می‌شود.

نحوه توزیع فشار محرک و مقاوم پشت دیوار به صورت خطی تابعی از عمق نقطه موردنظر از سطح خاکریز می-باشد که از روابط زیر قابل محاسبه است:

$$P_P = K_p.(\gamma.h + q) + 2c\sqrt{K_p}$$

$$P_a = K_a.(\gamma.h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

در روابط فوق:

Ka و Kp: ضرائب فشار جانبی خاک

q: سربار قائم برحسب t/m^2

Pa: فشار محرک وارد بر دیوار برحسب t/m^2

Pp: فشار مقاوم وارد بر دیوار برحسب t/m^2

γ: وزن مخصوص طبیعی خاک به واحد t/m^3

h: تراز نقطه اعمال فشار Pa از سطح زمین به متر

۲-۷- تعیین ضرایب فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی

مقادیر ضرائب فشار محرک و مقاوم خاک (K_a و K_p) به روش کولمب برای دیوار با وجه پشتی قائم و خاکریز با سطح افقی در جدول ۷-۱ و فرمول‌های محاسبه ضرائب فشار محرک (K_a) و مقاوم (K_p) در پیوست ۷ آورده شده است.

برای تعیین مؤلفه افقی ضرائب فشار محرک و یا مقاوم خاک باید اعداد حاصله در $Cos(\delta+\alpha)$ ضرب شود. α زاویه شیب دیوار نسبت به افق، β زاویه شیب سطح خاکریز پشت دیوار نسبت به افق و δ زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار می‌باشد که مقدار آن (δ) در جهت اطمینان برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

۳-۷- تعیین ضرایب فشار جانبی خاک در حالت دینامیکی (وقوع زلزله)

ضرائب فشار محرک و مقاوم در هنگام زلزله به دلیل بوجود آمدن نیروهای اینرسی در امتدادهای قائم و افقی از روابط ارائه شده در پیوست ۷ که به روابط مونونوبه-اُکابه معروف می‌باشند، محاسبه می‌گردند. این روابط در واقع بسط رابطه کولمب با درنظرگیری اثرات ناشی از شتاب‌های شبه استاتیکی بر گوه کولمب در حالت محرک یا مقـــاوم می‌باشد.

مطابق نشریه شماره ۳۰۸ سازمان برنامه و بودجه کشور (بازنگری اول-سال ۹۶) برای محاسبه ضریب فشار جانبی در شرایط زلزله به صورت استاتیکی، توصیه شده که مقدار ضریب زلزله افقی به صورت $K_h=\alpha.A$ در نظر گرفته شود. ضریب α با توجه به کنترل تغییر شکل افقی سازه حائل قابل تعیین می‌باشد. این مقدار بین $0.5\ A$ (دیوارهای انعطاف پذیر مانند دیوارهای طره ای) و $1.0\ A$ (دیوارهای صلب با قابلیت جابجایی محدود مانند دیوارهای زیرزمین) متغیر است. A شـــتاب مبنای طرح می‌باشد. توصیه می‌شود در هنگام استفاده از ضرایب فشار مقاوم در حالت استاتیکی و دینامیکی متناسب با شرایط بارگذاری کوتاه‌مدت یا بلند مدت ضریب ایمنی مناسبی اعمال شود. مطابق رابطه زیر، زاویه θ محاسبه می‌گردد:

$$\theta = \tan^{-1}\left[\frac{K_h}{1-K_v}\right]$$

در محاسبات ارائه شده $\delta=0$ (زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک) فرض گردیده است. لازم بذکر است مقدار زاویه δ بر اساس معیارهایی مانند جنس مصالح پر کننده، تراکم لایه‌های خاکریز و نحوه اجرای دیوار در حین ساخت قابل تعیین می‌باشد و باید مشاور محترم بر اساس موارد فوق نسبت به مشخص نمودن آن اقدام نماید.

به منظور عملکرد بهتر دیوار حائل توصیه می‌شود جهت پر کردن پشت دیوار از مصالح درشت دانه در رده خاک های GP,GW یا SW وSP استفاده شود. همچنین تعبیه مجاری زهکشی طولی در پشت دیوار ضروری می‌باشد تا از تجمع آب و نتیجتاً افزایش فشار وارده به دیواره‌های حائل جلوگیری به عمل آید.

در جدول ۷-۱، ضرایب فشار جانبی خاک در حالات مقاوم، محرک و سـکون در محل بسته‌ی *W-007S* با فرض پر کردن پشت دیوار با خاکریز دانه‌ای ارائه شده است. در شرایط زلزله عملکرد کوتاه مدت لایه‌های رسی ملاک بوده و با توجه به اینکه زاویه اصطکاک داخلی خاک در این حالت نزدیک صفر می‌باشد؛ ضرایب فشار جانبی خاک در حالت زلزله معادل یک خواهد بود. لیکن در محاسبهٔ فشارهای جانبی چسبندگی خاک در کاهش نیروهای وارده موثر می‌باشد که باید از رابطهٔ زیر محاسبه گردد.

$$P_a = K_a.(\gamma.h+q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$P_P = K_p.(\gamma.h+q) + 2c\sqrt{K_p}$$

جدول ۷-۱. ضرایب فشار جانبی برای لایه‌های خاک طبیعی با فرض پر کردن پشت دیوار با خاکریز دانه‌ای

ضرایب فشار جانبی	علامت مشخصه	مقادیر عددی ضرایب فشار جانبی $\Phi = 30^\circ$ برای لایه خاکریز درشت دانه
ضریب فشار جانبی سکون	K_0	۰/۵۰
ضریب فشار جانبی محرک در حالت استاتیکی	K_a	۰/۳۳
ضریب فشار جانبی مقاوم در حالت استاتیکی	K_p	۳/۰۰

۴-۷- گودبرداری و پایداری شیب

جهت هرگونه گودبرداری قائم موقت در محدوده پروژه و در بالای سطح آب می‌توان از گودهای با دیواره قائم تا حداکثر عمق ایمن با توجه به رابطه زیر و در شرایط بدون سربار نزدیک گود استفاده کرد:

$$H_C = c\frac{N_S}{\gamma} \qquad H_a = \frac{H_C}{F.S.}$$

در معادله فوق داریم:

H_C=حداکثر عمق گودبرداری قائم محاسباتی

H_a=حداکثر عمق گودبرداری قائم مجاز

c=چسبندگی زهکشی نشده

N_s=فاکتور پایداری

F.S. =ضریب اطمینان

γ = وزن مخصوص خاک

با در نظرگیری عمق خاکبرداری، شرایط خاک طبیعی محل و با در نظر گرفتن ضریب اطمینان *(F.S.=1.5)* درصورت وجود ساختمان و هرگونه سربار، خاکبرداری قائم می‌بایست در فاصله ایمن حداقل ۱/۵ برابر عرض پی این سازه‌ها و عوارض انجام پذیرد. شیب مجاز خاکبرداری، در موقعیت *W-007S* برای لایه‌های خاک تا عمق حداکثر یک متری در گمانه‌های ماشینی *BH-WH-5* و *EL-5* در محدوده میدان نفتی بینک بدون در نظر گرفتن اثر سربار سازه-های مجاور، آب‌های جاری، اثر زلزله و با توجه به شرایط لایه‌های بستر به صورت قائم در کوتاه مدت برآورد شده است ولی در دراز مدت به دلیل کاهش قفل و بست میان ذرات، اثر هوازدگی همچنین تر و خشک شدن متوالی لایه-ها، توصیه می‌شود عملیات محافظت بدنه ترانشه درنظر گرفته شود. پس از گذشت مدتی از گودبرداری به دلیل اثر هوازدگی، نفوذ رطوبت و کاهش قفل و بست میان ذرات، وقوع ریزش‌های موضعی محتمل می‌باشد. در دراز مدت با توجه به شرایط لایه‌های بستر، شیب مجاز خاکبرداری تا عمق حداکثر یک متری به صورت ۸۰-۷۵ درجه برآورد می‌شود و در لایه یک متری سنگ مارن اگرچه شیب پایدار آن در کوتاه مدت به صورت قائم می‌باشد لیکن به دلیل

وجود درز و شکاف در این لایه و در طول مسیر، احتمال روی دادن ریزش های موضعی وجود دارد. لذا لازم است پس از این مدت نسبت به کاهش شیب مجاز در صورت عدم احداث سازه نگهبان، اقدام گردد. برای پایداری درازمدت شیب‌های مذکور باید حفاظت‌های سطحی برای جلوگیری از رسوخ آب و شسته شدن لایه‌ها صورت گیرد، در غیر اینصورت احتمال وقوع ریزش به صورت کلی و موضعی در ترانشه‌ها، در درازمدت وجود دارد.

فصل ۸- جمع‌بندی، نتیجه‌گیری و توصیه‌های فنی

۸-۱- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

- محدوده مورد مطالعه به شرح زیر است:

شامل ۲ گمانه ماشـینی به عمق حداکثر ۱۵ متر می‌باشد. در گمانه‌های ماشـینی *BH-WH-5* تا عمق ۲ متری خاک رس، در ادامه تا انتهای گمانه ماشینی ۱۵متری توالی لایه‌های سنگی، سنگ سیلتی (*SiltStone*)، سنگ مارن(*Marl*) و رس سنگ (*ClayStone*) مشاهده شده است. در گمانه ماشینی *EL-5*، تا عمق ۲ متری خاک ماسه حاوی رس (*SC*) و در ادامه تا انتهای گمانه ماشینی ۳ متری خاک رس (*CL*) مشاهده شده است.

- حین انجام عملیات حفاری گمانه‌های ماشینی *BH-WH-5* و *EL-5* و تا عمق حداکثر ۱۵ متر، سطح آب زیرزمینی مشاهده نشده است.
- نظر به اینکه در گمانه‌های ماشینی این سایت تراز آب زیرزمینی مشاهده نشده است اما مطابق با آیین نامه به علت بالا بودن ضربات *SPT*، وقوع روانگرایی محتمل نمی‌باشد.
- جهت تعیین ضرائب زلزله، از ویرایش چهارم آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، استفاده شده است. مطابق این آئین‌نامه، محل پروژه در محدوده با خطر نسـبی زیاد قرار دارد که شتاب مبنای طرح معادل ۰/۳g معرفی شده است. براساس نتایج آزمایشات صحرایی *SPT*، و بررسی‌های لایه‌های مشاهده شده در محل، آیین نامه‌ی استاندارد لرزه‌ای ۲۸۰۰ خاک منطقه مورد مطالعه در از نوع *II* می‌باشد.

۸-۲- توصیه فنی

- در اجرای شالوده‌ها می‌بایست کلیه اصول فنی از جمله اجرای صحیح درزهای اتصال سازه‌ای، مسطح بودن تراز شالوده در هنگام بتن ریزی، رعایت پوشش لازم بتنی و سایر موارد ایمنی رعایت شود. در محل‌هایی که جهت قرار گرفتن شالوده گودبرداری می‌گردد، متراکم نمودن خاک ضرورتی ندارد ولیکن لازم است قبل از بتن ریزی شالوده، بتن مگر *(Lean Concrete)* به ضخامت حداقل ۱۰ سانتیمتر در سریع ترین زمان بر روی سطح خاکبرداری شده ریخته شود.
- میزان نفوذپذیری در لایه‌های خاک متراکم و سنگ مشاهده شده در گمانه‌های ماشینی بسته‌ی *W-007S* بسیار ناچیز می‌باشد.

- به منظور جلوگیری از اثر فرسایشی رطوبت بر خاک زیر شالوده توصیه می‌گردد شیب بندی اطراف شالوده‌ها به نحوی اجرا شود که از تجمع و نفوذ آب‌های سطحی به زیر شالوده جلوگیری شود و چنانچه احتمال نفوذ آب از بالادست وجود دارد با طرح زهکش‌های مناسب از نفوذ آب به محدودهٔ شالوده جلوگیری شود.
- با توجه به قرارگیری محل پروژه در سواحل خلیج فارس و نتایج آزمایش شیمیایی، براساس جدول ۹-پ۱-۱ و ضوابط طرح مخلوط و خواص بتن برای شرایط محیطی در سواحل جنوبی کشور مبحث نهم مقررات ملی ساختمان همچنین برمبنای آیین نامه بتن ایران – آبا (نشریه ۱۲۰-۱۴۰۰) سازه‌های بتن آرمه موجود، در رده سازه‌های بتنی در معرض نمک‌های زیاد موجود در هوا و بدون تماس مستقیم با آب دریا یا پاشش و مشابه سازه‌های نزدیک ساحل قرار دارند. در صورت رعایت حداقل ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها و استفاده از مواد افزودنی شیمیایی و معدنی مناسب و اتخاذ سایر تدابیر حفاظتی ویژه به منظور افزایش پایایی بتن، سازه‌های بتن آرمه موجود، در رده سازه‌های بتنی در معرض نمک‌های کم موجود در هوا و مشابه سازه‌های دور از ساحل قرار می‌گیرند. با فرض استفاده از کاور و پوشش سطحی مناسب، پیشنهاد می گردد از سیمان پرتلند نوع II با مواد پوزولانی یا سرباره یا سیمان‌های آمیخته با حداقل مقدار مواد سیمانی kg/m^3 ۳۰۰ (نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوز کند) و حداقل رده‌ی بتن (مقاومت مشخصه) $C25$ استفاده شود. در نهایت نیز طرح اختلاط مصوب توسط شرکت ذی صلاح با درنظر گرفتن کلیه توصیه‌های آیین نامه جهت اجرای بتن با مقاومت مشخص باید در نظر گرفته شود. لازم است تا جهت انتخاب سیمان مناسب در بتن ریزی‌ها، موارد ذکر شده در آیین نامه بتن ایران (بتن ریزی در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان) و سایر نشریات و دستورالعمل‌های مرتبط با این امر در سواحل جنوبی کشور مانند نشریات ۴۲۸ و ۴۳۴ سازمان تحقیقات مسکن و شهرسازی مدنظر قرار داشته باشد.

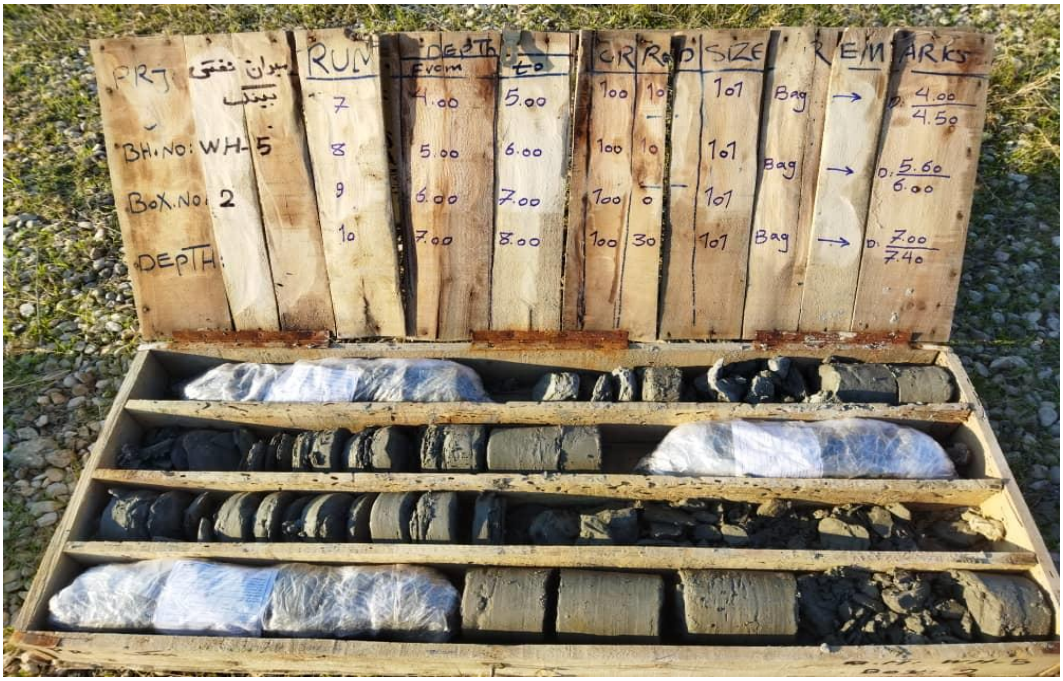
فصل ۹-

پیوست‌ها

پیوست ۱

تصاویر و مستندات پروژه

BH-WH-05-CoreBox 1-Depth (0.0-4.0 m)



BH-WH-05-CoreBox 2-Depth (4.0-8.0 m)

BH-WH-05-CoreBox 3-Depth (8.0-12.0 m)

BH-WH-05-CoreBox 4-Depth (12.0-15.0 m)

EL-05-CoreBox 1-Depth (0.0-3.0 m)

پیوست ۲

شرح پیمایش گمانه های ماشینی و مقاطع عرضی

پیوست ۲-۱

شرح پیمایش‌طولی‌گمانه های ماشینی

BORING NUMBER BH-WH-5

Barangeotechnics

CLIENT

PROJECT NAME Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589

PROJECT LOCATION Booshehr

DATE STARTED **COMPLETED**

GROUND ELEVATION **HOLE SIZE**

DRILLING CONTRACTOR Baran Geotechnics

GROUND WATER LEVELS:

DRILLING METHOD Continuous Coring

AT TIME OF DRILLING ---

LOGGED BY S.B. **CHECKED BY**

AT END OF DRILLING ---

NOTES X: 437425 Y : 3290543

AFTER DRILLING ---

DEPTH (m)	GRAPHIC LOG	MATERIAL DESCRIPTION	SAMPLE TYPE NUMBER	RECOVERY % (RQD)	BLOW COUNTS (N VALUE)	POCKET PEN. (kPa)	DRY UNIT WT. (Mg/m^3)	MOISTURE CONTENT (%)	ATTERBERG LIMITS: LIQUID LIMIT	ATTERBERG LIMITS: PLASTIC LIMIT	ATTERBERG LIMITS: PLASTICITY INDEX	FINES (%)
		Gravelly Lean Clay, (CL), (completely to highly weathered ClayStone) 27.3%gravel, 11.1%sands, 61.6%fines, grayish brown, dry to moist	AU				1.79	11	27	19	8	62
			SS	(0)	67/0.07							
		Lean Clay, (CL), (completely to highly weathered ClayStone) 4.6%gravel, 5.6%sands, 89.8%fines, grayish brown, dry to moist	AU	(35)					35	21	14	90
2												
		SiltStone, (CL-ML) 16.2%gravel, 16.5%sands, 67.3%fines, grayish brown, dry to moist, completely weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL	AU	(0)			1.94	6	28	22	6	67
4												
		Marl, (CL) 10.7%gravel, 18.5%sands, 70.8%fines, gray, dry to moist, completely weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL	SS		67/0.06							
			AU	(10)			1.81	11	31	19	12	71
6		Marl, (CL-ML) 11.5%gravel, 16.1%sands, 72.4%fines, gray, dry to moist, completely weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL-ML	AU	(10)			1.82	9	28	21	7	72
		Marl, (ML) 10%gravel, 25%sands, 65%fines, gray, dry to moist, highly weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as ML	AU	(30)			1.85	11	NP	NP	NP	65
8												
		Marl, (CL) 4.3%gravel, 13.5%sands, 82.2%fines, gray, dry to moist, completely weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL	SS		67/0.05							
			AU	(0)			1.92	9	34	20	14	82
10												
		Marl, (CL) 0.25%gravel, 2.55%sands, 97.2%fines, gray, dry to moist, highly weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL	UD	(25)			1.86	8	38	24	14	99
			UD	(36)			1.90	7	39	23	16	96
12												
		Marl, (CL) 0.0%gravel, 2.0%sands, 98%fines, light gray to light brown, dry to moist, completely to highly weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as CL	SS		67/0.04							
			UD	(50)			1.86	11	45	26	19	98
14			AU	(10)			1.93	9	39	25	14	98
		ClayStone, (ML) 0.0%gravel, 2.1%sands, 97.9%fines, brown, dry to moist, highly weathered, after 24 hours soaking in water the sample is classified as ML	AU	(35)					47	29	18	98
			SS		67/0.06							

Bottom of borehole at 15.06 meters.

Barangeotechnics

BORING NUMBER EL-5

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr

DATE STARTED _____ **COMPLETED** _____ **GROUND ELEVATION** _____ **HOLE SIZE** _____

DRILLING CONTRACTOR Baran Geotechnics **GROUND WATER LEVELS:**

DRILLING METHOD Continous Coring **AT TIME OF DRILLING** ---

LOGGED BY S.B. **CHECKED BY** _____ **AT END OF DRILLING** ---

NOTES X : 437352 Y : 3290532 **AFTER DRILLING** ---

DEPTH (m)	GRAPHIC LOG	MATERIAL DESCRIPTION	SAMPLE TYPE NUMBER	RECOVERY % (RQD)	BLOW COUNTS (N VALUE)	POCKET PEN. (kPa)	DRY UNIT WT. (Mg/m^3)	MOISTURE CONTENT (%)	ATTERBERG LIMITS: LIQUID LIMIT	ATTERBERG LIMITS: PLASTIC LIMIT	ATTERBERG LIMITS: PLASTICITY INDEX	FINES (%)
0.5		CLAYEY SAND WITH GRAVEL, (SC) 16.1 % gravel, 48.6 % sand, 35.3 % fines, light gray, dry , Compacted										
1.0			AU				1.88	5	27	19	8	35
			SS		67/0.12							
1.5		CLAYEY SAND WITH GRAVEL, (SC) 28.2 % gravel, 33.6 % sand, 38.2 % fines, gray to dark gray, dry to moist										
2.0			AU				1.81	10	27	18	9	38
			SS		67/0.13							
2.5		LEAN CLAY, (CL) 0 % gravel, 3.7 % sand, 96.3 % fines, brownish gray to dark gray, dry to moist										
3.0			AU				1.71	15	35	19	16	96
			SS		67/0.10							

Bottom of borehole at 3.10 meters.

KEY TO SYMBOLS

Barangeotechnics

CLIENT _____

PROJECT NAME Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589

-PROJECT LOCATION Booshehr

LITHOLOGIC SYMBOLS
(Unified Soil Classification System)

- Marl: Marl
- CL: USCS Low Plasticity Clay
- SC: USCS Clayey Sand
- SILTSTONE: Siltstone

SAMPLER SYMBOLS

- Core Sample
- Split Spoon
- Undisturbed Sample

WELL CONSTRUCTION SYMBOLS

ABBREVIATIONS

LL - LIQUID LIMIT (%)
PI - PLASTIC INDEX (%)
W - MOISTURE CONTENT (%)
DD - DRY DENSITY (PCF)
NP - NON PLASTIC
-200 - PERCENT PASSING NO. 200 SIEVE
PP - POCKET PENETROMETER (TSF)

TV - TORVANE
PID - PHOTOIONIZATION DETECTOR
UC - UNCONFINED COMPRESSION
ppm - PARTS PER MILLION

- Water Level at Time Drilling, or as Shown
- Water Level at End of Drilling, or as Shown
- Water Level After 24 Hours, or as Shown

پیوست ۳

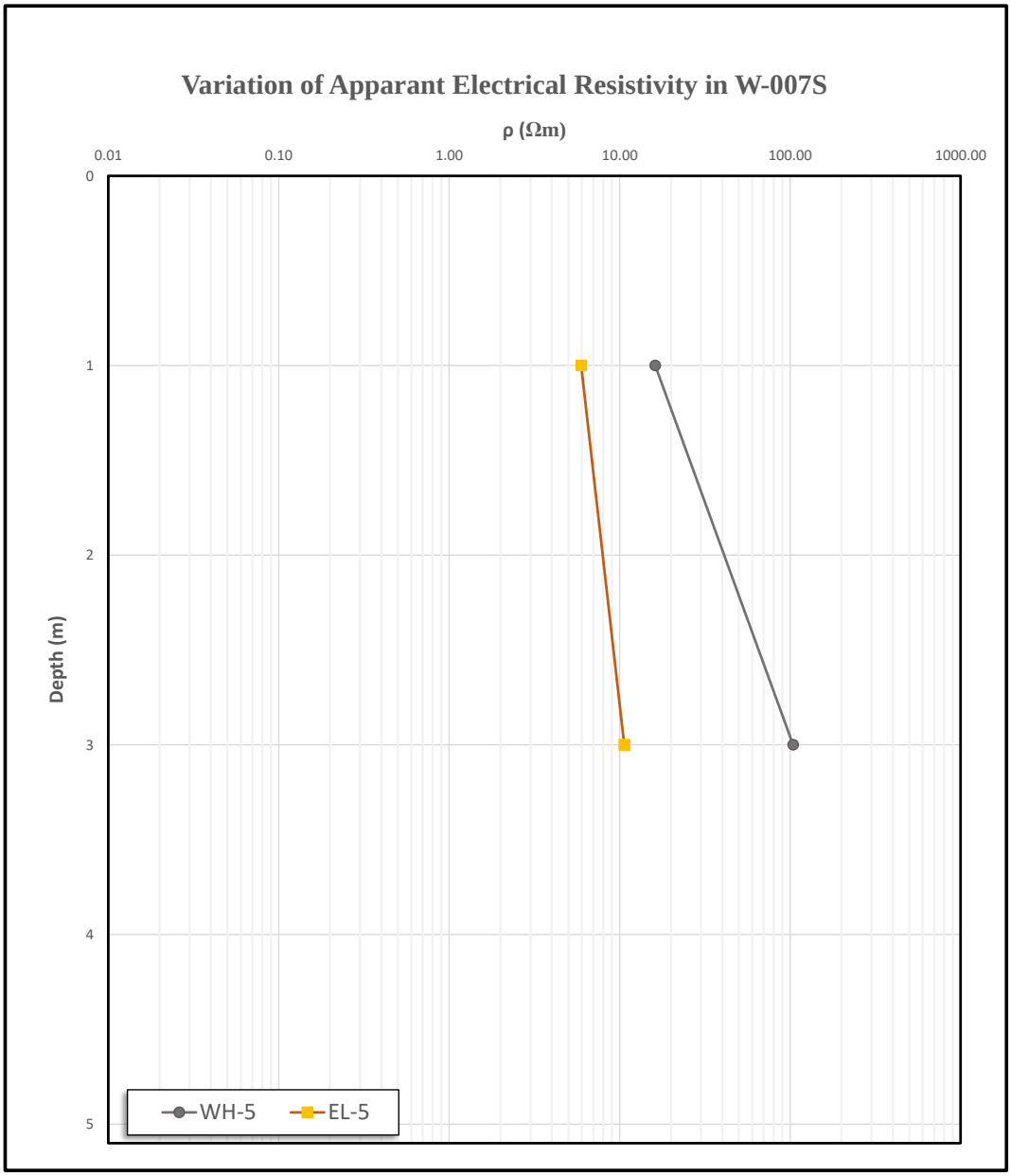
آزمایشات صحرایی

پیوست ۳-۱

آزمایش ژئوالکتریک

Geoelectrical Resistivity Test

CLIENT		PROJECT NANE	مطالعات ژئوتکنیک پروژه نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک
PROJECT NUMBER	589	PROJECT LOCATION	بوشهر

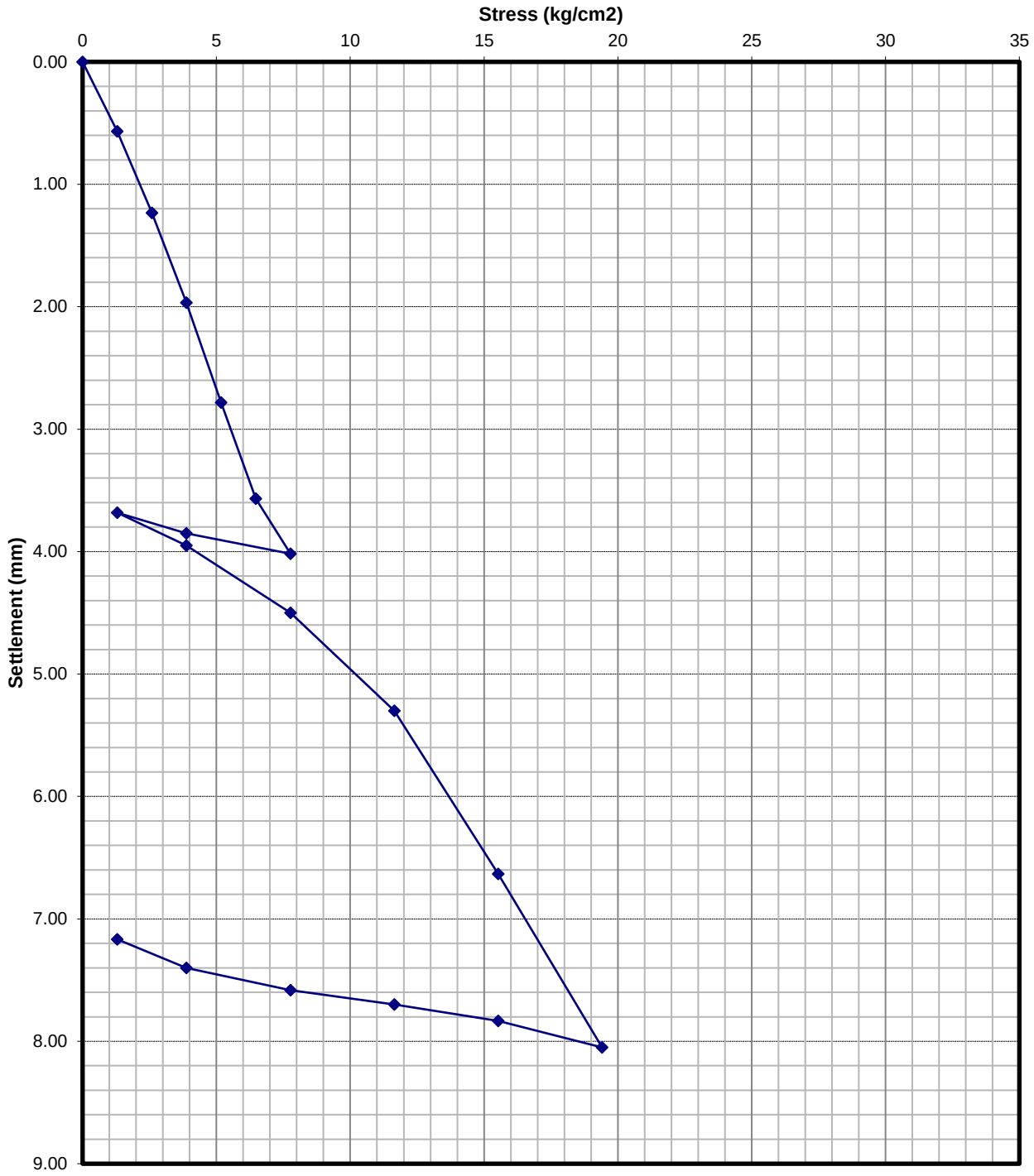


پیوست ۳-۲

آزمایش بارگذاری صفحه

Plate Load Test Results

Client:		**Plate dimension:**	30 cm
Consultant:	شرکت مهندسین مشاور باران خاک و پی	**Testpit No.:**	W-007S
Project:	مطالعات ژئوتکنیک پروژه نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک	**Depth:**	1.0 m

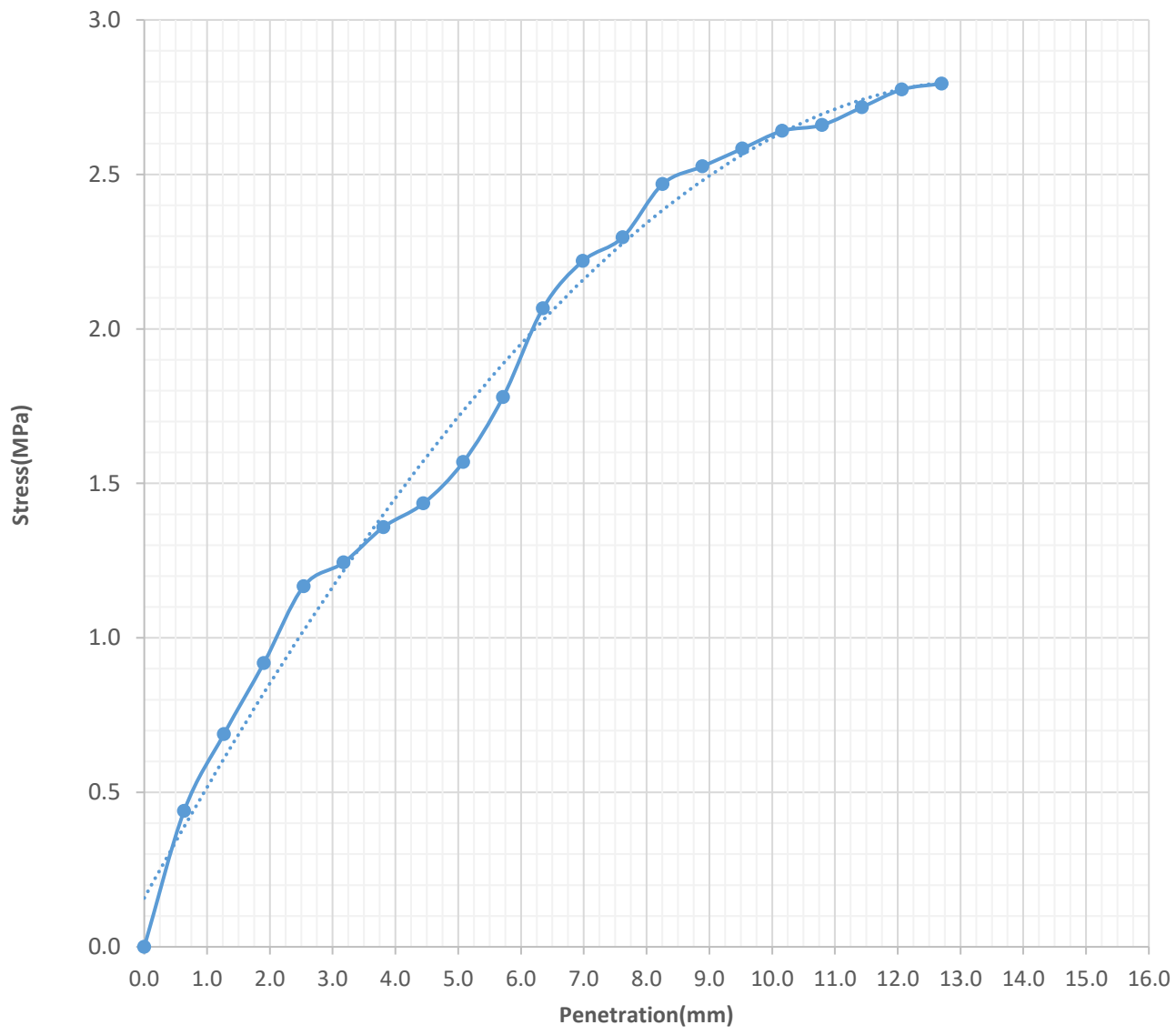


پیوست۳-۳

آزمایش CBR

Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) **of Soils in Place** (ASTM D4429)

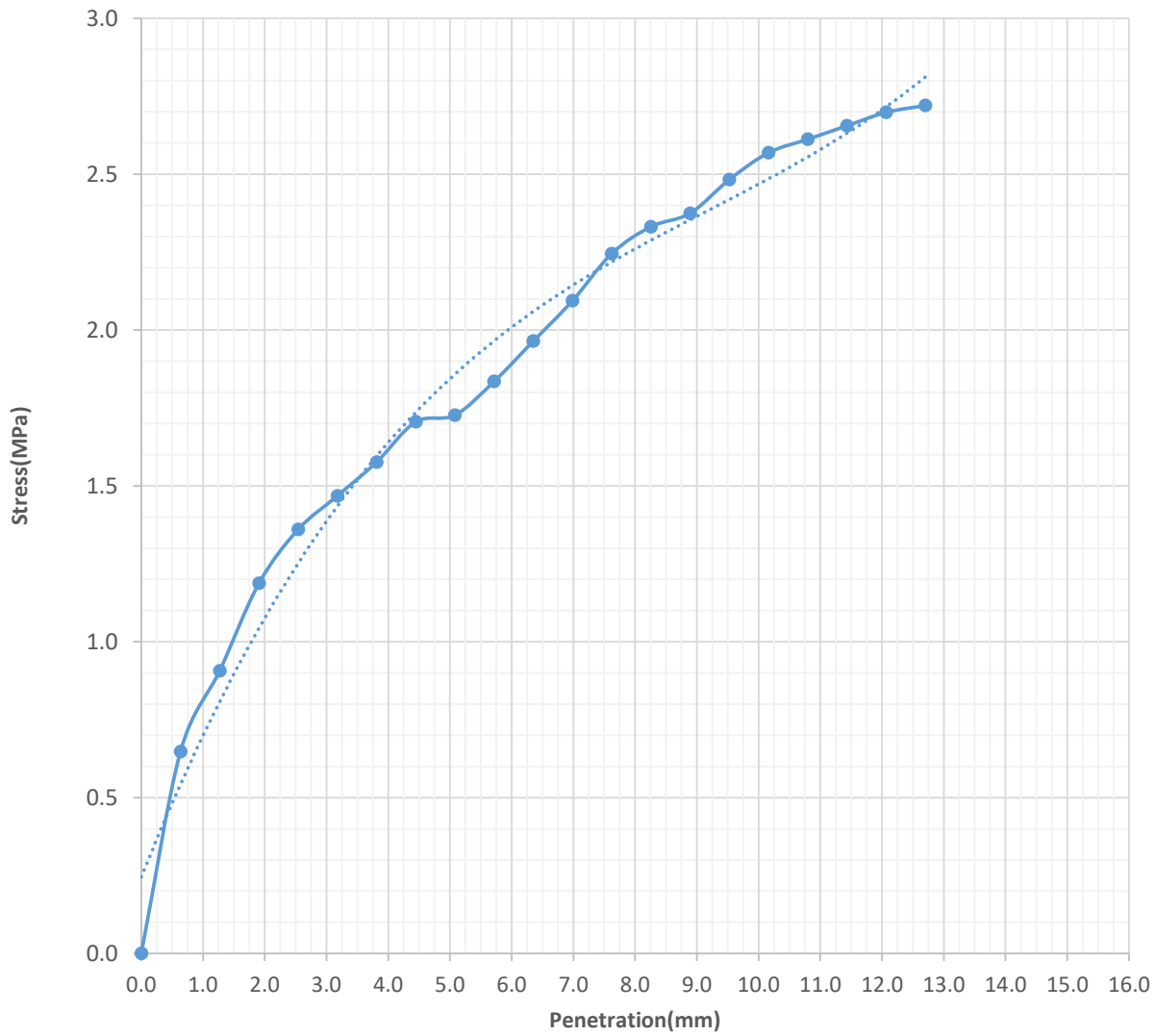
Project Name:	مطالعات ژئوتکنیک پروژه نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک	**Location:** W-007-CBR1	
Client:		**Depth:** 0.0 cm	



CBR VALUE:	Penetration-2.54 mm	**16.9**	%
	Penetration-5.08 mm	**15.2**	%

Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) **of Soils in Place** (ASTM D4429)

Project Name: مطالعات ژئوتکنیک پروژه نگهداشت و افزایش تولید میدان نفتی بینک	**Location:** W-007-CBR2
Client:	**Depth:** 0.0 cm



CBR VALUE:	Penetration-2.54 mm	**19.7**	%
	Penetration-5.08 mm	**16.8**	%

پیوست ۳-۴

آزمایش اندازه گیری دمای خاک

Soil Tempreture Measurement

Client:

Project: مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک

Date: **12 Jan 2022-18 Feb 2022**

Site: بوشهر

NO.	***Location***	***Time***	***Depth (m)***	***Tempreture (°C)***
BH-WH-5	X: 437425 Y: 3290543	7:00 AM	1	21.5
		12:00 PM	1	23.1
		7:00 PM	1	22.4
EL-5	X: 437352 Y: 3290532	7:00 AM	1	20.8
		12:00 PM	1	21
		7:00 PM	1	22.3

پیوست ۴

آزمایشات آزمایشگاهی و مقادیر پیشنهادی

پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک طبیعی

پیوست ۴-۱

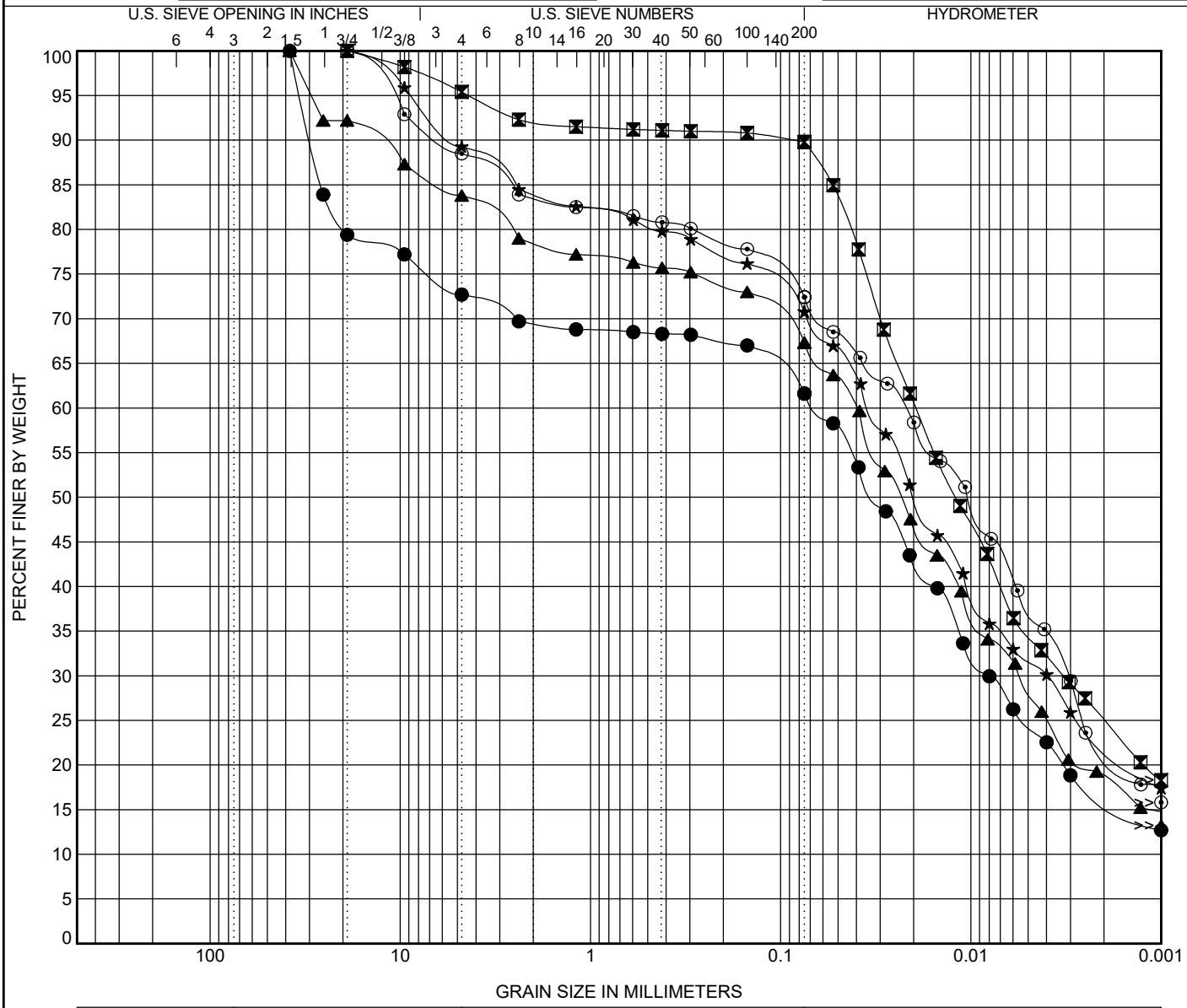
آزمایش دانه بندی

GRAIN SIZE DISTRIBUTION

Barangeotechnics

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr



COBBLES	GRAVEL		SAND			SILT OR CLAY
	coarse	fine	coarse	medium	fine	

	Borehole	Depth	Classification	LL	PL	PI	Cc	Cu
●	**BH-WH-5**	**0.50**	**GRAVELLY LEAN CLAY(CL)**	**27**	**19**	**8**		
⊠	**BH-WH-5**	**1.60**	**LEAN CLAY(CI)**	**35**	**21**	**14**		
▲	**BH-WH-5**	**2.50**	**SANDY SILTY CLAY with GRAVEL(CL-ML)**	**28**	**22**	**6**		
★	**BH-WH-5**	**4.06**	**LEAN CLAY with SAND(CI)**	**31**	**19**	**12**		
⊙	**BH-WH-5**	**5.50**	**SILTY CLAY with SAND(CL-ML)**	**28**	**21**	**7**		

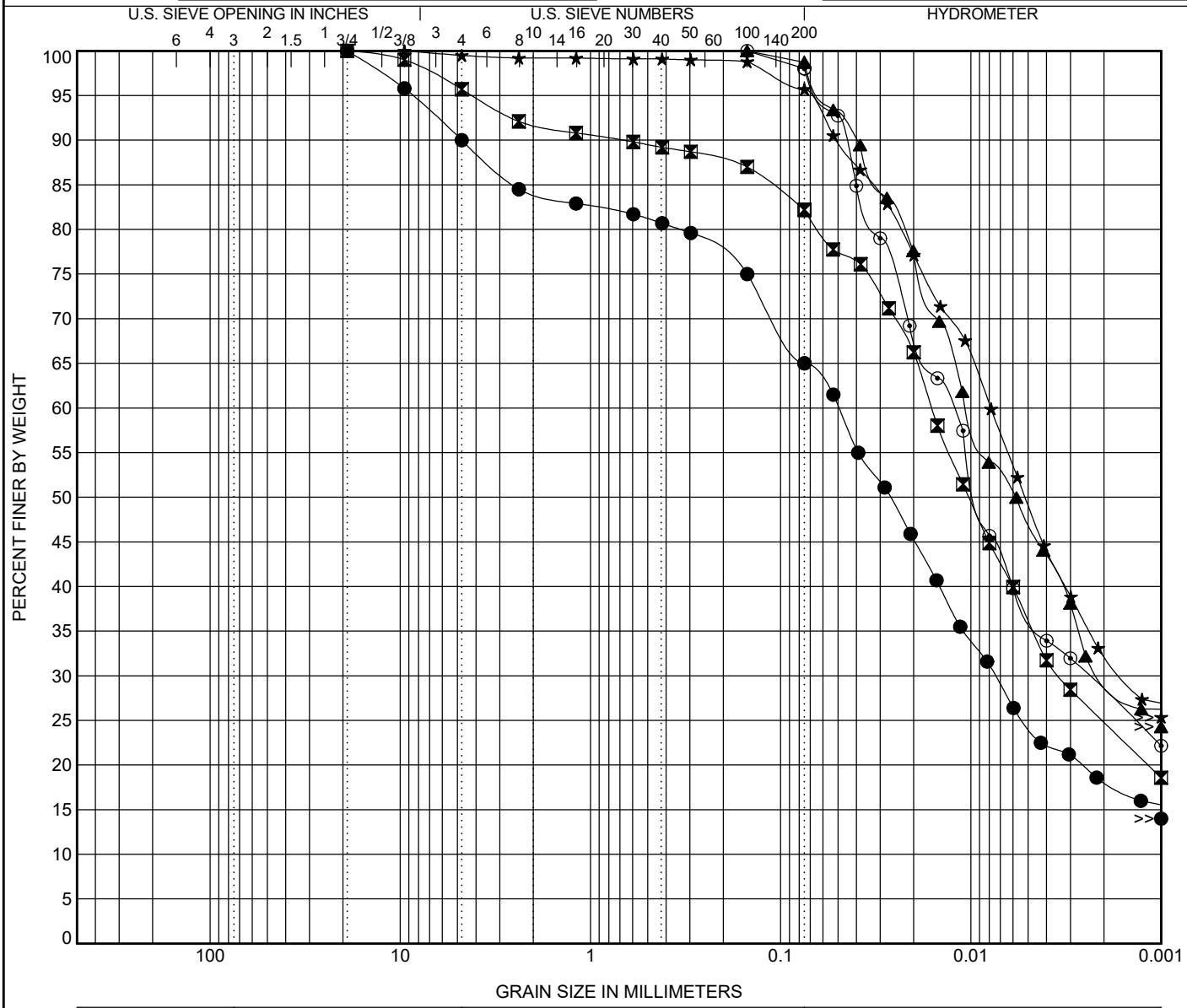
	Borehole	Depth	D100	D60	D30	D10	%Gravel	%Sand	%Silt	%Clay
●	**BH-WH-5**	**0.50**	**38.1**	**0.063**	**0.008**		**27.3**	**11.1**	**45.0**	**16.6**
⊠	**BH-WH-5**	**1.60**	**19**	**0.019**	**0.003**		**4.6**	**5.6**	**64.8**	**25.0**
▲	**BH-WH-5**	**2.50**	**38.1**	**0.04**	**0.005**		**16.2**	**16.5**	**48.7**	**18.6**
★	**BH-WH-5**	**4.06**	**19**	**0.033**	**0.004**		**10.7**	**18.5**	**48.0**	**22.8**
⊙	**BH-WH-5**	**5.50**	**19**	**0.022**	**0.003**		**11.5**	**16.1**	**50.7**	**21.7**

GRAIN SIZE DISTRIBUTION

Barangeotechnics

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr



COBBLES	GRAVEL		SAND			SILT OR CLAY
	coarse	fine	coarse	medium	fine	

	Borehole	Depth	Classification	LL	PL	PI	Cc	Cu
●	**BH-WH-5**	**7.00**	**SANDY SILT(ML)**	**NP**	**NP**	**NP**		
⊠	**BH-WH-5**	**8.50**	**LEAN CLAY with SAND(CI)**	**34**	**20**	**14**		
▲	**BH-WH-5**	**10.45**	**LEAN CLAY(CI)**	**38**	**24**	**14**		
★	**BH-WH-5**	**11.50**	**LEAN CLAY(CI)**	**39**	**23**	**16**		
⊙	**BH-WH-5**	**12.80**	**LEAN CLAY(CI)**	**45**	**26**	**19**		

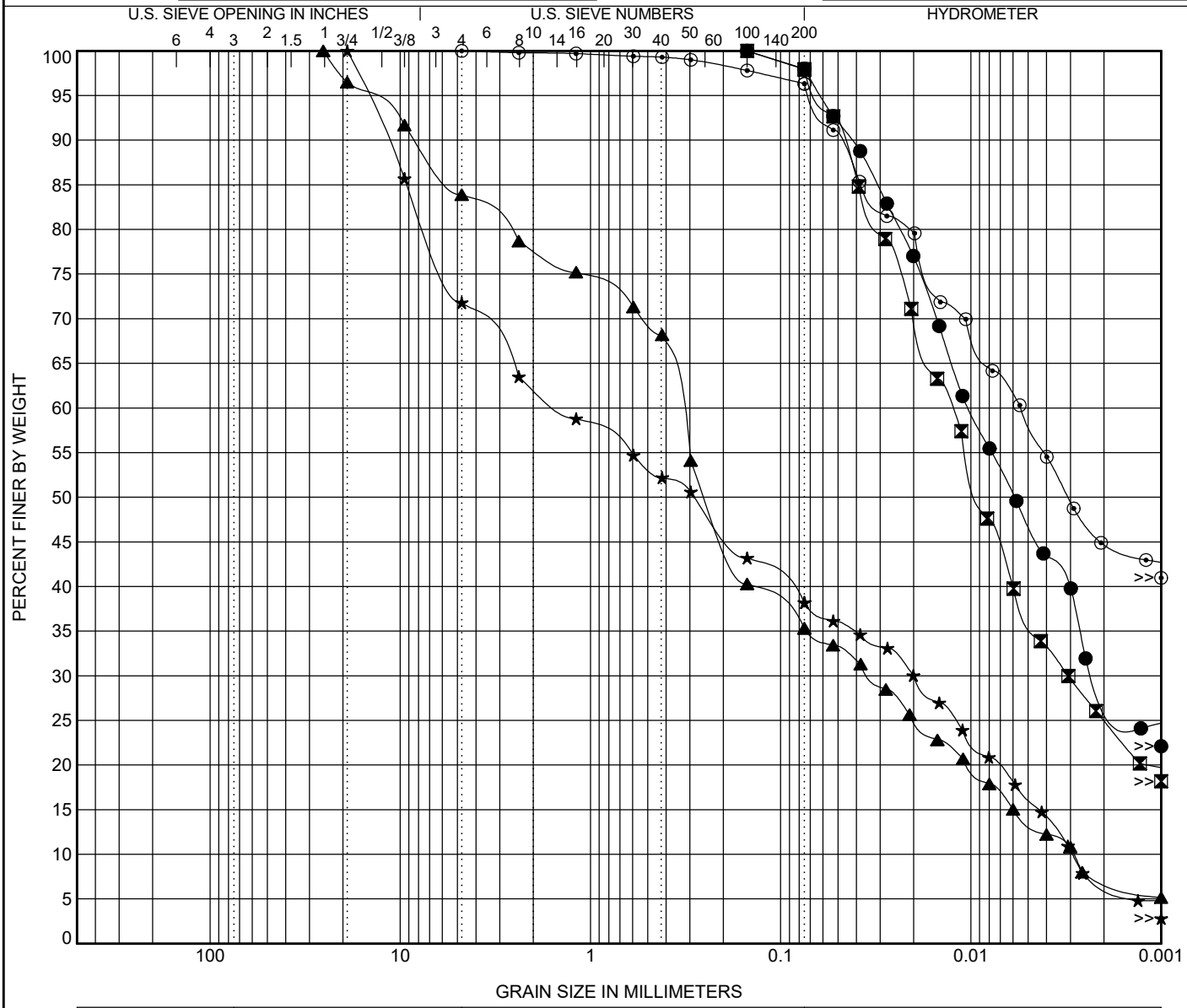
	Borehole	Depth	D100	D60	D30	D10	%Gravel	%Sand	%Silt	%Clay
●	**BH-WH-5**	**7.00**	**19**	**0.049**	**0.007**		**10.0**	**25.0**	**46.8**	**18.2**
⊠	**BH-WH-5**	**8.50**	**19**	**0.016**	**0.003**		**4.3**	**13.5**	**57.4**	**24.8**
▲	**BH-WH-5**	**10.45**	**0.15**	**0.01**	**0.002**		**0.0**	**1.3**	**68.5**	**30.2**
★	**BH-WH-5**	**11.50**	**9.51**	**0.008**	**0.002**		**0.5**	**3.8**	**63.3**	**32.4**
⊙	**BH-WH-5**	**12.80**	**0.15**	**0.013**	**0.002**		**0.0**	**2.0**	**69.7**	**28.3**

GRAIN SIZE DISTRIBUTION

Barangeotechnics

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr



COBBLES	GRAVEL		SAND			SILT OR CLAY
	coarse	fine	coarse	medium	fine	

	Borehole	Depth	Classification	LL	PL	PI	Cc	Cu
●	**BH-WH-5**	**13.60**	**LEAN CLAY(CI)**	**39**	**25**	**14**		
⊠	**BH-WH-5**	**14.50**	**SILT(ML)**	**47**	**29**	**18**		
▲	**EL-5**	**0.50**	**CLAYEY SAND with GRAVEL(SC)**	**27**	**19**	**8**	**1.10**	**119.23**
★	**EL-5**	**1.50**	**CLAYEY SAND with GRAVEL(SC)**	**27**	**18**	**9**	**0.10**	**485.12**
⊙	**EL-5**	**2.50**	**LEAN CLAY(CI)**	**35**	**19**	**16**		

	Borehole	Depth	D100	D60	D30	D10	%Gravel	%Sand	%Silt	%Clay
●	**BH-WH-5**	**13.60**	**0.15**	**0.01**	**0.002**		**0.0**	**2.0**	**68.7**	**29.3**
⊠	**BH-WH-5**	**14.50**	**0.15**	**0.013**	**0.003**		**0.0**	**2.1**	**72.9**	**25.0**
▲	**EL-5**	**0.50**	**25.4**	**0.343**	**0.033**	**0.003**	**16.1**	**48.6**	**28.1**	**7.2**
★	**EL-5**	**1.50**	**19**	**1.42**	**0.02**	**0.003**	**28.2**	**33.6**	**31.5**	**6.7**
⊙	**EL-5**	**2.50**	**4.75**	**0.005**			**0.0**	**3.7**	**51.5**	**44.8**

پیوست ۴-۲

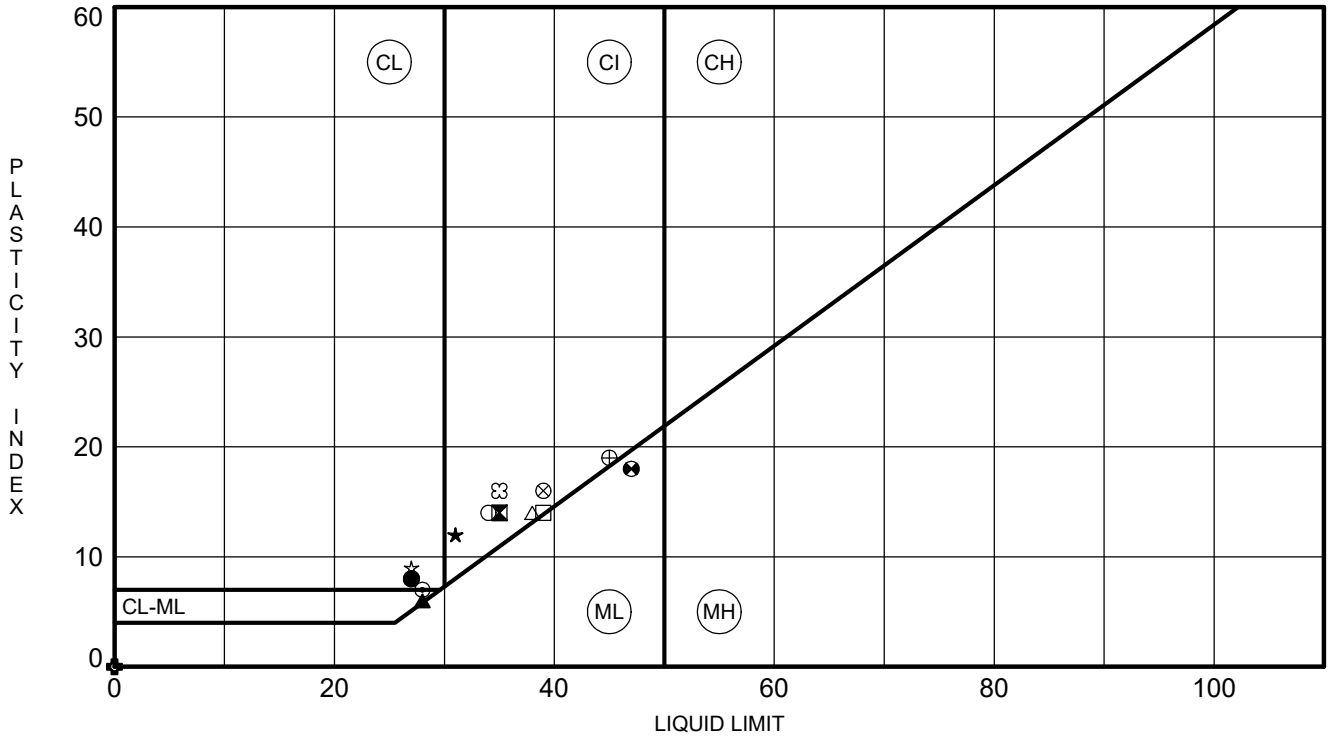
آزمایش حدود اتربرگ

ATTERBERG LIMITS' RESULTS

Barangeotechnics

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr



	Borehole	Depth	LL	PL	PI	Fines	Classification
●	BH-WH-5	0.50	27	19	8	62	GRAVELLY LEAN CLAY(CL)
⊠	BH-WH-5	1.60	35	21	14	90	LEAN CLAY(CI)
▲	BH-WH-5	2.50	28	22	6	67	SANDY SILTY CLAY with GRAVEL(CL-ML)
★	BH-WH-5	4.06	31	19	12	71	LEAN CLAY with SAND(CI)
⊙	BH-WH-5	5.50	28	21	7	72	SILTY CLAY with SAND(CL-ML)
✿	BH-WH-5	7.00	NP	NP	NP	65	SANDY SILT(ML)
○	BH-WH-5	8.50	34	20	14	82	LEAN CLAY with SAND(CI)
△	BH-WH-5	10.45	38	24	14	99	LEAN CLAY(CI)
⊗	BH-WH-5	11.50	39	23	16	96	LEAN CLAY(CI)
⊕	BH-WH-5	12.80	45	26	19	98	LEAN CLAY(CI)
□	BH-WH-5	13.60	39	25	14	98	LEAN CLAY(CI)
⊗	BH-WH-5	14.50	47	29	18	98	SILT(ML)
◕	EL-5	0.50	27	19	8	35	CLAYEY SAND with GRAVEL(SC)
☆	EL-5	1.50	27	18	9	38	CLAYEY SAND with GRAVEL(SC)
⊠	EL-5	2.50	35	19	16	96	LEAN CLAY(CI)

پیوست ۴-۳

آزمایش دانسیته و درصد رطوبت

SUMMARY OF LABORATORY RESULTS

Barangeotechnics

CLIENT _____ **PROJECT NAME** Binak-W-007S

PROJECT NUMBER 589 **PROJECT LOCATION** Booshehr

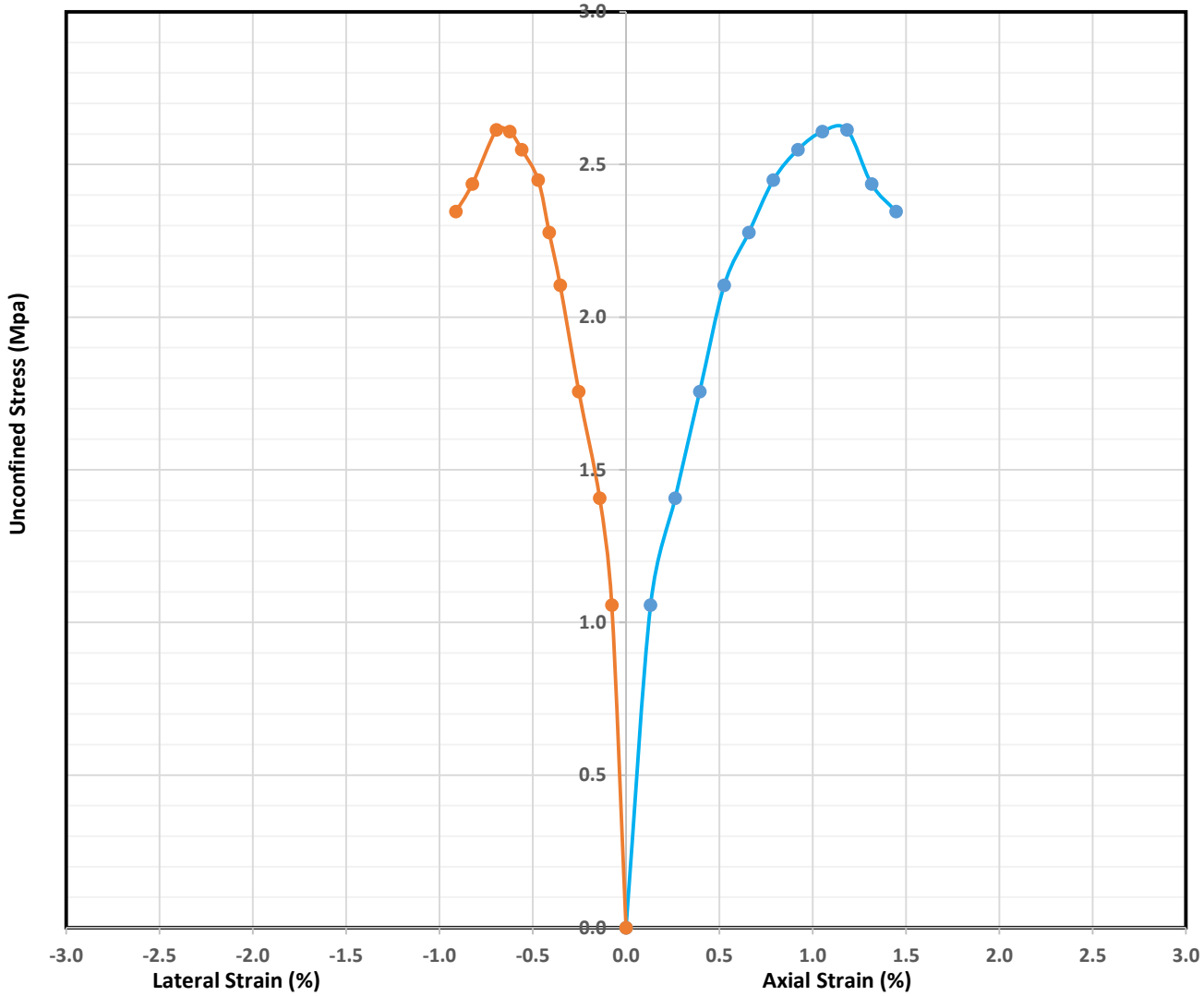
Borehole	Depth	Liquid Limit	Plastic Limit	Plasticity Index	Maximum Size (mm)	%<0.075 Sieve	Class-ification	Water Content (%)	Dry Density (Mg/m^3)	Satur-ation (%)	Void Ratio
BH-WH-5	0.5	27	19	8	38.1	62	CL	11.2	1.79		
BH-WH-5	1.6	35	21	14	19	90	CI				
BH-WH-5	2.5	28	22	6	38.1	67	CL-ML	6.4	1.94		
BH-WH-5	4.1	31	19	12	19	71	CI	11.0	1.81		
BH-WH-5	5.5	28	21	7	19	72	CL-ML	8.8	1.82		
BH-WH-5	7.0	NP	NP	NP	19	65	ML	10.7	1.85		
BH-WH-5	8.5	34	20	14	19	82	CI	9.1	1.92		
BH-WH-5	10.5	38	24	14	0.15	99	CI	7.8	1.86		
BH-WH-5	11.5	39	23	16	9.51	96	CI	6.9	1.90		
BH-WH-5	12.8	45	26	19	0.15	98	CI	11.4	1.86		
BH-WH-5	13.6	39	25	14	0.15	98	CI	8.8	1.93		
BH-WH-5	14.5	47	29	18	0.15	98	ML				
EL-5	0.5	27	19	8	25.4	35	SC	5.4	1.88		
EL-5	1.5	27	18	9	19	38	SC	9.7	1.81		
EL-5	2.5	35	19	16	4.75	96	CI	15.4	1.71		

پیوست ۴-۴

آزمایش تک محوری سنگ

Uniaxial Compression Test

CLIENT		**PROJECT NAME**	مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک
PROJECT NUMBER	589	**PROJECT LOCATION**	بوشهر



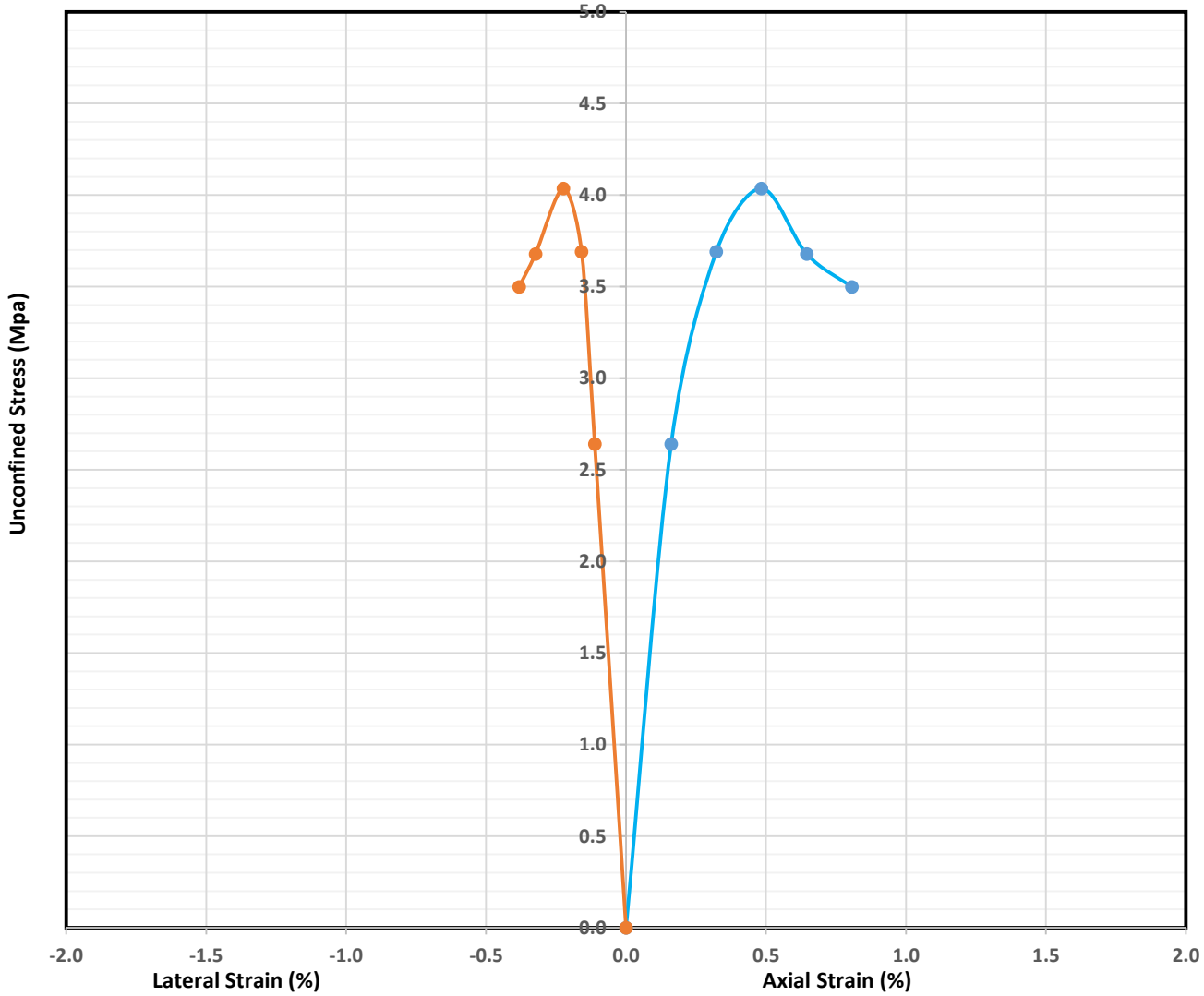
Sample Specification		Initial Condition	
Borehole ID:	WH-5	Bulk Density (kN/m^3):	20.92
Depth (m):	10.45-11.85	Dry Density (kN/m^3):	19.50
L (cm):	19.00	Moisture Content (%):	7.3
D (cm):	8.50	Strain Rate (%Per min.):	1.00

Test Results	
Unconfined Compressive Strength(MPa):	**2.6**

BKP- Lab- UCT

Uniaxial Compression Test

CLIENT		PROJECT NAME	مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک
PROJECT NUMBER	589	PROJECT LOCATION	بوشهر



Sample Specification		Initial Condition	
Borehole ID:	WH-5	Bulk Density (kN/m^3):	20.48
Depth (m):	12.8-13.0	Dry Density (kN/m^3):	19.28
L (cm):	15.50	Moisture Content (%):	6.2
D (cm):	8.50	Strain Rate (%Per min.):	1.00

Test Results	
Unconfined Compressive Strength(MPa):	**4.0**

BKP- Lab- UCT

پیوست ۴-۵

آزمایش بار نقطه ای

Point Load Test Result

Project Name: مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک

Client :

Project No.: 589

Borehole No.	Depth (m)	Load (kgf)	W (mm)	D (mm)	Is (Mpa.)	F	I_{50} (Mpa.)	UCT (approximately) (Mpa.)
BH-WH-5	2.50-3.0	32	80	82	0.04	1.25	0.05	1.05
BH-WH-5	5.5-6.0	65	82	81	0.08	1.24	0.10	2.10
BH-WH-5	8.5-9.0	60	82.3	82.2	0.07	1.25	0.09	1.92

Note:

$D_e = 4A/\pi$

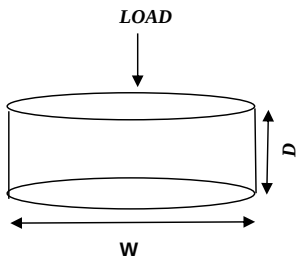
$A = WD$

$Is =$ *Calibrated Load/Area*

$F = (D/50)^{0.45}$

$I_{50} = Is*F$

$UCT \simeq I_{50}*22$



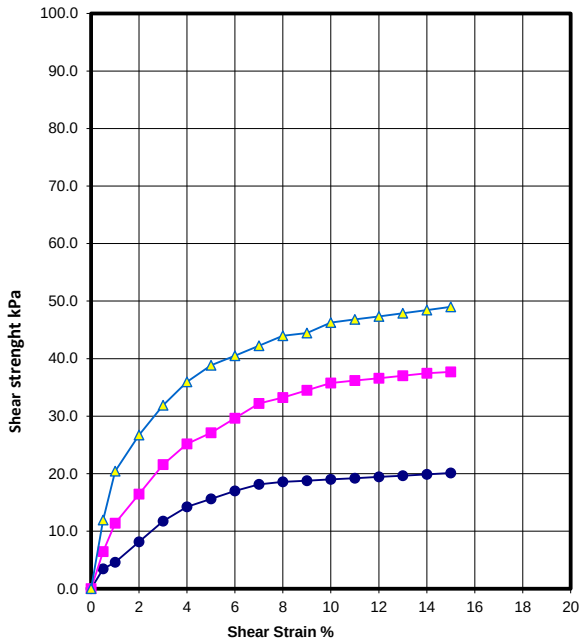
پیوست ۴-۶

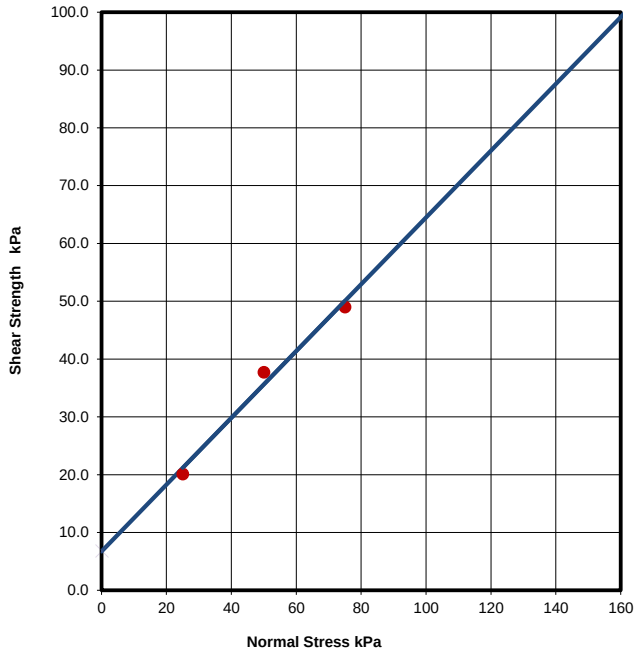
آزمایش‌برش مستقیم

Direct Shear Test

BARAN GEOTECHNICS

CLIENT		**PROJECT NAME**	مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک
PROJECT NUMBER	589	**PROJECT LOCATION**	بوشهر





Borehole ID:	**EL-5**	**Sample Type:**	**Remolded**
Sample Depth (m):	**0.5-1.0**	**Test Type:**	**Fast**

Sample Specification				**Sample Condition Before Test**				**Sample Condition After Test**			
Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3
Height (cm):	3.0	3.0	3.0	Moisture (%):	5.5	5.3	5.4	Moisture (%):	13.0	11.9	11.1
B*L (cm*cm):	10*10	10*10	10*10	Saturation (%):	36.64	35.94	35.58	Saturation (%):	99.84	96.18	92.97
γ_d (kN/m^3):	18.67	18.77	18.60	Void Ratio:	0.39	0.39	0.39	Void Ratio:	0.34	0.32	0.31

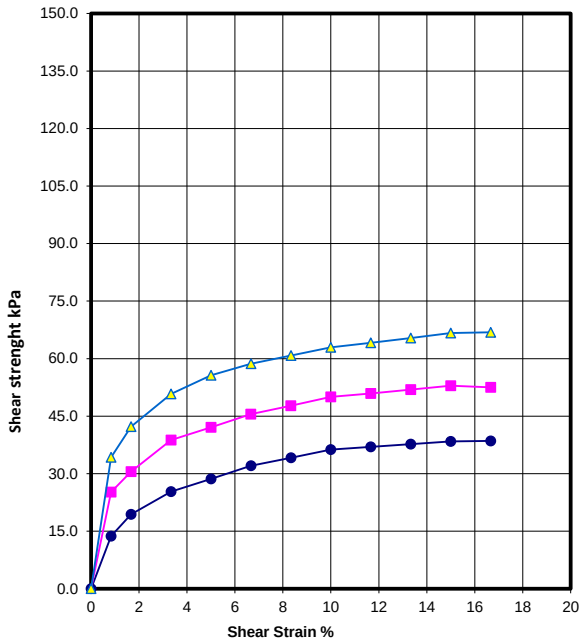
Test Results	
C (kPa):	**6.72**
ϕ (Degree):	**30**

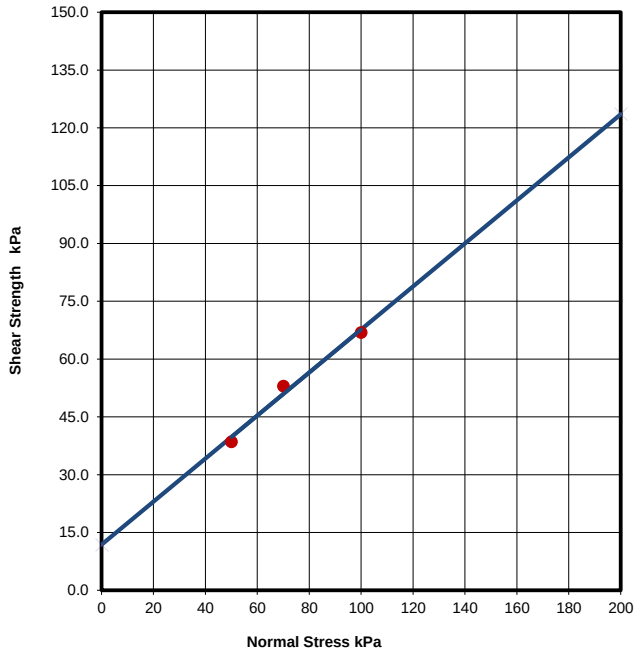
BKP-Lab- DST

Direct Shear Test

BARAN GEOTECHNICS

CLIENT		**PROJECT NAME**	مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک
PROJECT NUMBER	589	**PROJECT LOCATION**	بوشهر





Borehole ID:	**EL-5**	**Sample Type:**	**Remolded**
Sample Depth (m):	**2.5-3.0**	**Test Type:**	**Slow**

Sample Specification				**Sample Condition Before Test**				**Sample Condition After Test**			
Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3
Height (cm):	2.2	2.2	2.2	Moisture (%):	15.6	15.4	15.3	Moisture (%):	18.5	18.4	18.7
B*L (cm*cm):	6*6	6*6	6*6	Saturation (%):	76.99	78.09	75.55	Saturation (%):	95.30	96.32	97.55
γ_d (kN/m^3):	17.05	17.17	17.12	Void Ratio:	0.53	0.51	0.53	Void Ratio:	0.51	0.50	0.50

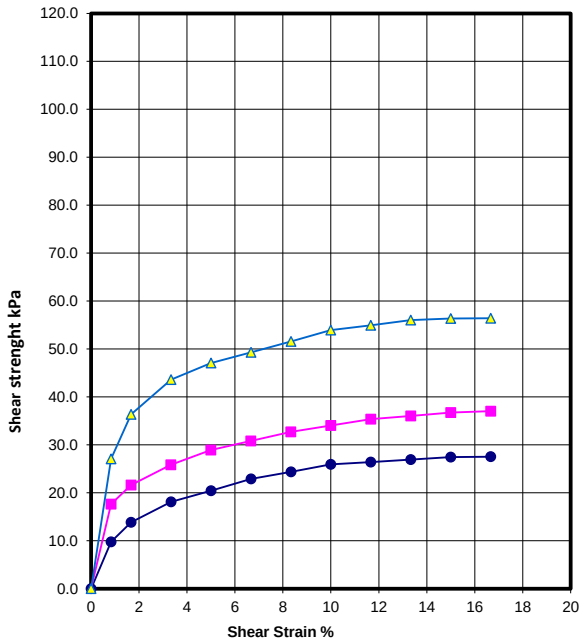
Test Results	
C (kPa):	**11.84**
ϕ (Degree):	**29**

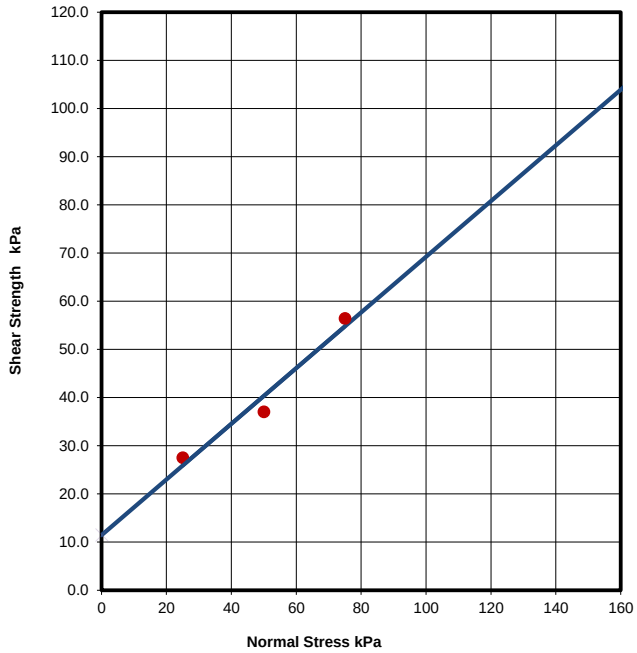
BKP-Lab- DST

Direct Shear Test

BARAN GEOTECHNICS

CLIENT		**PROJECT NAME**	مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک
PROJECT NUMBER	589	**PROJECT LOCATION**	بوشهر





Borehole ID:	**BH-WH-5**	**Sample Type:**	**Remolded**
Sample Depth (m):	**0.5-1.0**	**Test Type:**	**Slow**

Sample Specification				**Sample Condition Before Test**				**Sample Condition After Test**			
Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3	Sample No.:	1	2	3
Height (cm):	2.2	2.2	2.2	Moisture (%):	11.5	10.6	11.0	Moisture (%):	14.3	13.6	13.8
B*L (cm*cm):	6*6	6*6	6*6	Saturation (%):	89.15	81.94	85.23	Saturation (%):	98.62	98.61	99.33
γ_d (kN/m^3):	19.48	19.47	19.46	Void Ratio:	0.33	0.34	0.33	Void Ratio:	0.38	0.36	0.36

Test Results	
C (kPa):	**11.44**
ϕ (Degree):	**30**

BKP-Lab- DST

پیوست۴-۷

آزمایش نسبت وزن مخصوص (Gs)

Soil Specific Gravity Tests

Project: مطالعات ژئوتکنیک پروژه بینک

Project No. : 589-W-007S

Client:

BH No.	Depth (m)	Specific Gravity (Gs)
EL-5	0.5-1.0	2.65
EL-5	2.5-3.0	2.68

پیوست ۴-۸

آزمایش شیمیایی

پیوست ۴-۹

مقادیر پیشنهادی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک طبیعی

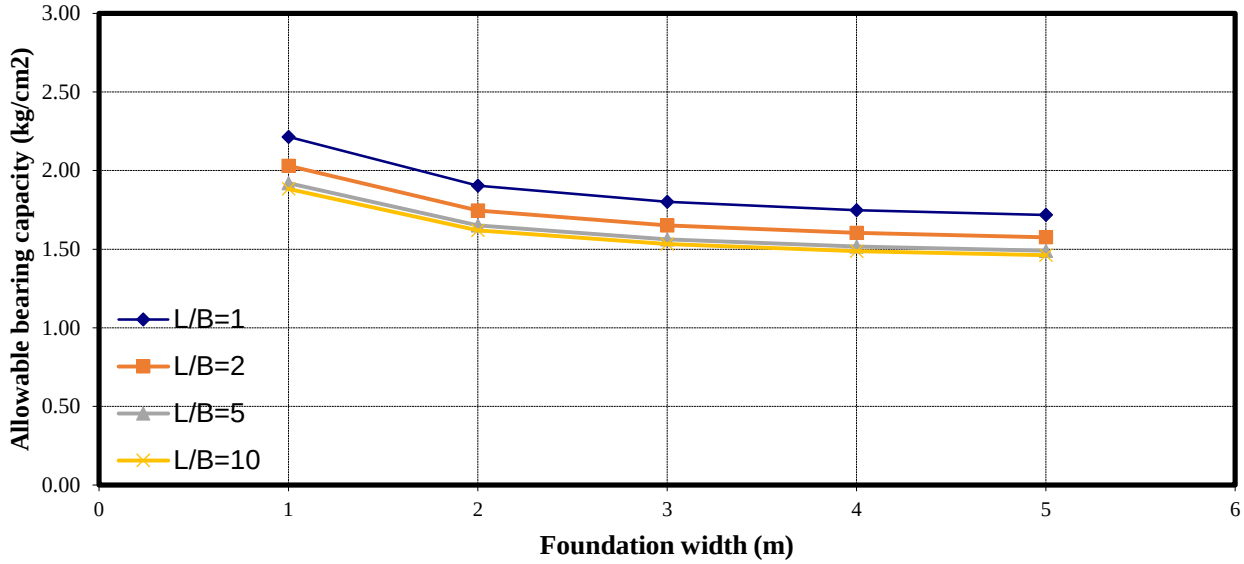
مقادیر پیشنهادی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک طبیعی‌در موقعیت بسته‌یW-007S

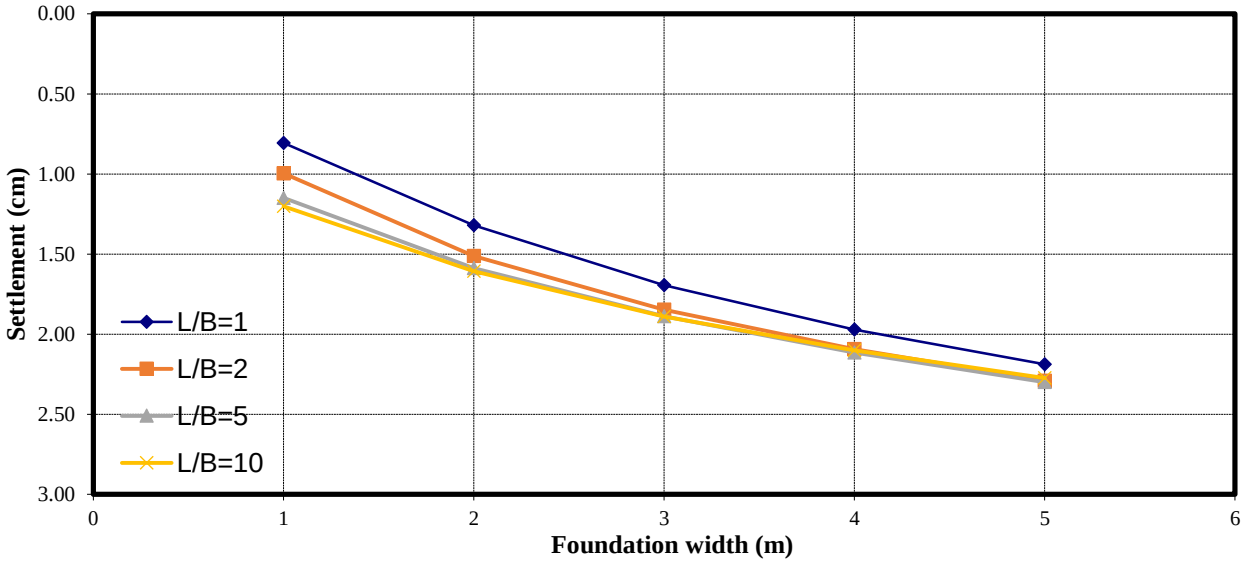
Layer type according to Unified method	***CL***	***Marl (CL)***	***Marl (CL)***	***Unit***
Depth	*0.0-4.0*	*4.0-12.0*	*12.0-15.0*	*m*
Soil cohesion (Cu)	*0.8-1.6*	*2.0-3.0*	*3.0-4.0*	*kg/cm2*
Soil wet density (γw)	*1.9-2.0*	*1.95-2.05*	*2.0-2.1*	*g/cm3*
Soil module of elasticity (Es)	*160-320*	*400-600*	*600-800*	*kg/cm2*
Soil Poisson ratio (υ)	*0.35-0.40*	*0.35-0.40*	*0.35-0.40*	-

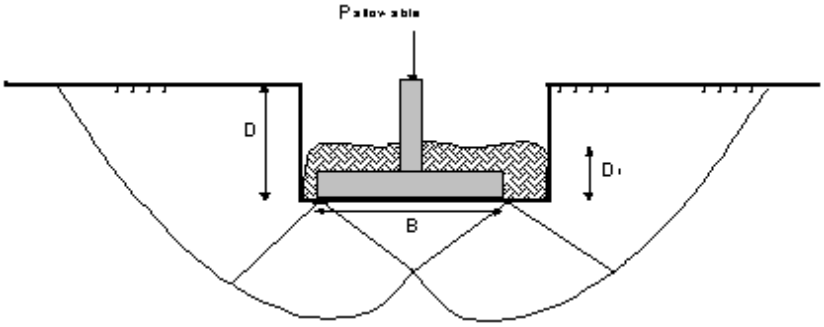
پیوست ۵

ظرفیت باربری پی های سطحی، مدول عکس العمل بستر و ضرایب فشار جانبی برای لایه های خاک طبیعی

Shallow Foundation - W-007S







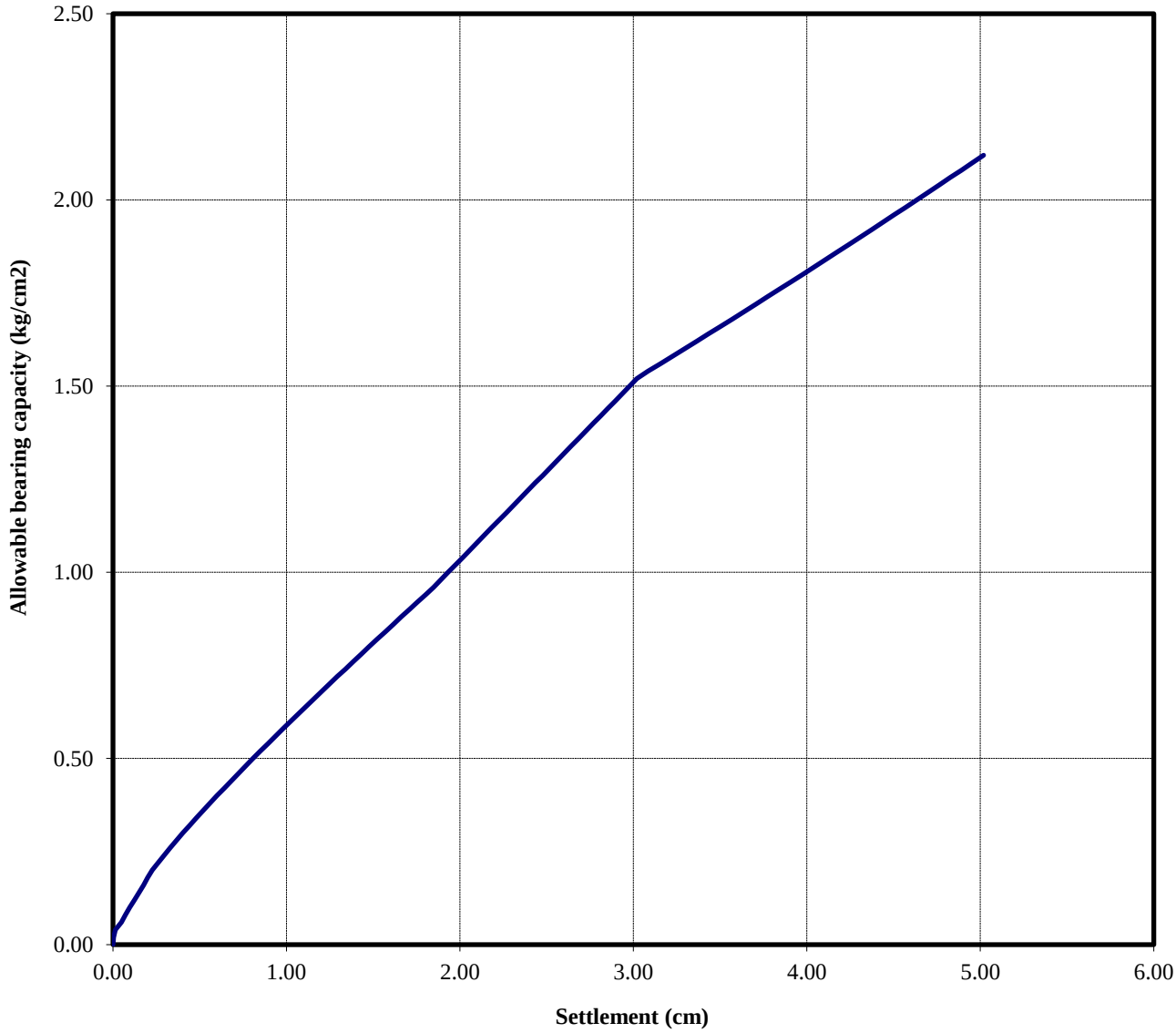
D= 1m
Df= 1m

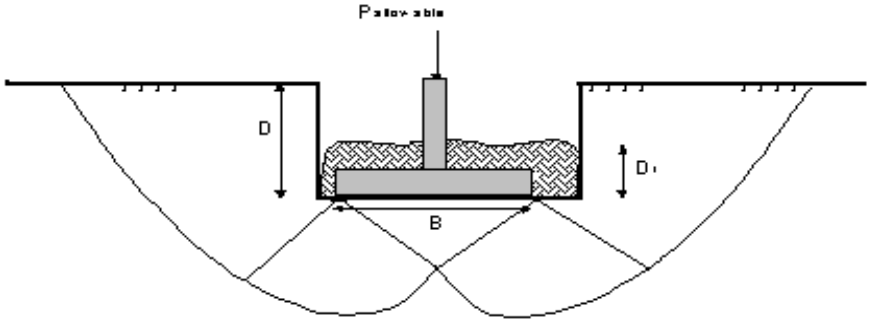
Notes:

D : Depth of footing with respect to ground surface

Df :Depth of footing embedment

Mat Foundation-12m*20m
W-007S





D= 1m
Df= 1m

Notes:
D : Depth of footing with respect to ground surface
Df :Depth of footing embedment

مدول عکس العمل بستر پی مربعی، مستطیلی و نواری برای عمق یک متر -W-007S

B(m)	مدول عکس‌العمل بستر پی سطحی (kg/cm3)			
	L/B=1	L/B=2	L/B=5	L/B=10
1.0	2.75	2.04	1.67	1.57
2.0	1.44	1.16	1.04	1.01
3.0	1.06	0.89	0.83	0.81
4.0	0.89	0.77	0.72	0.71
5.0	0.79	0.69	0.65	0.64

مدول عکس العمل بستر پی گسترده برای عمق یک متر -W-007S

B×L (m)	S(cm)	مدول عکس‌العمل بستر پی گسترده(kg/cm3)		
		گوشه پی	لبه پی	وسط پی
12×20	5	1.68	0.84	0.42

ضرایب فشار جانبی برای لایه‌های خاک طبیعی با فرض پر کردن پشت دیوار با خاکریز دانه‌ای

ضرایب فشار جانبی	علامت مشخصه	مقادیر عددی ضرایب فشار جانبی $\Phi = 30^\circ$ برای لایه طبیعی خاک درشت دانه
ضریب فشار جانبی سکون	K_0	۰/۵۰
ضریب فشار جانبی محرک در حالت استاتیکی	K_a	۰/۳۳
ضریب فشار جانبی مقاوم در حالت استاتیکی	K_p	۳/۰۰

پیوست ۶

گزارش GSI

۱– مقدمه

میدان نفتی بینک از میدان‌های نفتی ایران است، میدان بینک در سال ۱۳۲۸ توسط شرکت اکتشاف و تولید نفت ایران کشف شد و بهره‌برداری از آن در سال ۱۳۴۶ آغاز گردید. حجم ذخیره درجای نفت خام این میدان در حدود ۲ میلیارد و ۸۹۰ میلیون بشکه برآورد می‌شود.

حجم نفت درجای میدان بینک بر اساس محاسبات انجام شده توسط مدیریت امور فنی شرکت ملی مناطق نفت‌خیز جنوب، معادل ۲ میلیارد و ۸۹۰ میلیون بشکه متعارفی پیش‌بینی شده است. این میدان در سال ۱۳۲۸ کشف شد و در سال ۱۳۴۶ به بهره‌برداری رسید. توسعه میدان نفتی بینک نخستین بار در سال ۱۳۸۱ انجام گرفت و ظرفیت تولید نفت این میدان به ۲۶ هزار بشکه در روز رسید

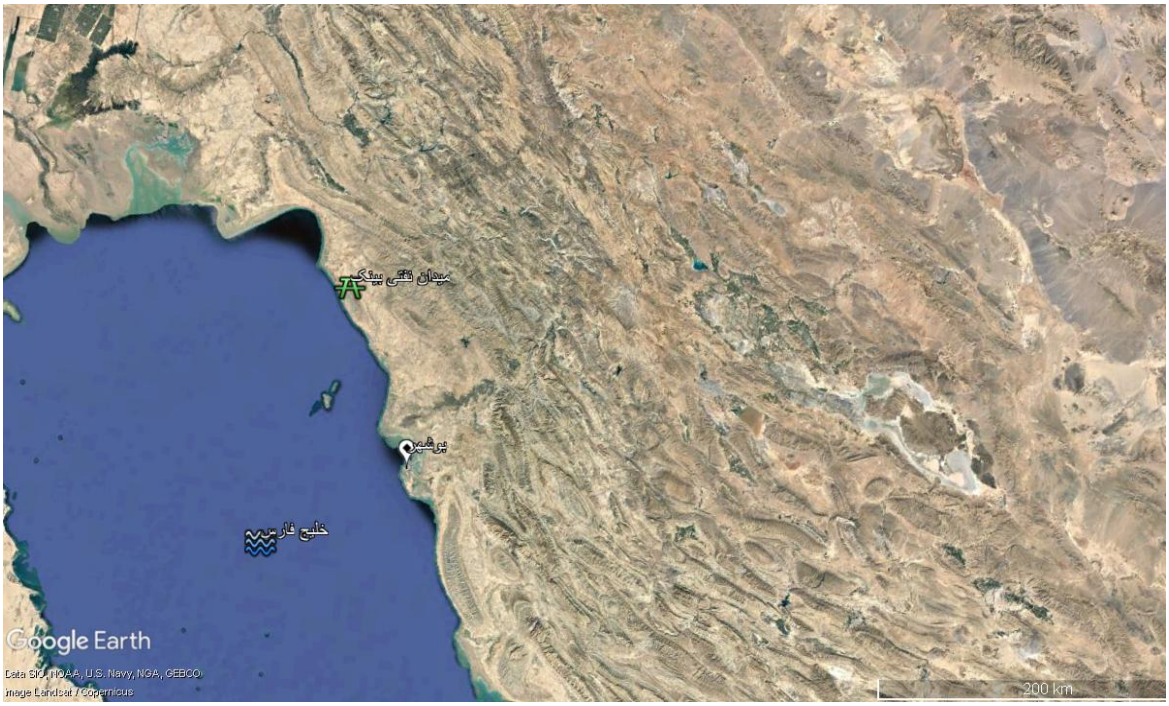
میدان نفتی بینک در افق آسماری دارای ابعادی به طول ۴۲ کیلومتر و عرض متوسط ۶ کیلومتر است. وجود هیدروکربور در سازندهای آسماری و جهرم در سال ۱۳۴۲ توسط شرکت اکتشاف و تولید نفت ایران، با حفر چاه شماره ۱ گلخاری به اثبات رسید. چاه‌های شماره ۱ و ۲ برای اکتشاف و توصیف مخازن آسماری و گروه خامی، حفاری شدند و حفاری چاه شماره ۳ نیز در سال ۱۳۵۷ توسط شرکت آسکو انجام شد. سازندهای آسماری و جهرم این میدان به دلیل ارتباط فشاری مناسب، به عنوان یک مخزن واحد محسوب می‌شوند.

شرح کار پروژه:

- احداث جاده دسترسی و احداث محل چاه ۶ حلقه چاه جدید در مخازن بنگستان و آسماری
- تعمیر جاده دسترسی و تعمیر محل چاه ۴ حلقه چاه موجود مخزن بنگستان

۲– موقعیت جغرافیایی

میدان نفتی بینک در استان بوشهر، در فاصله ۲۰ کیلومتری از شمال‌غربی بندر گناوه و در ساحل خلیج فارس مستقر می‌باشد این میدان از شمال با میدان نفتی گلخاری، میدان نفتی بی‌بی‌حکیمه و میدان نفتی سیاهمکان و از جنوب با میدان نفتی خارک، در دریا هم‌جوار است. در تصاویر شماره ۱، موقعیت پروژه بر روی تصویر ***GoogleEarth*** و نقشه جغرافیایی استان بوشهر نشات داده شده است.



تصویر ۱: موقعیت جغرافیایی میدان نفتی بینک

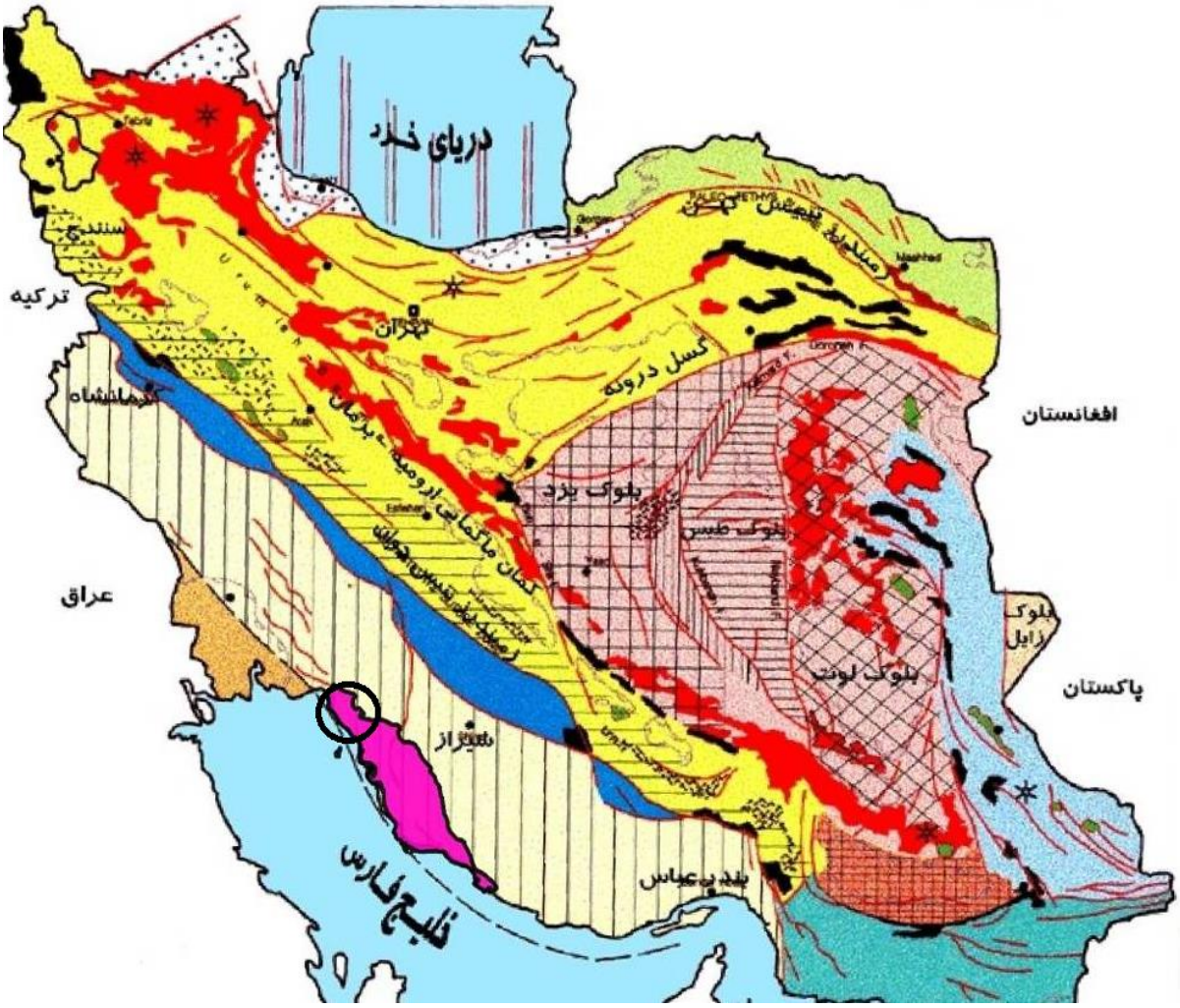
۳– هدف مطالعات

یکی از مهمترین مشکلات قراردادی در ساخت سازه در سنگ مسئله تغییر شرایط زمین در مسیر پروژه در حین سنگبرداری است. به منظور غلبه بر این مشکل در فهرست بهای راه و باند، بهره‌گیری از طبقه‌بندی شاخص مقاومت زمین‌شناسی(GSI) تاکید شده است. بر اساس فهرست بهای راه و باند (عملیات خاکی با ماشین) برای تعیین انواع زمین از شاخص مقاومت زمین‌شناسی(GSI) می‌توان استفاده کرد.

هدف از ارائه گزارش حاضر، تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی ۱۰ حلقه چاه نفت و ۲ ایستگاه تقویت فشار گاز در میدان نفتی بینک به منظور افزایش تولید نفت می باشد.

۴ – موقعیت زمین شناسی

ا ستان ساحلی بو شهر، متعلق به زون زاگرس و زیر پهنه زاگرس چین‌خورده می با شد. زون زاگرس به سه ناحیه تقسیم می‌شود و بیشترین ر سوبات دیده شده در آن متعلق به زاگرس چین خورده می باشد. زاگرس چین خورده در جنوب غربی ایران واقع شـده اسـت و پهنای آن در حدود ۱۵۰ تا ۲۵۰ کیلومتر تخمین زده می شـود. دارای روند تقریباً شـمال غربی – جنوب شـرقی اسـت و در آن رسـوبات پالئوزوئیک، مزوزوئیک و تر سیر بطور هم شیب قرار دارند. در اینفرا کامبرین تا تریاس ر سوبات دیده شده در این ناحیه م شابه ایران مرکزی و البرز می باشـد. در اوایل پرمین بوسـیله رسـوبات تبخیری قاره ای زاگرس پوشـیده شـده که بعداً رسوبات آهکی مربوط به دریای کم عمق همراه با شیل و رخساره های کولابی تا تریاس میانی در آن گذاشته شده است. در تصور ۲ موقعیت زمین شناسی محل پروژه نشان داده شده است.



تصویر ۲- موقعیت استان بوشهر در تقسیم‌بندی پهنه‌های رسوبی- ساختاری ایران (آقانباتی ، ۱۳۷۹)

۵-سازند آغاجاری

نام سازند از میدان نفتی آغاجاری انتخاب شده است و مقطع آن در طول جاده امیدیه که به چاه های میدان نفتی آغاجاری منتهی می شود، اندازه گیری شده است. ضخامت این سازند زیاد و به ۲۹۶۵ متر می رسد. سازند آغاجاری از نظر لیتولوژی شامل ماسه سنگهای آهک دار قهوه ای خاکستری، رگه های گچ مارن های قرمز، و سیلیستون است. در کنتاکت زیرین سازند آغاجاری، مارن های خاکستری و آهک های سازند میشان قرار دارد که حد بین آنها تدریجی و هم شیب است. در کنتاکت فوقانی سازند آغاجاری، سازند بختیاری به حالت دگرشیبی دیده می شود. سن سازند آغاجاری از میوسن فوقانی تا پلیوسن تعیین شده است. از نظر گسترش جغرافیایی ، ضخامت سازند آغاجاری از ۶۱۰ متر تا ۳۰۴۸ متر متغیر است. لیتولوژی این سازند در محدوده استان فارس بطور غالب از جنس ماسه سنگ آهک دار قهوه ای مایل به خاکستری و کمی هوازده،

ژیپس حفره دار، مارن قرمز و سیلتستون بوده و گسترش آن تقریبا در سراسر منطقه به چشم می‌خورد. در محدوده مطالعاتی میدان نفتی بینک، لیتولوژی این سازند غالبا از مارن های الوان(قرمز-سبز) با میان لایه های ماسه سنگی و سیلتستون تشکیل شده است.

در تصاویر ۳ الی ۵ نمایی از این سازند در محل طرح نشان داده شده است.

تصویر ۳: نمایی از تناوب مارن و ماسه سنگ در محدوده چاه نفتی BK-05 بینک

تصویر ۴: نمایی از تناوب مارن و ماسه سنگ در محدوده چاه نفتی W-08N بینک

تصویر ۵: نمایی از تناوب مارن و ماسه سنگ در محدوده چاه نفتی W-18S بینک

۶– تعیین کیفی شاخص مقاومت زمین شناسی (GSI=Geological Strength Index)

شاخص مقاومت زمین‌شناسی(GSI) در سال ۱۹۹۲ توسط هوک و همکاران معرفی شد. سپس این شاخص برای توده سنگ‌های ضعیف نیز توسط هوک و همکاران، ۱۹۹۴ و هوک و مارینوس، ۲۰۰۰، توسعه داده شد. مارینوس و هوک، ۲۰۰۱ نموداری برای تعیین شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده سنگ‌های ناهمگن مانند فلیش که شامل ترکیبی از تناوب سنگ‌های ضعیف و قوی بهم‌ریخته (تناوب ماسه‌سنگ و سیلتستون)است پیشنهاد نمودند. این نمودار در سال ۲۰۰۷ توسط مارینوس و همکاران تدقیق شد.

شاخص مقاومت زمین‌شناسی ویژگی‌های سنگ بکر را به توده سنگ مرتبط می‌کند. این ارتباط بر اساس ارزیابی جنس زمین‌شناختی(لیتولوژی)، ساختار زمین‌ساختی و شرایط سطح ناپیوستگی‌های توده سنگ است که بر پایه برداشت صحرایی توده سنگ‌های قابل مشاهده در رخنمون‌ها، حفاری‌های سطحی مانند ترانشه‌های راه، جبهه‌های کاری و سطوح اطراف تونل و مغزه‌های گمانه انجام می‌گیرد. این روش دو پارامتر اساسی فرآیند زمین‌شناختی(بلوکی شدن توده سنگ و شرایط ناپیوستگی‌ها) را مورد استفاده قرار می‌دهد. بنابراین محدودیت‌های اصلی زمین‌شناختی حاکم بر سازندها را در نظر می‌گیرد. این شاخص روشی آسان برای ارزیابی توده سنگ در صحرا می‌باشد.

نوع توده سنگ یک فاکتور کنترلی در ارزیابی روش حفاری است. بطوریکه آن، ارتباط نسبتا نزدیکی با تعداد دسته ناپیوستگی دارد و گویای ساختار توده سنگ است. شاخص مقاومت زمین‌شناسی وابسته به مقیاس نیست، با این وجود هر نوع سنگی یک ارتباط گسترده‌ای با اندازه بلوک دارد مثلا توده سنگ بلوکی، دارای بلوک‌های بزرگتر از یک توده سنگ خیلی بلوکی و یا توده سنگ منفصل (که از قطعات خیلی کوچک ساخته شده است) دارد. این ارتباط فقط جنبه آموزشی دارد، بنابراین قابل کاربرد برای توده سنگ ویژه‌ای نیست مثلا توده سنگ شیستی برشی که فاصله‌داری صفحات شیستوزیته معادل با صفحات ناپیوستگی است و لذا مفهوم حجم بلوک قابل استفاده نیست.

مقاومت و پایداری یک توده سنگ به ۲ عامل زیر وابسته است:

الف-ویژگی‌های مهندسی سنگ بکر

ب- درجه آزادی قطعات سنگی نسبت به لغزش و چرخش تحت شرایط مختلف تنش

اهمیت درجه آزادی قطعات سنگی در شرایط سطحی و کم عمق از مقاومت سنگ بکر بسیار بالاتر است.

درجه آزادی قطعات سنگی نیز از طریق ۲ عامل مهم زیر کنترل میشود:

۱- شکل هندسی بلوک‌های سنگی(ساختار توده سنگ)

۲- شرایط سطحی ناپیوستگی‌ها

بطور مثال توده‌سنگ‌های زاویه‌دار با سطح ناپیوستگی زبر و تمیز به مراتب از توده‌سنگ‌های با قطعات گرد و حاوی مصالح هوازده و دگرسان مقاوم‌تر است.

در ابتدا شاخص مقاومت زمین شناسی بر اساس مشاهدات کیفی زمین‌شناسی و با استفاده از ۲ فاکتور زیر تعریف گردید(تصویر ۶):

- ۱- شرایط کیفی ساختاری(درجه بلوک‌شدگی و درهم قفل شدگی قطعات سنگی)
- ۲- شرایط کیفی سطح ناپیوستگی‌ها

بر اساس دو شرط بالا، توده‌سنگ‌ها به ۲۶ گروه تقسیم شده‌اند که با ارزیابی شرایط فوق در محل رخنمون، می‌توان شاخص مقاومت زمین شناسی توده‌سنگ مورد نظر را تخمین زد.

در ادامه طبقه‌بندی هر یک از دو فاکتور فوق برای تعیین شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده‌سنگ تشریح شده است.

۱-شرایط کیفی ساختاری

شرایط کیفی ساختاری بر اساس فاصله‌داری(Spacing)، شکل بلوک(Block shape)، بهم‌قفل شدگی(Interlocking) بلوک‌ها و میزان بهم‌ریختگی(Distubing) ساختاری به ۶ رده زیر قابل تفکیک هستند(Singh & Goel,2011):

۱-سنگ بکر و توده‌ای(Intact/Massive):

سنگ بکر یا توده‌ای دارای ناپیوستگی‌های پراکنده با فاصله‌داری زیاد Spacing>100cm

۲-بلوکی(Blocky):

توده‌سنگ بدون بهم‌ریختگی و خوب بهم قفل شده شامل بلوک‌های مکعبی حاصل از ۳ دسته ناپیوستگی تقریبا قائم با فاصله‌داری Spacing:30-100cm

۳-بسیار بلوکی(Very blocky):

توده‌سنگ با بهم‌ریختگی کم و نسبتا بهم قفل شده شامل بلوک‌های چندوجهی زاویه‌دار حاصل از ۴ دسته ناپیوستگی یا بیشتر با فاصله‌داری Spacing:10-30cm

۴-بلوکی چین‌خورده(Blocky/Folded):

توده‌سنگ بهم‌ریخته درزه‌دار گسل خورده و یا چین‌خورده با بلوک‌های زاویه‌دار حاصل از تعداد زیادی دسته ناپیوستگی متقاطع با فاصله‌داری Spacing:3-10cm و دارای لایه‌بندی یا شیستوزیته ممتد

۵-توده‌سنگ منفصل/خردشده(Disintegrated/Crushed):

توده‌سنگ به شدت خردشده و بهم‌ریخته با درجه بهم‌قفل‌شدگی ضعیف با ترکیبی از قطعات زاویه‌دار و گردشده و ناپیوستگی‌های با فاصله‌داری Spacing<3cm

۶-توده‌سنگ متورق(شیستوزیته)/برش خورده(Laminated/Sheared):

توده‌سنگ فاقد بلوک بعلت فاصله‌داری نزدیک Spacing<1cm شیستوزیته ضعیف یا صفحات برشی

۲-شرایط کیفی سطح ناپیوستگیها

شرایط کیفی سطوح ناپیوستگیها بر اساس ۳ پارامتر زیر قابل تعیین است:

۱-ناهمواری و زبری

۲-میزان هوازدگی

۳-پرشدگی

بر اساس پارامترهای فوق، شرایط کیفی سطح ناپیوستگی‌ها به ۵ رده زیر قابل تفکیک است:

۱-خیلی خوب(Very good): خیلی زبر، سطح بدون هوازدگی و تازه

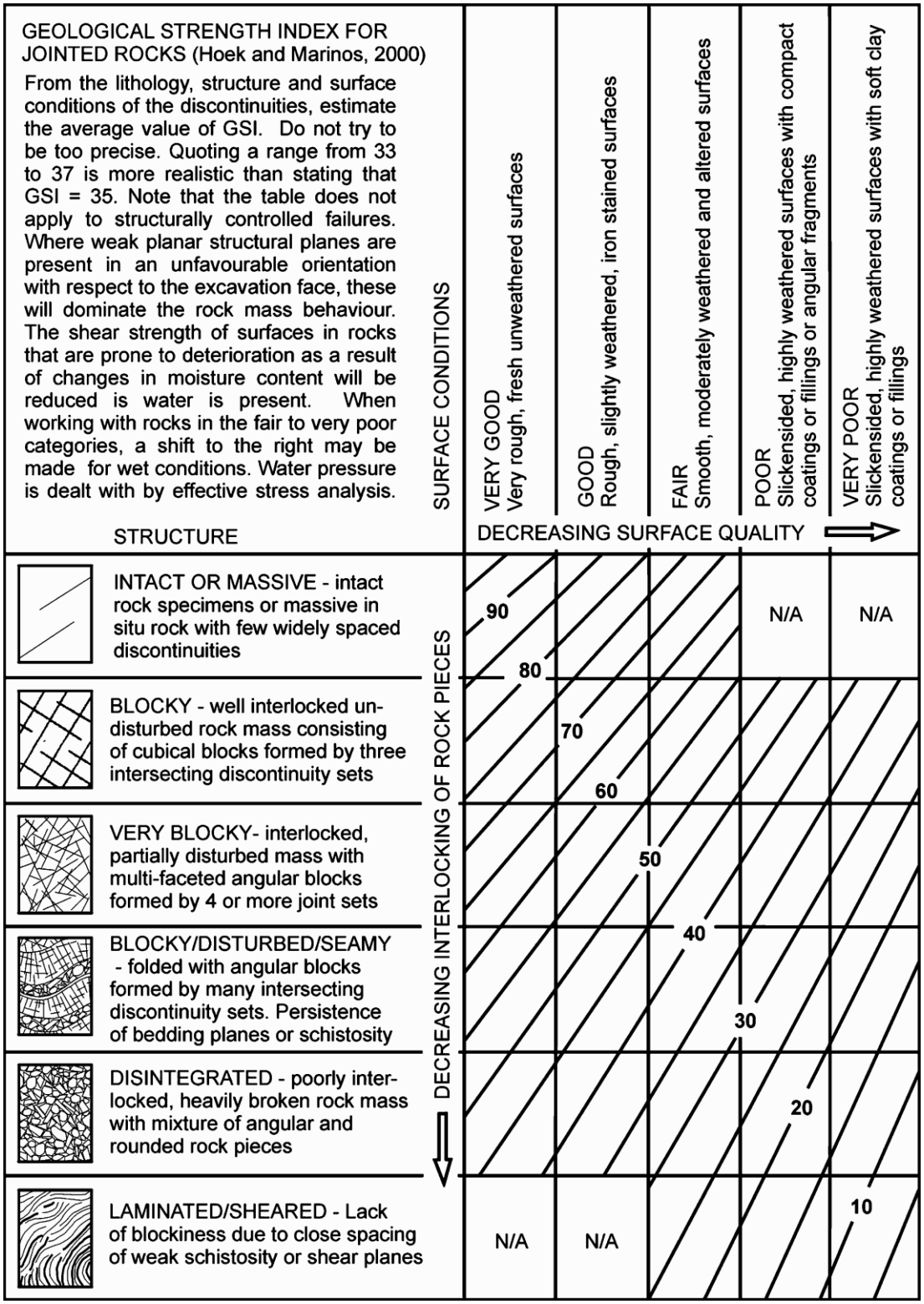
۲-خوب(Good): زبر، کمی هوازده، زنگ‌زدگی با آهن

۳-مناسب(Fair): نرم، هوازدگی یا دگرسانی متوسط

۴-ضعیف(Poor): صیقلی، هوازدگی زیاد، با پرشدگی متراکم با مواد درشت دانه

۵-خیلی ضعیف(Very poor): خش‌لغزش، هوازدگی زیاد، با پرشدگی با مواد رسی

پس از ارزیابی شرایط فوق، به منظور تخمین مقدار شاخص مقاومت زمین‌شناسی، تاکید شده است که بجای ارائه یک عدد بعنوان میانگین شاخص مقاومت زمین شناسی توده سنگ مورد بررسی، محدوده‌ای از کمترین مقدار تا بیشترین مقدار، تعیین و بعنوان شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده سنگ ارائه گردد. بطور مثال بجای ارائه GSI=39 بعنوان شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده سنگ مورد بررسی، 36<GSI<42 در گزارش ذکر گردد.



تصویر ۶: چارت شاخص مقاومت زمین شناسی(GSI) بر اساس مشاهدات کیفی زمین‌شناسی

(Hoek, Marinos and Benissi, 1998)

۷–محاسبهGSI به روش کمی

۱–محاسبه GSI بر اساس Sonmez & Ulusay, 2002

به منظور برآورد درجه ساختاری توده سنگ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\boldsymbol{SR = 79.8 - 17.5Ln(Jv)}$$

SR: امتیاز ساختار

Jv: فراوانی حجمی ناپیوستگی

به منظور برآورد امتیاز شرایط سطحی ناپیوستگی از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\boldsymbol{SCR = Rr + Rw + Rf}$$

SCR: امتیاز شرایط سطحی ناپیوستگی

R_r: امتیاز زبری

R_w: امتیاز هوازدگی

R_f: امتیاز پرشدگی

در تصویر ۷ چارت تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش Sonmez & Ulusay, 2002 ارائه شده است

۲– محاسبه GSI بر اساس Cai et al, 2004

به منظور برآورد درجه ساختاری توده سنگ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sin\gamma_1 \sin\gamma_2 \sin\gamma_3},$$

Vb: حجم بلوک

$S_1,S_2,S_3,...$: فاصله‌داری دسته ناپیوستگی ۱، ۲، ۳ و ...

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$: زاویه بین ناپیوستگی‌ها

به منظور ساده‌سازی محاسبه حجم بلوک از فاکتور شکل بلوک و از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_b = \beta . J_v^{-3}$$

β: فاکتور شکل بلوک

برای محاسبه درجه شرایط سطحی ناپیوستگی از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$J_C = \frac{J_W J_S}{J_A},$$

J_c: فاکتور شرایط درزه

J_w: فاکتور موج‌داری سطح درزه

J_s: فاکتور زبری سطح درزه

J_A: فاکتور هوازدگی سطح درزه

در تصویر ۸ چارت تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش Cai et al, 2004 ارائه شده است

۳– محاسبه GSI بر اساس Russo, 2009

به منظور برآورد درجه ساختاری توده سنگ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sin\gamma_1 \sin\gamma_2 \sin\gamma_3},$$

Vb: حجم بلوک

برای برآورد درجه شرایط سطحی ناپیوستگی از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$jC = \frac{JR.\ JL}{JA}$$

jC: فاکتور شرایط سطح درزه

JR: فاکتور زبری سطح درزه

JL: فاکتور طول درزه

JA: فاکتور هوازدگی سطح درزه

در تصویر ۹ چارت تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش Russo, 2009 ارائه شده است.

۴– محاسبه GSI بر اساس Hoek et al, 2013

برای برآورد امتیاز ساختاری توده سنگ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

RQD/2

به منظور برآورد امتیاز شرایط سطحی ناپیوستگی از روابط زیر و جدول شماره ۷ استفاده می‌شود:

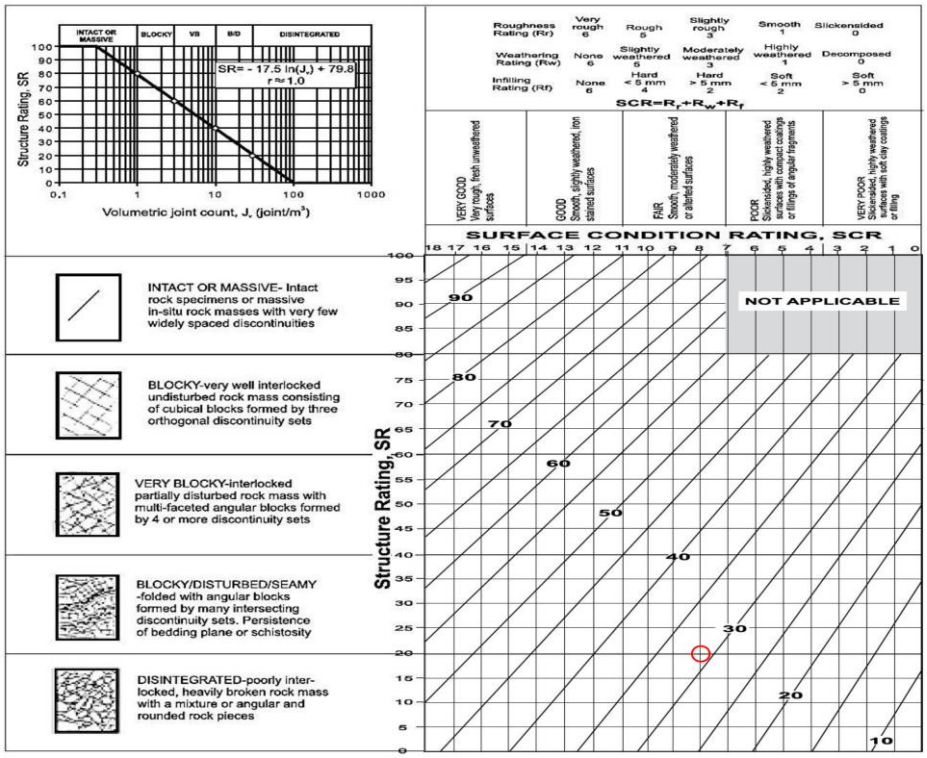
1.5 Jcond $_{89}$

2 Jcond $_{76}$

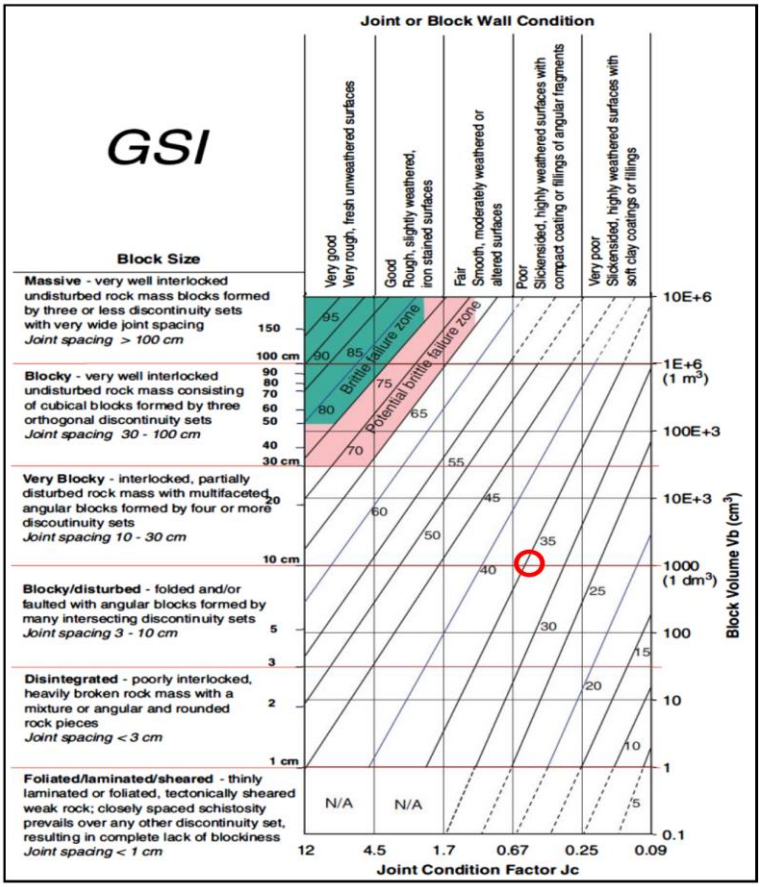
Jcond 89: **امتیاز شرایط سطح ناپیوستگی بر اساس** RMR_{89}

Jcond 76: **امتیاز شرایط سطح ناپیوستگی بر اساس** RMR_{76}

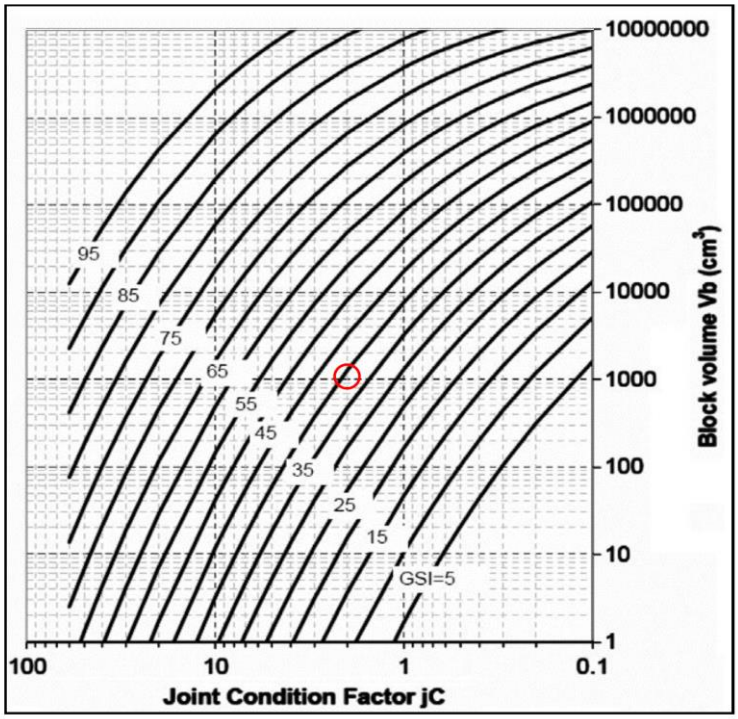
در تصویر ۱۰ چارت تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش Hoek et al, 2013 ارائه شده است.



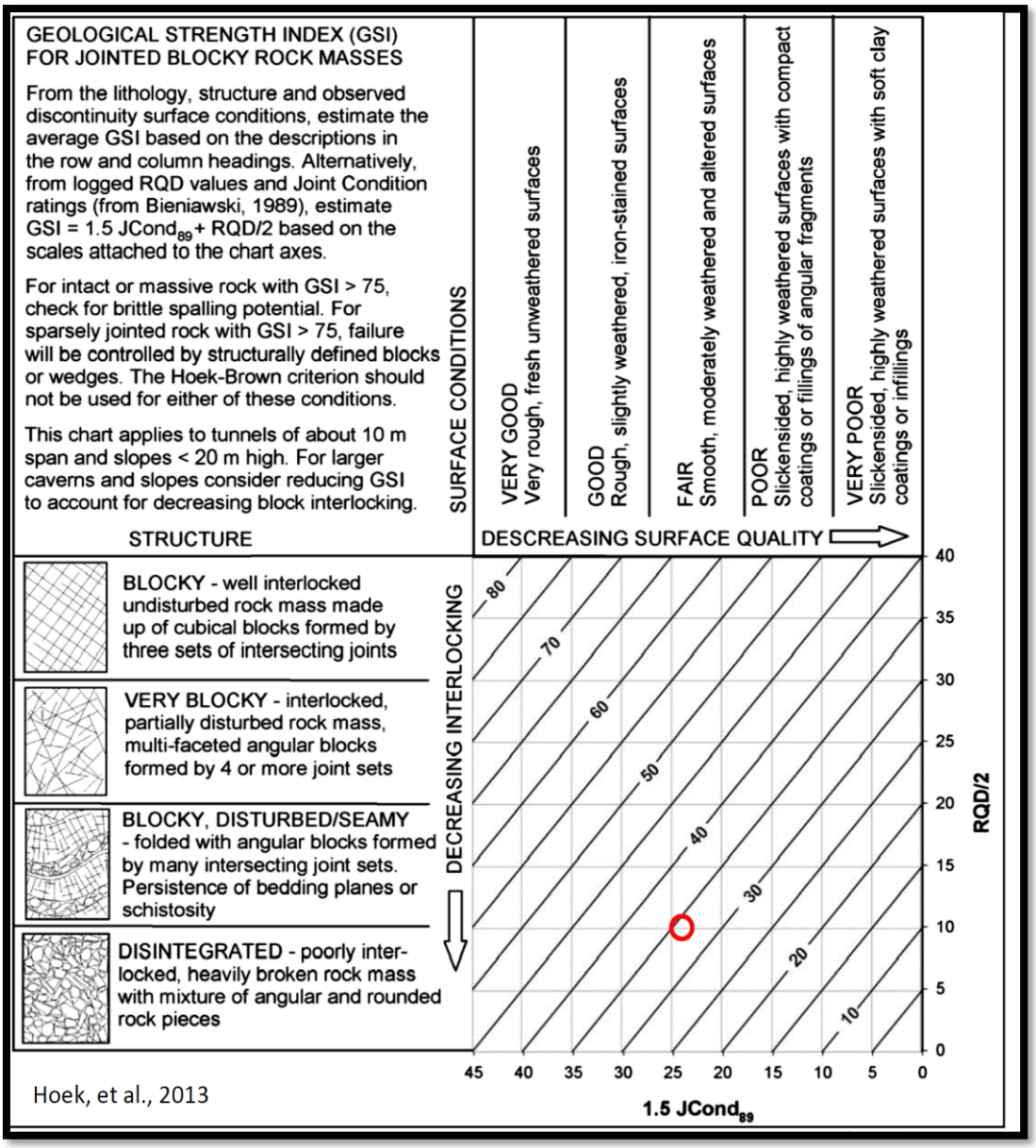
تصویر ۷: برآورد کمی GSI به روش Sonmez & Ulusay, 2002



تصویر ۸: برآورد کمی GSI به روش Cai et al, 2004



تصویر ۹: برآورد کمی GSI به روش Russo, 2009



تصویر ۱۰: برآورد کمی GSI به روش Hoek et al, 2013

۸–تخمین و ارزیابی شاخص مقاومت زمین شناسی پروژه

۸–۲–چاه نفتی BK-07

چاه نفتی BK-07 بر روی سازند آغاجاری با لیتولوژی غالب مارن با میان لایه های سیلتستون تشکیل شده است.(تصویر ۲۲)

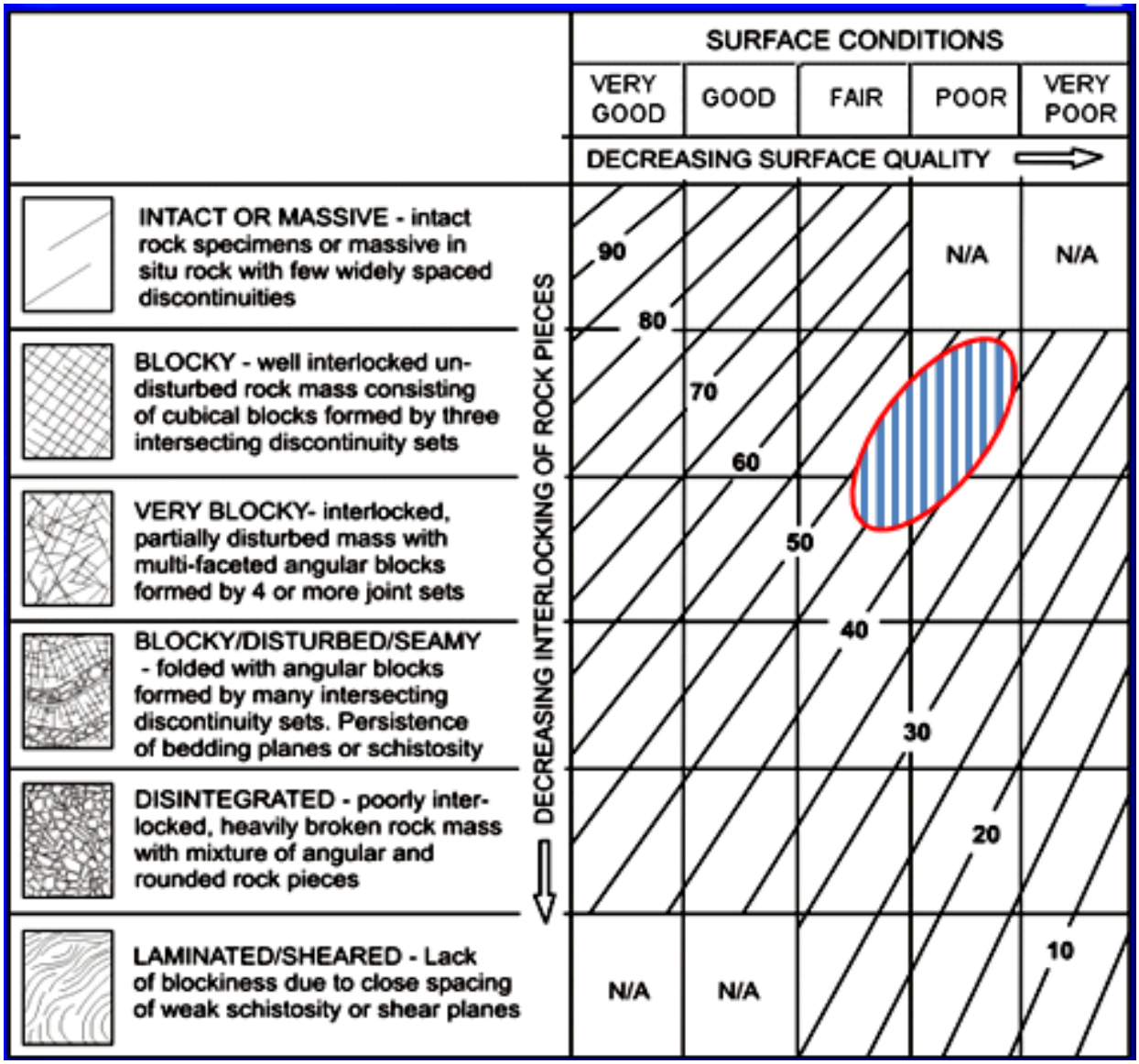
در ادامه شاخص مقاومت زمین شناسی توده سنگ های مارنی و میان لایه های سیلتستون به تفکیک برآورد و در انتها متوسط شاخص مقاومت زمین شناسی توده سنگ های محل چاه نفتی BK-07 محاسبه و ارائه شده است.

تصویر ۲۲: نمایی از لیتولوژی محدوده چاه نفتی BK-07

۸-۲-۱-لایه های مارنی

الف- تعیین کیفی شاخص مقاومت زمین شناسی

بر اساس مشاهدات میدانی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش کیفی لایه های مارنی محل چاه نفت BK-07، GSI=40-50 تخمین زده شده ست(تصویر ۲۳).



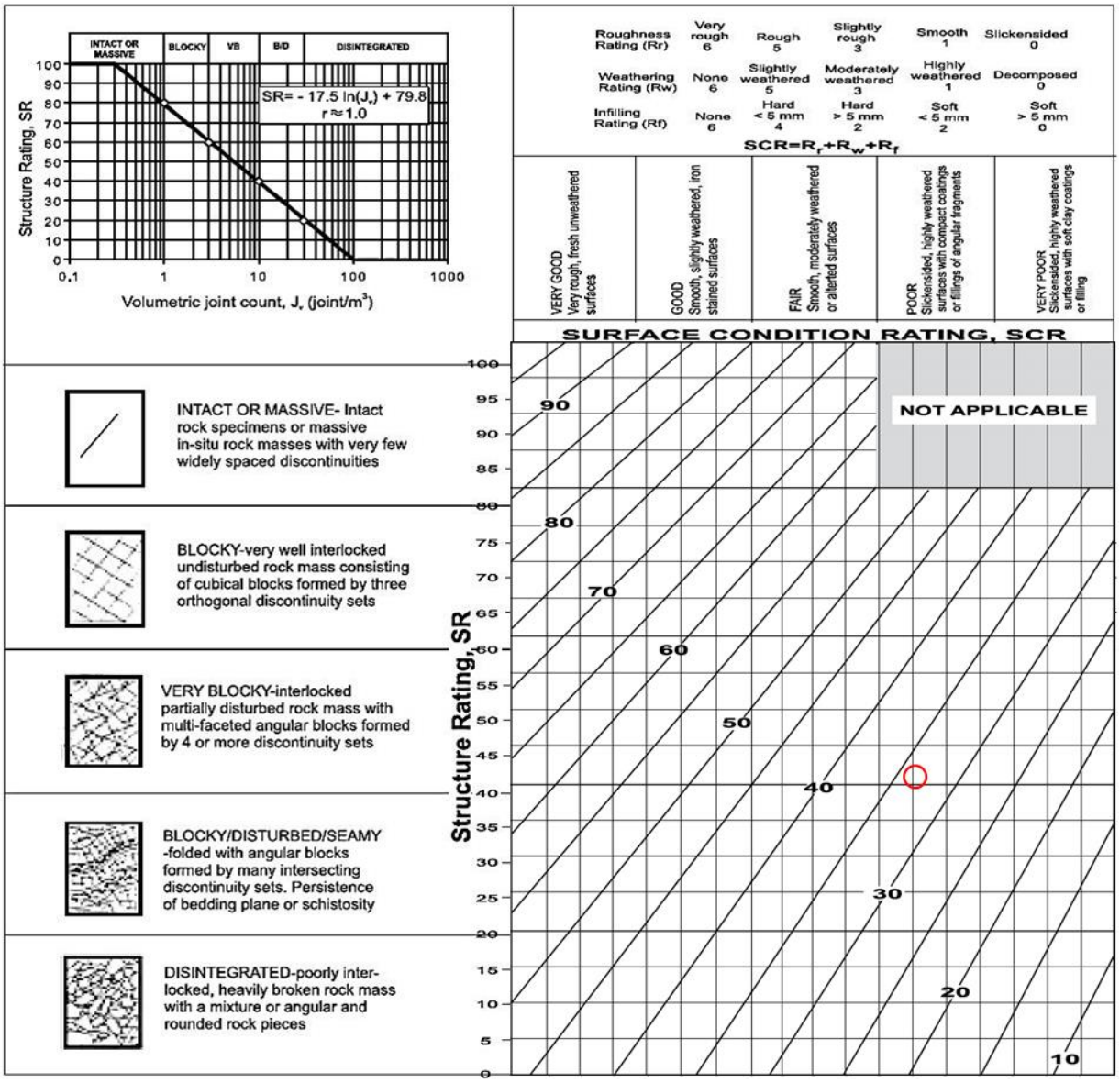
تصویر ۲۳ : شاخص مقاومت زمین‌شناسی توده‌سنگ مارنی چاه نفتی BK-07

ب– محاسبه GSI به روش کمی

در ادامه برآورد کمی توده سنگ مارنی محل چاه نفتی BK-07 بینک ارائه شده است:

ب–۱–محاسبه GSI بر اساس Sonmez & Ulusay, 2002

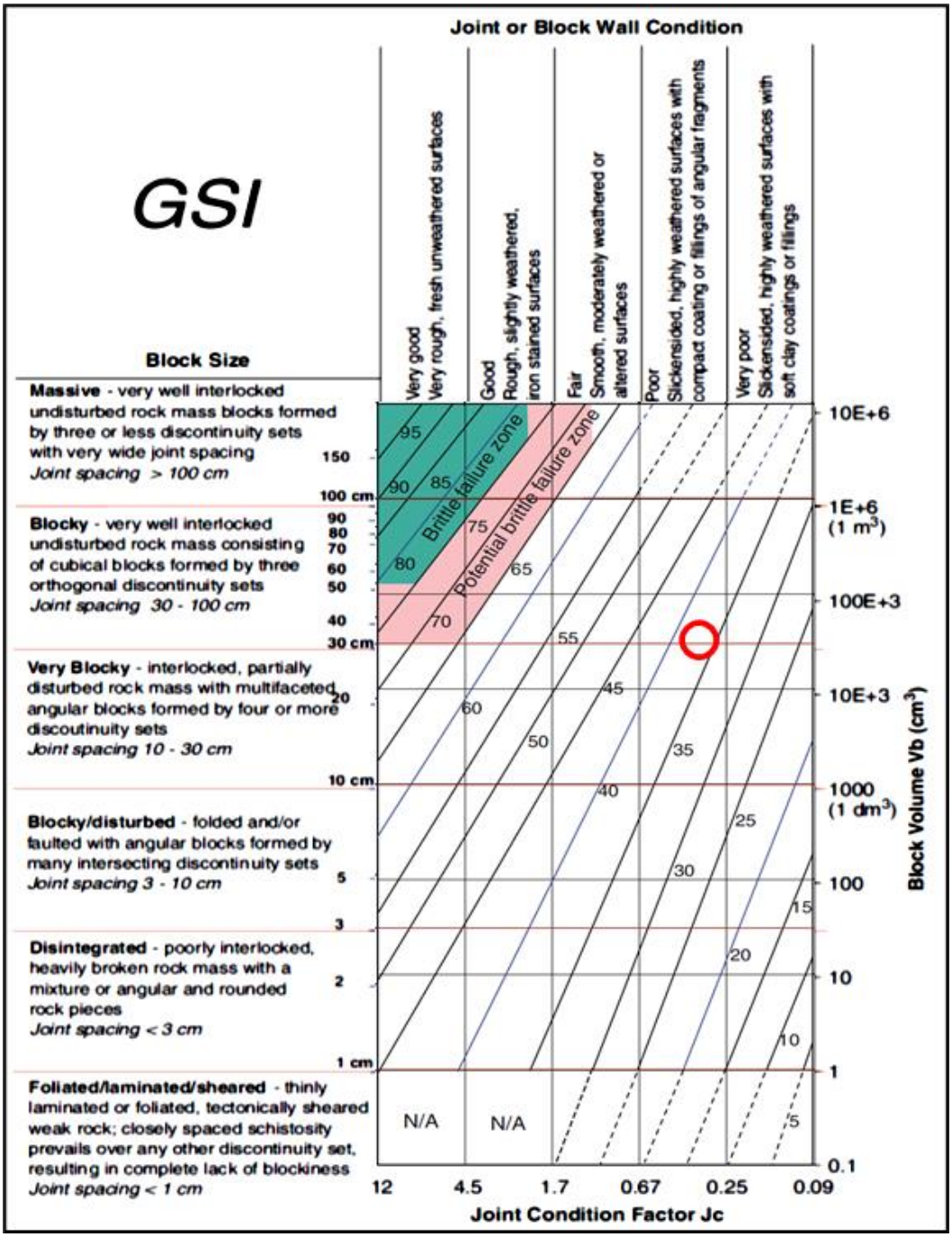
بر اساس روش ***Sonmez & Ulusay, 2002*** شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های مارنی چاه نفتی BK-07 GSI=34 برآورد شده است که در تصویر ۲۴ ارائه شده است.



تصویر ۲۴: برآورد کمی GSI لایه های مارنی چاه نفتی BK-05 به روش Sonmez & Ulusay, 2002

ب–۲– محاسبه GSI بر اساس Cai et al, 2004

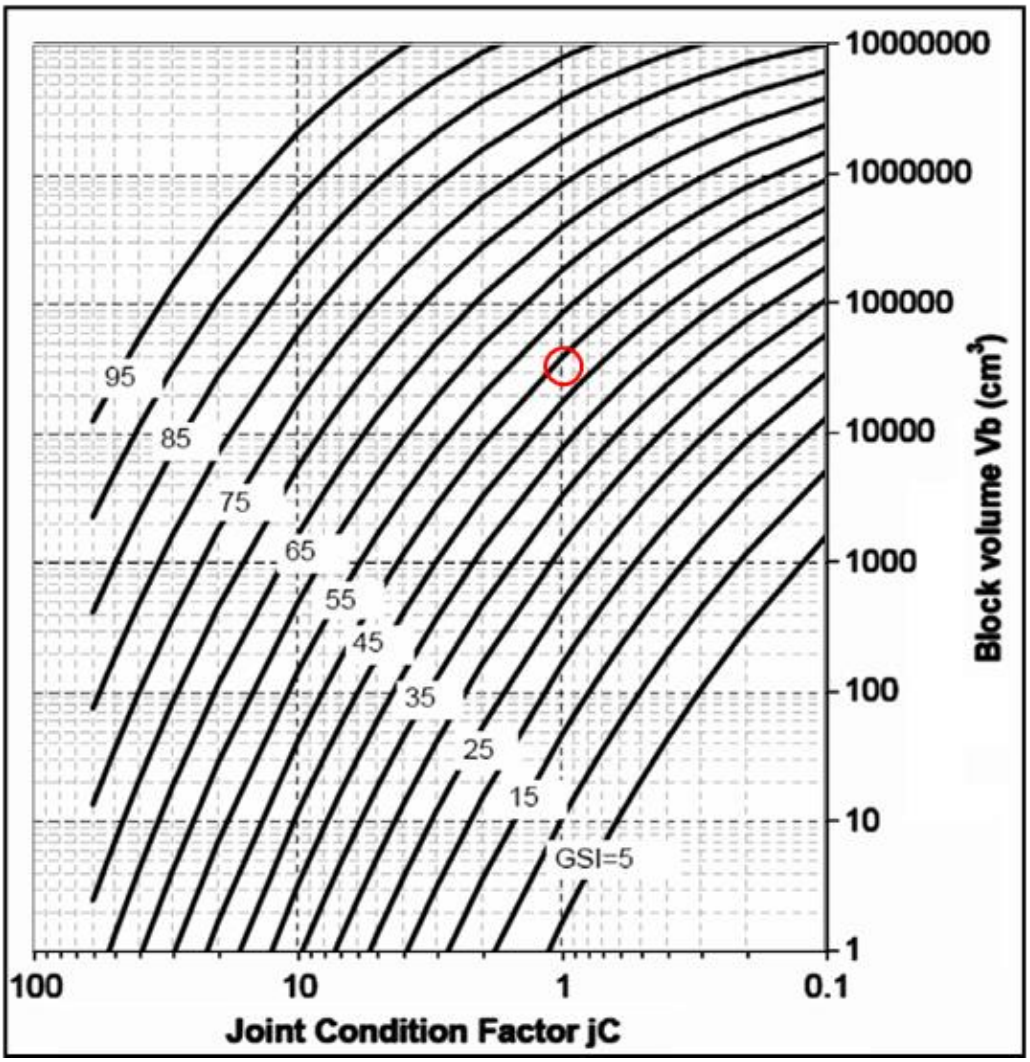
بر اساس روشCai et al, 2004 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های مارنی چاه نفتی BK-07، GSI=37 برآورد شده است که در تصویر ۲۵ ارائه شده است.



تصویر ۲۵: برآورد کمی GSI لایه های مارنی چاه نفتی BK-07 به روش Cai et al, 2004

ب–۳– محاسبه GSI بر اساس Russo, 2009

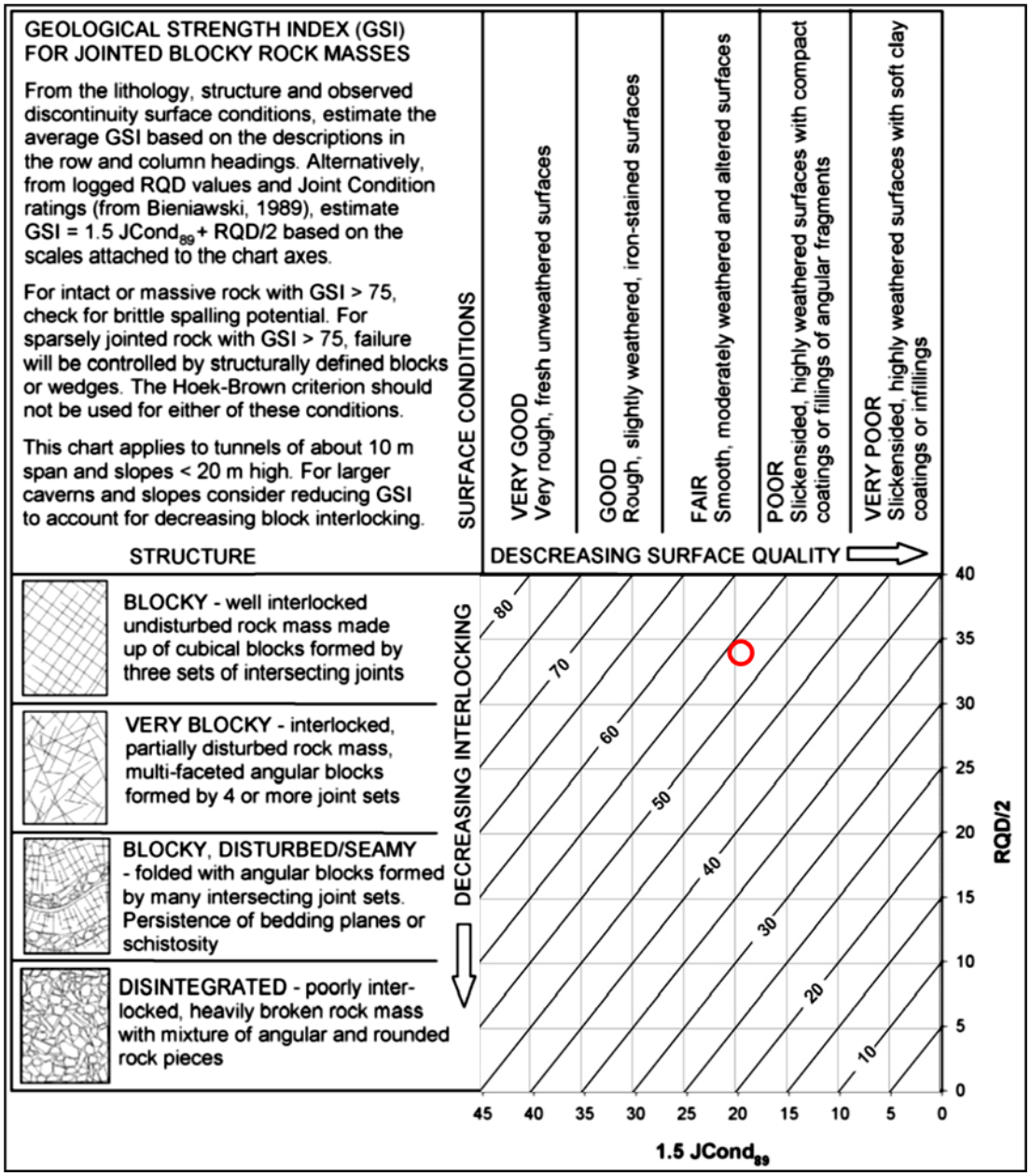
بر اساس روش Russo, 2009 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های مارنی چاه نفتی BK-07، GSI=50 برآورد شده است که در تصویر ۲۶ ارائه شده است.



تصویر ۲۶: برآورد کمی GSI لایه های مارنی چاه نفتی BK-07 به روش Russo, 2009

ب–۴– محاسبه GSI بر اساس Hoek et al, 2013

بر اساس روش Hoek et al, 2013 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های مارنی چاه نفتی BK-07، GSI=54 برآورد شده است که در تصویر ۲۷ ارائه شده است.

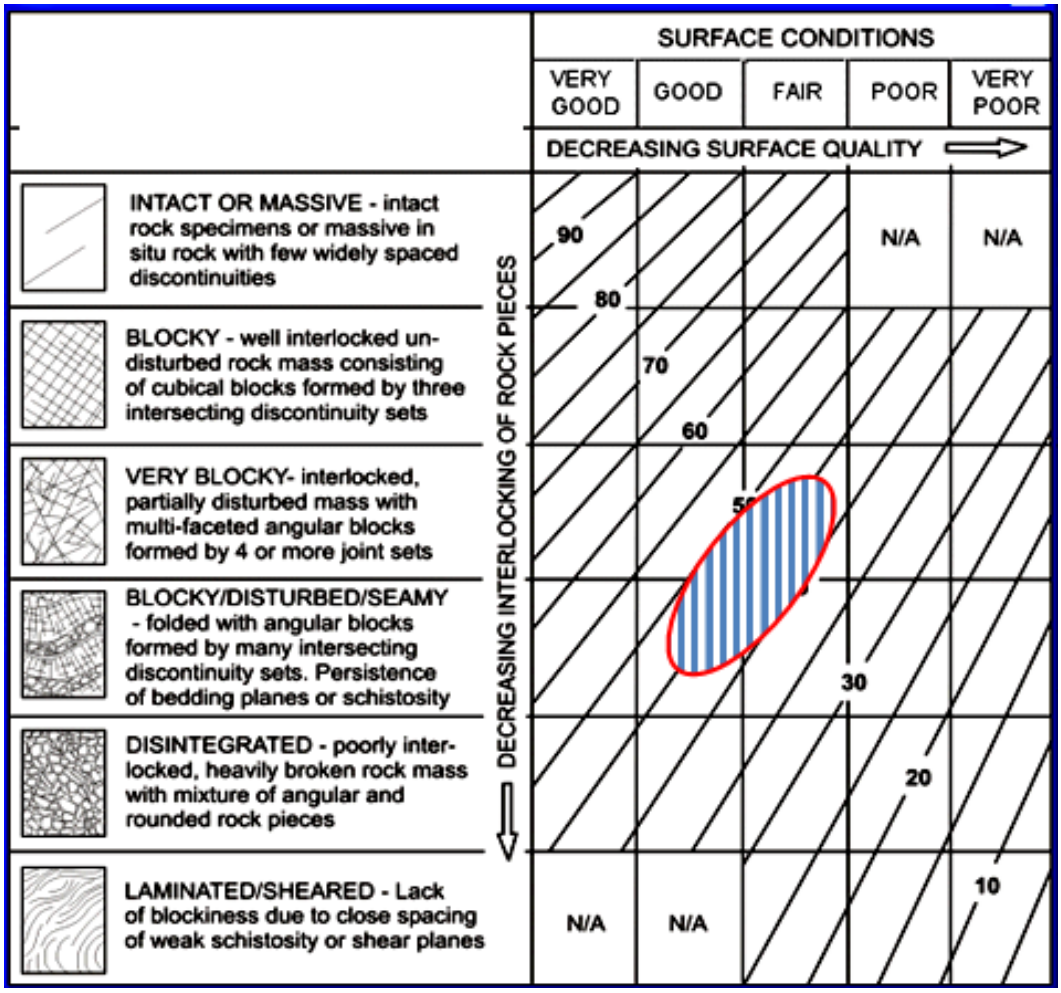


تصویر ۲۷: برآورد کمی GSI لایه های مارنی چاه نفتی BK-07 به روش Hoek et al, 2013

۸-۲-۲-لایه های سیلتستون

الف- تعیین کیفی شاخص مقاومت زمین شناسی

لایه های سیلتستون بدلیل دارا نازک لایه بودن دارای شریط ژئومکانیکی پایین تری نسبت به ماسه سنگ و مارلستون برخودار می باشند بنابراین بر اساس مشاهدات میدانی شاخص مقاومت زمین شناسی به روش کیفی این لایه ها، GSI=40-50 تخمین زده شده ست(تصویر ۲۸).



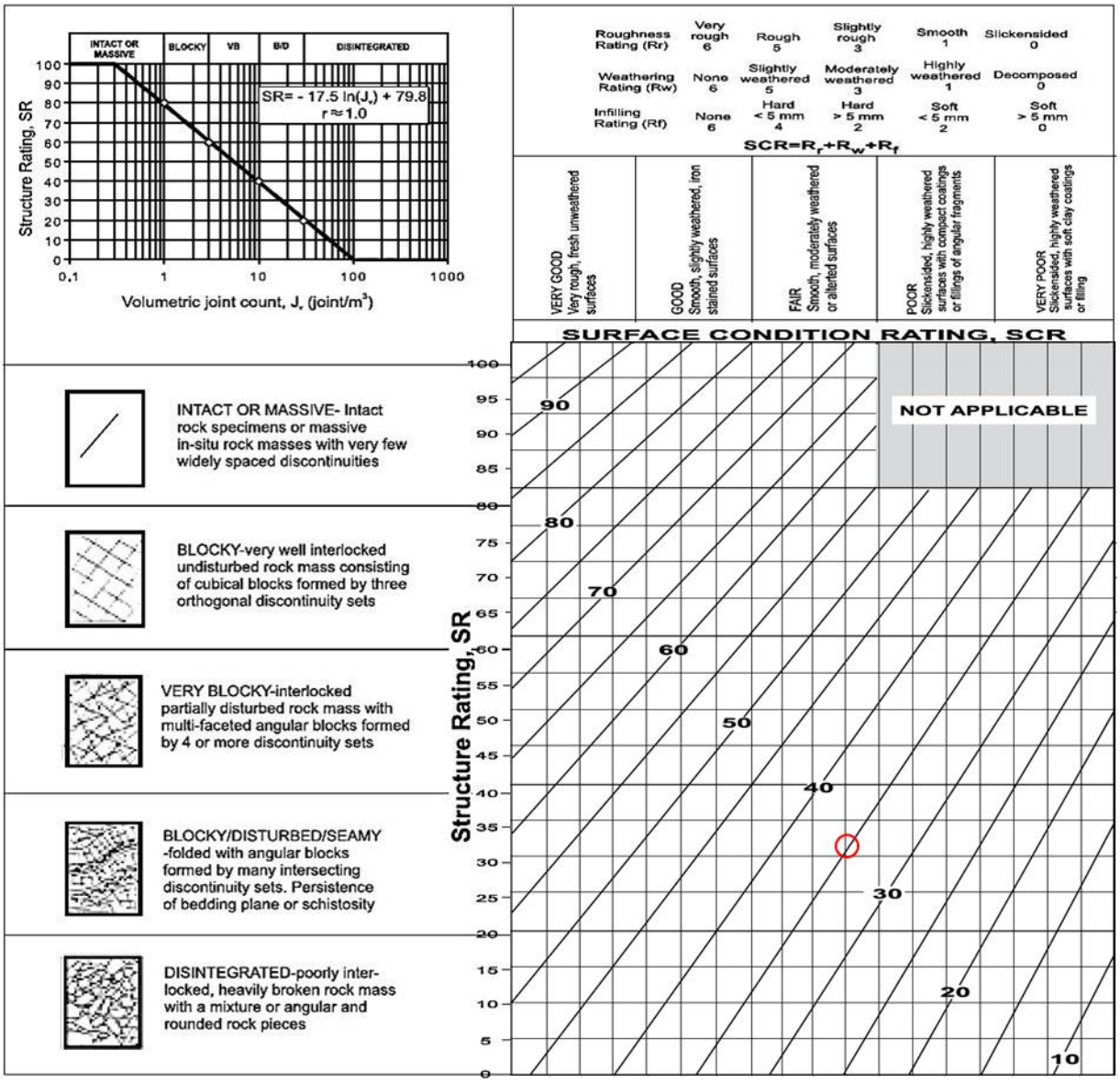
تصویر ۲۸ : شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07

ب– محاسبه GSI به روش کمی

در ادامه برآورد کمی لایه های سیلتستون محل چاه نفتی BK-07 میدان نفتی بینک ارائه شده است:

ب–۱–محاسبه GSI بر اساس Sonmez & Ulusay, 2002

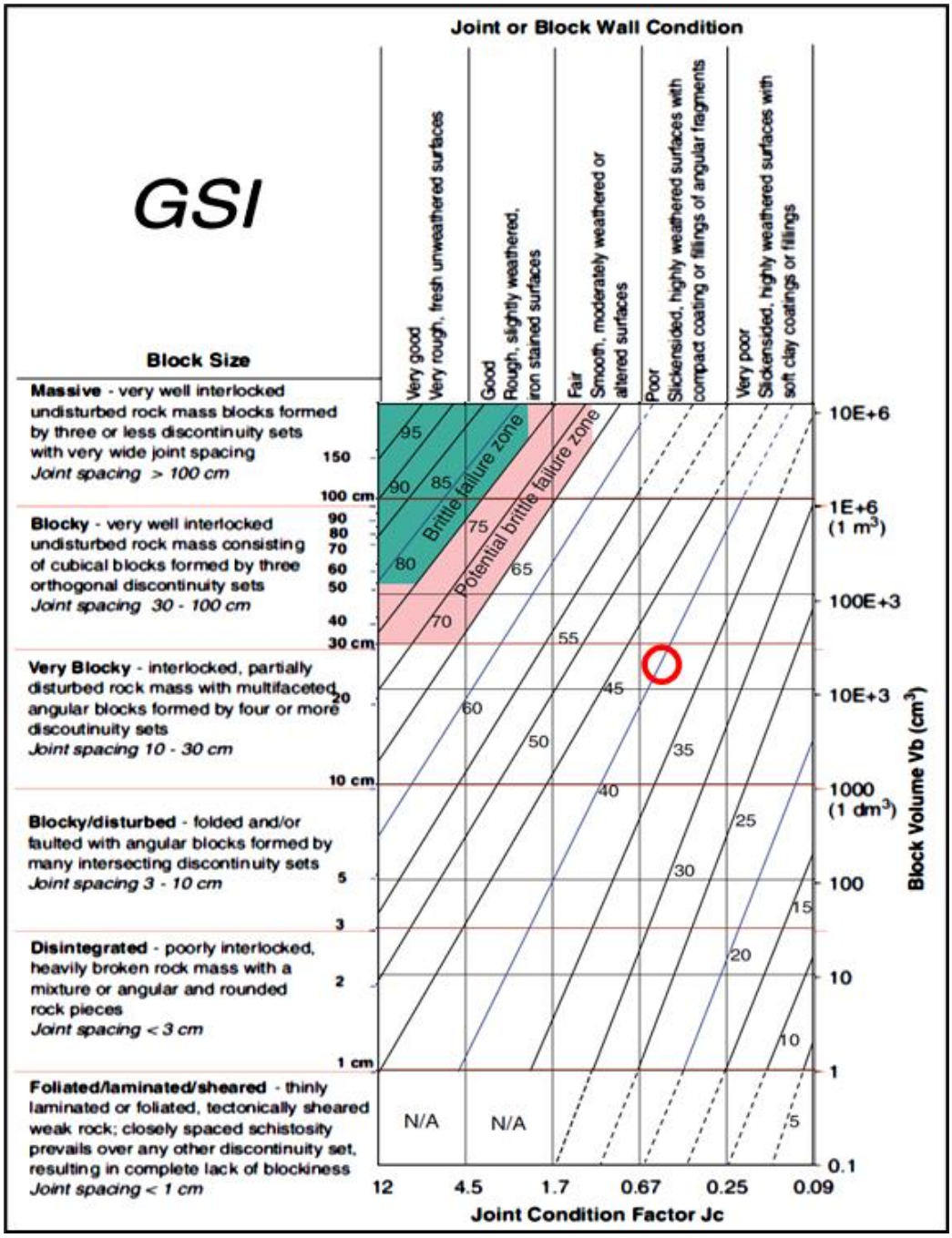
بر اساس روش ***Sonmez & Ulusay, 2002*** شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07 GSI=35 برآورد شده است که در تصویر ۲۹ ارائه شده است.



تصویر ۲۹: برآورد کمی GSI لایه های سلتستون چاه نفتی BK-07 به روش Sonmez & Ulusay, 2002

ب–۲– محاسبه GSI بر اساس Cai et al, 2004

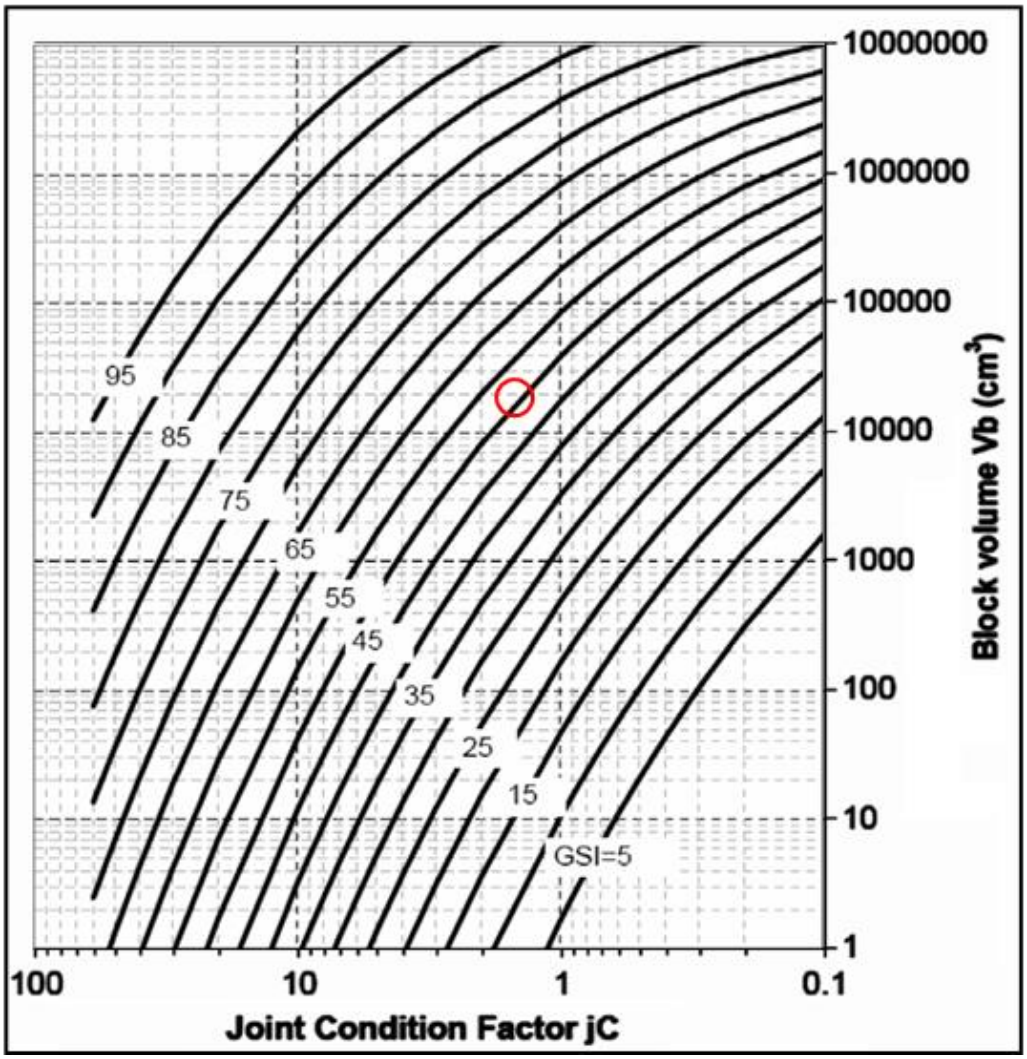
بر اساس روش Cai et al, 2004 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07، GSI=40 برآورد شده است که در تصویر ۳۰ ارائه شده است.



تصویر ۳۰: برآورد کمی GSI لایه های ماسه سنگ چاه نفتی BK-07 به روش Cai et al, 2004

ب–۳– محاسبه GSI بر اساس Russo, 2009

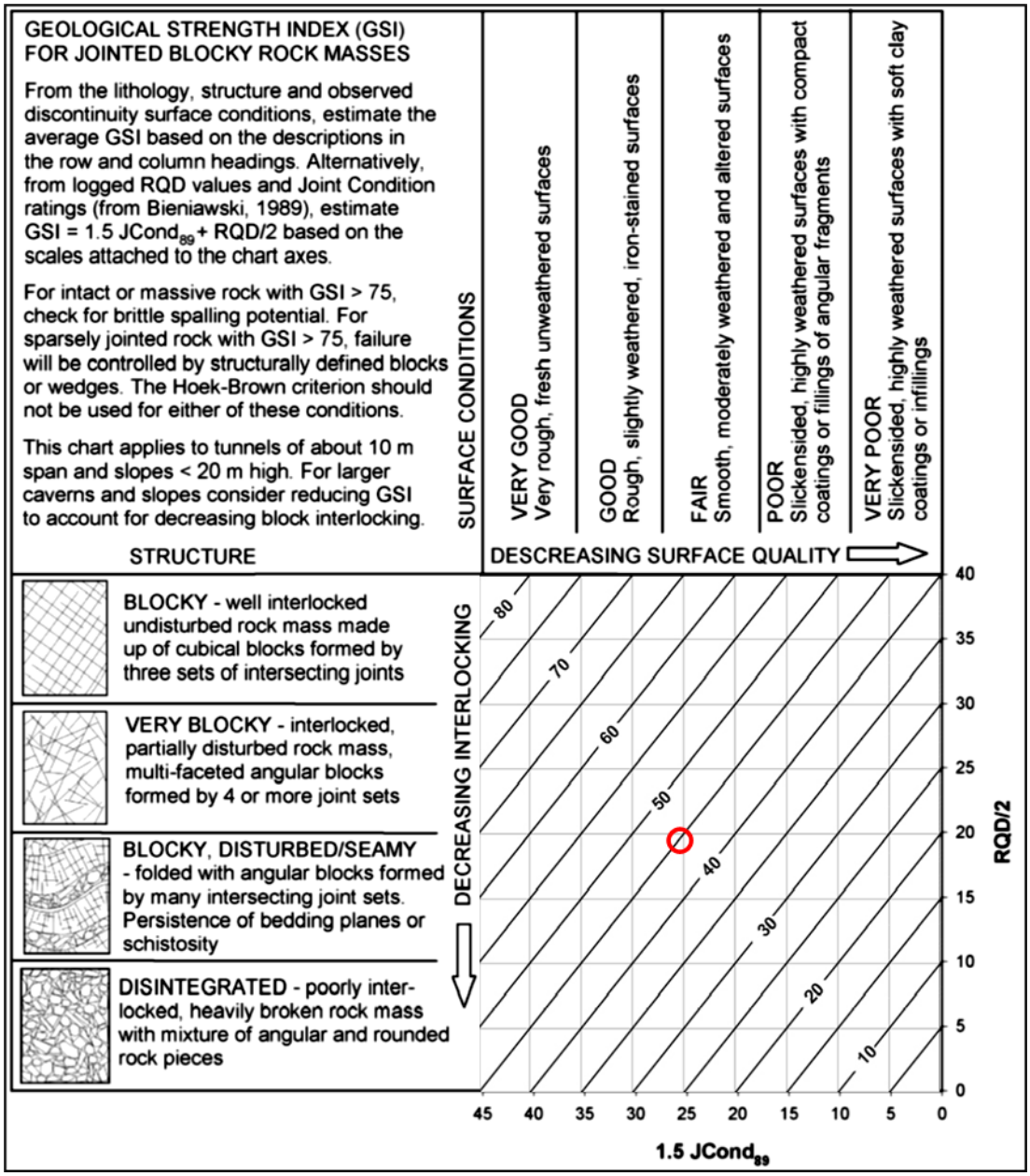
بر اساس روش Russo, 2009 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07، GSI=51 برآورد شده است که در تصویر ۳۱ ارائه شده است.



تصویر ۳۱: برآورد کمی GSI لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07 به روش Russo, 2009

ب–۴– محاسبه GSI بر اساس Hoek et al, 2013

بر اساس روش Hoek et al, 2013 شاخص مقاومت زمین‌شناسی لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07، GSI=45 برآورد شده است که در تصویر ۳۲ ارائه شده است.



تصویر ۳۲: برآورد کمی GSI لایه های سیلتستون چاه نفتی BK-07 به روش Hoek et al, 2013

۸-۲-۳-میانگین شاخص مقاومت زمین شناسی چاه BK-07

با عنایت به مطالب بالا، چاه نفتی BK-07 بر روی سازند آغاجاری متشکل از لایه های مارنی و سیلتستون تشکیل شده است که در جدول ذیل میانگین شاخص مقاومت زمین شناسی(GSI) کل توده سنگهای محل چاه نفتی فوق ارائه شده است.

جدول ۲: میانگین شاخص مقاومت زمین شناسی توده سنگهای محل چاه نفتی BK-07

Location name	Lithology	GSI					
		qualitative	quantitative				
		Hoek, Marinos and Benissi, 1998	Sonmez & Ulusay, 2002	Cai et al, 2004	Russo, 2009	Hoek et al, 2013	Ave.
BK-07	Marl	40-50	34	37	50	54	44
	Siltstone	40-50	35	40	51	45	43
ave.		**40-50**	**ave.**				**43**

۹–تدقیق GSI برای شرایط عمیق

در شرای حفاری توده سنگهای عمق زمین، بدلیل افزایش تنش لیتواستاتیک ناشی از وزن مصالح سنگی روی زمین و وجود شرایط تنش همه جانبه(Confining stress) سبب بسته تر شدن ناپیوستگیهای توده سنگ می گردد که این شرایط سبب افزایش شاخص مقاومت زمین شناسی توده سنگهای عمق می گردد. بنابراین به منظور بهره گیری از شاخص مقاومت زمین شناسی در شرایط حفاریهای عمیق لازم است پس از بررسی شرایط عمقی در حین اجرای حفاری چاه نفت، اعداد شاخص مقاومت زمین شناسی(GSI) چاه های نفت که در بند ۸ و بر اساس شرایط سطحی و اعماق کم برآورد شده است، به میزان ۱۰ تا ۱۵ عدد افزایش یابد.

پیوست ۷

روابط و جداول تعیین ظرفیت باربری و نشست خاک در شالوده های سطحی و طبقه بندی نوع زمین و روابط محاسبه ضرایب فشار جانبی و محرک و مقاوم

Bearing capacity and Settlements are computed using the following computations.

1. The Ultimate Bearing Capacity Calculation

Hansen's Method:

General: $q_{ult} = cN_c\, s_s\, d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B'\, N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

When $\Phi = 0$

Use $q_{ult} = 5.14\, S_u\, (1 + S_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$

$$N_q = e^{\tan\Phi} \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$$

$$N\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\Phi$$

The coefficient of shape and depth of foundation inclination of the forces, and the slope of foundation are presented in tables 4-5a , 4-5b and 4-5c.

2- Elastic Settlement of foundations

Due to the low water table, the settlements are largely elastic. Therefore, in calculating the settlements, the following equation, based on Elasticity Theory, is used:

$$\Delta H = q_0 B'\, m\, I_s\, I_f \frac{1 - \mu 2}{Es}$$

ΔH= Settlement

q_0 = Load

B' = Minimum Dimension of Footing

I_s = Steinbrenner General Influence Factor

I_f = Fuchs Depth influence factor

E_s = Secant Modulud of Soil

μ = Poisson's Ratio

m = Participation Factor

m= 4 for center of footing

m= 2 for edges

m= 1 for corners

In the above equation the units for ΔH and B', and also q_0 and E_s are similar.

ضرایب شکل و عمق برای استفاده در روابط تعیین ظرفیت باربری به روش هانسن و وسیک

TABLE 4-5*a*

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesić (1973, 1975*b*) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesić, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2\dfrac{B'}{L'} \quad (\phi = 0°)$ $s_{c(H)} = 1.0 + \dfrac{N_q}{N_c} \cdot \dfrac{B'}{L'}$ $s_{c(V)} = 1.0 + \dfrac{N_q}{N_c} \cdot \dfrac{B}{L}$ $s_c = 1.0$ for strip	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0°)$ $d_c = 1.0 + 0.4k$ $k = D/B$ for $D/B \le 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$ k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \dfrac{B'}{L'}\sin\phi$ $s_{q(V)} = 1.0 + \dfrac{B}{L}\tan\phi$ for all ϕ	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k$ k defined above
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4\dfrac{B'}{L'} \quad \ge 0.6$ $s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4\dfrac{B}{L} \quad \ge 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ

Notes:

1. Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesić.
2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B.
3. With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}$, $s_{i,L}$ and $d_{i,B}$, $d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L'.

ضرایب تمایل بار و شیب زمین برای استفاده در روابط تعیین ظرفیت باربری هانسن

TABLE 4-5*b*

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5*c* for equivalent Vesić equations.

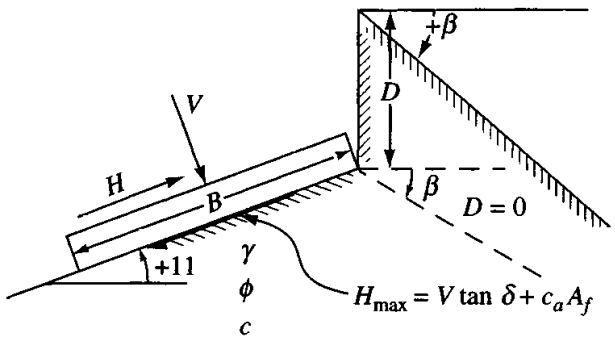
Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \dfrac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \dfrac{\beta°}{147°}$
$i_c = i_q - \dfrac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \dfrac{\beta°}{147°}$
$i_q = \left[1 - \dfrac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2 \le \alpha_1 \le 5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \dfrac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \dfrac{\eta°}{147°} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \dfrac{(0.7 - \eta°/450°)H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $2 \le \alpha_2 \le 5$	$b_c = 1 - \dfrac{\eta°}{147°} \quad (\phi > 0)$ $b_q = \exp(-2\eta\tan\phi)$ $b_\gamma = \exp(-2.7\eta\tan\phi)$ η in radians

Notes:

1. Use H_i as either H_B or H_L, or both if $H_L > 0$.
2. Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesić.
3. Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 × base cohesion.
4. Refer to sketch for identification of angles η and β, footing depth D, location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force *normal* to base and is not the resultant R from combining V and H_i.

Notes: $\beta + \eta$ 90° (Both β and η have signs (+) shown.)

β ϕ



For: $L/B \le 2$ use ϕ_{tr}

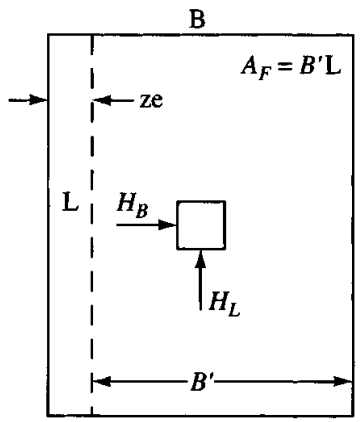
$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\,\phi_{tr} - 17°$

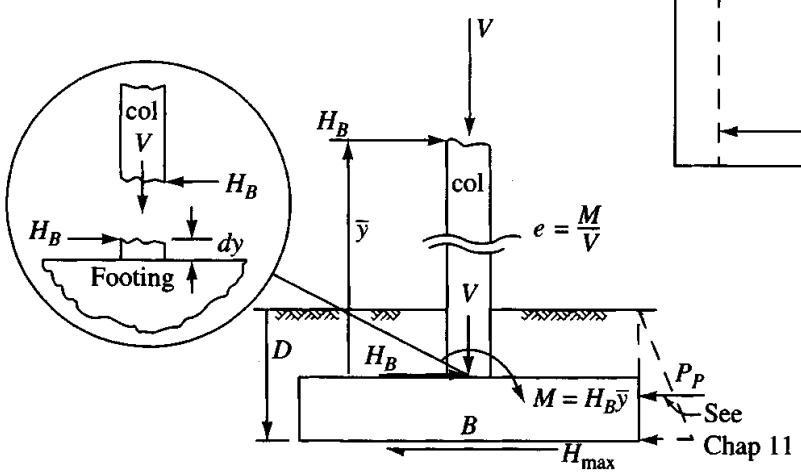
$\phi_{tr} \le 34°$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil ($.5\phi \le \delta \le \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)





$H_{max} + P_p \ge SF \times (H_B)$

TABLE 4-5*c*

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesić (1973, 1975*b*) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \dfrac{mH_i}{A_f c_a N_c}$ $(\phi = 0)$	$g'_c = \dfrac{\beta}{5.14}$ β in radians
$i_c = i_q - \dfrac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $(\phi > 0)$	$g_c = i_q - \dfrac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$ $\phi > 0$
i_q, and m defined below	i_q defined with i_c
$i_q = \left[1.0 - \dfrac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi}\right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1.0 - \dfrac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi}\right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c$ $(\phi = 0)$
$m = m_B = \dfrac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \dfrac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \dfrac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

1. When $\phi = 0$ (and $\beta \ne 0$) use $N_\gamma = -2\sin(\pm\beta)$ in N_γ term.
2. Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L, not B', L'.
3. Refer to Table sketch and Tables 4-5*a*,*b* for term identification.
4. Terms N_c, N_q, and N_γ are identified in Table 4-1.
5. Vesić always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_γ term even when $H_i = H_L$).
6. H_i term $\le$ 1.0 for computing i_q, i_γ (always).

Calculation of consolidation settlement for fully saturated clays

The relationships used for the calculation of settlement due to consolidation of saturated, normally consolidated clays, and pre consolidated clays are as follows:

Normally consolidated clays: $S_c = \frac{Cc\,H}{1+e0} \log \frac{P'0 + \Delta P}{P'0}$

Pre- consolidated clays:

$S_c = \frac{Cr\,H}{1+e0} \log \frac{Pc}{P'0} + \frac{Cc\,H}{1+e0} \log \frac{P'0 + \Delta P}{Pc}$ For $P'_0 < P_c < P'_0 + \Delta P$

$S_c = \frac{Cr\,H}{1+e0} \log \frac{P'0 + \Delta P}{P'0}$ For $P'_0 + \Delta P < P'_c$

S_c= Consolidation settlement for clay layer

C_c= Compressibility index

Cr= Rebound coefficient

H= Thickness of clay layer

e_0= Initial void ratio

P'_0= Initial effective stress at the middle of the clay layer

ΔP= Effective stress increment at the middle of the clay layer

P_c = Pre-consolidation pressure in clay layer

It should be noted that in the case of thick clay layer, it is subdivided into several sub-layers and then the combined effect of consolidation settlement of each individual sub-layer is computed as total settlement.

IMMEDIATE SETTLEMENT COMPUTATIONS

The settlement of the corner of a rectangular base of dimensions $B' \times L'$ on the surface of an elastic half-space can be computed from an equation from the Theory of Elasticity [e.g., Timoshenko and Goodier (1951)] as follows:

$$\Delta H = q_o B' \frac{1-\mu^2}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \tag{5-16}$$

where q_o = intensity of contact pressure in units of E_s

B' = least lateral dimension of contributing base area in units of ΔH

I_i = influence factors, which depend on L'/B', thickness of stratum H, Poisson's ratio μ, and base embedment depth D

E_s, μ = elastic soil parameters—see Tables 2-7, 2-8, and 5-6

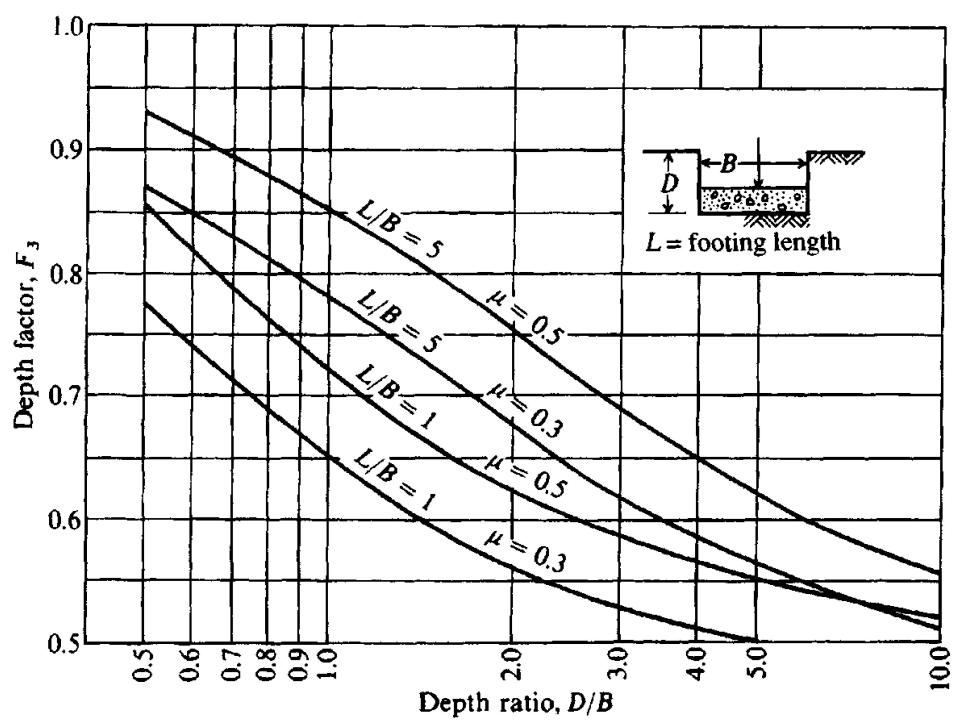
The influence factors (see Fig. 5-7 for identification of terms) I_1 and I_2 can be computed using equations given by Steinbrenner (1934) as follows:

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}}\right] \tag{a}$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}}\right) \quad (\tan^{-1} \text{ in radians}) \tag{b}$$

where $M = \dfrac{L'}{B'}$

Figure 5-7 Influence factor I_F for footing at a depth D. Use actual footing width and depth dimension for this D/B ratio. Use program FFACTOR for values to avoid interpolation.



مقادیر پارامترهای لازم در محاسبه ضریب تاثیر

TABLE 5-2

Values of I_1 and I_2 to compute the Steinbrenner influence factor I_s for use in Eq. (5-16*a*) for several $N = H/B'$ and $M = L/B$ ratios

N	M = 1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	I_1 = 0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
	I_2 = 0.041	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
0.4	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
	0.066	0.068	0.069	0.070	0.070	0.071	0.071	0.072	0.072	0.073	0.073
0.6	0.066	0.064	0.063	0.061	0.060	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
	0.079	0.081	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089	0.090	0.091	0.091	0.092
0.8	0.104	0.102	0.100	0.098	0.096	0.095	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089
	0.083	0.087	0.090	0.093	0.095	0.097	0.098	0.100	0.101	0.102	0.103
1.0	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.100	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109
1.5	0.224	0.224	0.224	0.223	0.222	0.220	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213
	0.075	0.080	0.084	0.089	0.093	0.096	0.099	0.102	0.105	0.108	0.110
2.0	0.285	0.288	0.290	0.292	0.292	0.292	0.292	0.292	0.291	0.290	0.289
	0.064	0.069	0.074	0.078	0.083	0.086	0.090	0.094	0.097	0.100	0.102
3.0	0.363	0.372	0.379	0.384	0.389	0.393	0.396	0.398	0.400	0.401	0.402
	0.048	0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084
4.0	0.408	0.421	0.431	0.440	0.448	0.455	0.460	0.465	0.469	0.473	0.476
	0.037	0.041	0.044	0.048	0.051	0.054	0.057	0.060	0.063	0.066	0.069
5.0	0.437	0.452	0.465	0.477	0.487	0.496	0.503	0.510	0.516	0.522	0.526
	0.031	0.034	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.050	0.053	0.055	0.058
6.0	0.457	0.474	0.489	0.502	0.514	0.524	0.534	0.542	0.550	0.557	0.563
	0.026	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.040	0.043	0.045	0.047	0.050
7.0	0.471	0.490	0.506	0.520	0.533	0.545	0.556	0.566	0.575	0.583	0.590
	0.022	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043
8.0	0.482	0.502	0.519	0.534	0.549	0.561	0.573	0.584	0.594	0.602	0.611
	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.036	0.038
9.0	0.491	0.511	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.598	0.609	0.618	0.627
	0.017	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028	0.029	0.031	0.033	0.034
10.0	0.498	0.519	0.537	0.554	0.570	0.584	0.597	0.610	0.621	0.631	0.641
	0.016	0.017	0.019	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031
20.0	0.529	0.553	0.575	0.595	0.614	0.631	0.647	0.662	0.677	0.690	0.702
	0.008	0.009	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014	0.015	0.016
500.0	**0.560**	0.587	0.612	0.635	0.656	0.677	0.696	0.714	0.731	0.748	0.763
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

TABLE 5-2

Values of I_1 and I_2 to compute the Steinbrenner influence factor I_s for use in Eq. (5-16*a*) for several $N = H/B'$ and $M = L/B$ ratios *(continued)*

N	M = 2.5	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.2	I_1 = 0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
	I_2 = 0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
0.4	0.026	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	0.074	0.075	0.075	0.075	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.053	0.051	0.050	0.050	0.050	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
	0.094	0.097	0.097	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098
0.8	0.086	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
	0.107	0.111	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.114	0.114
1.0	0.121	0.115	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
	0.114	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.5	0.207	0.197	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
	0.118	0.130	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
2.0	0.284	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
	0.114	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
3.0	0.402	0.392	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
	0.097	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
4.0	0.484	0.484	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
	0.082	0.110	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5.0	0.553	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
	0.070	0.098	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
6.0	0.585	0.609	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
	0.060	0.087	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
7.0	0.618	0.653	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
	0.053	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8.0	0.643	0.688	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
	0.047	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9.0	0.663	0.716	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
	0.042	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10.0	0.679	0.740	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
	0.038	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.0	0.756	0.856	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
	0.020	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
500.0	0.832	0.977	1.046	1.102	1.150	1.191	1.227	1.259	1.532	1.721	1.879
	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.008	0.016	0.031

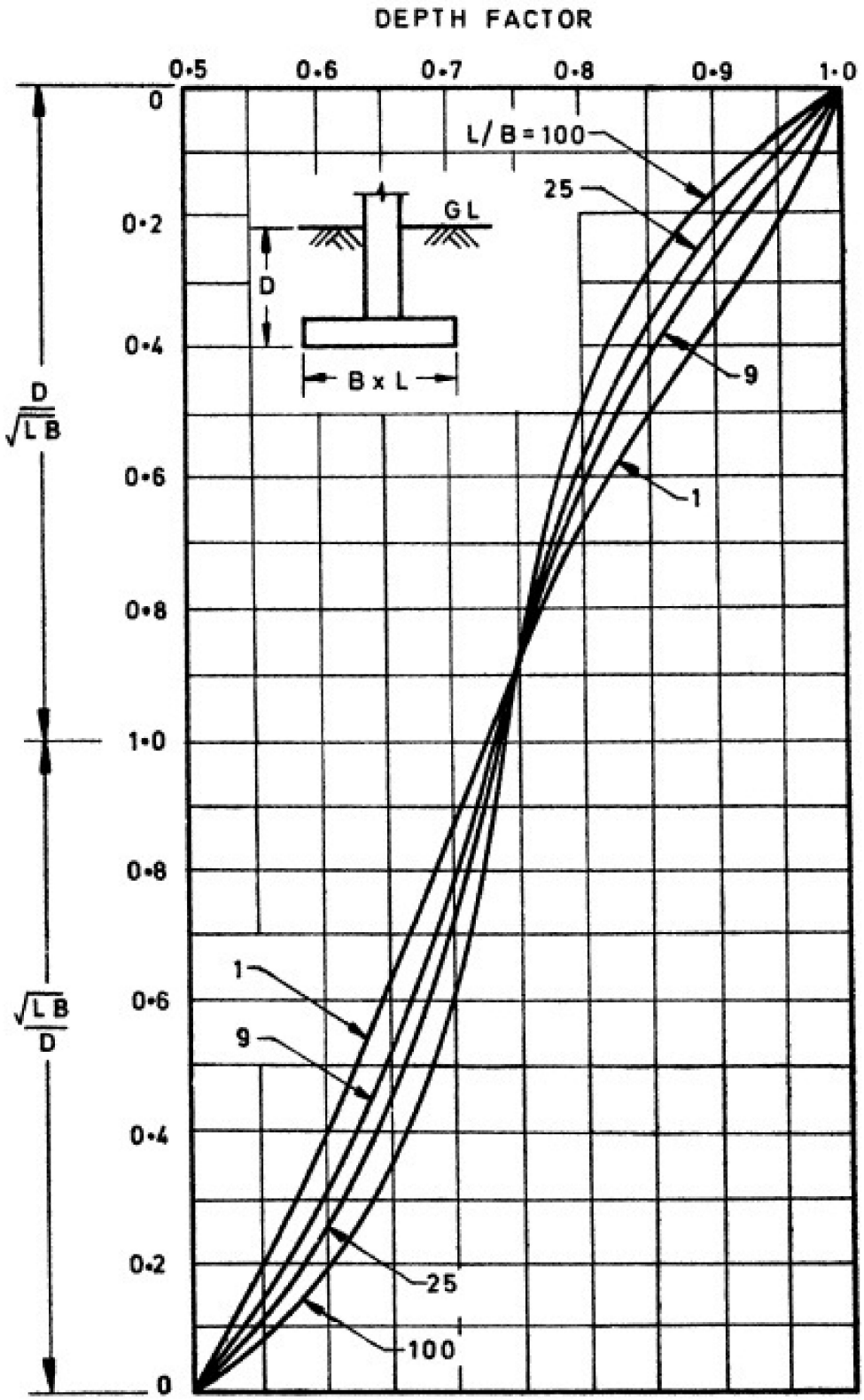


FIG. 12 FOX'S CORRECTION CURVES FOR SETTLEMENTS OF FLEXIBLE RECTANGULAR FOOTINGS OF $L \times B$ AT DEPTH D

نمودارهای فاکس برای نشست پی های انعطاف پذیر مستطیلی

Criterion	Isolated foundations	Rafts
Angular distortion (cracking)	1/300	
Greatest differential settlement		
Clays	45 (35)	
Sands	32 (25)	
Maximum settlement		
Clays	75	75–125 (65–100)
Sands	50	50–75 (35–65)

میزان نشست مجاز سازه ها مطابق Bowels

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی‌متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

میزان نشست مجاز پی ها براساس مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان

Structure	On sand or hard clay	On plastic clay	Average max. settlement, mm
Crane runway	0.003	0.003	
Steel and concrete frames	0.002	0.002	100
End rows of brick-clad frame	0.0007	0.001	150
Where strain does not occur	0.005	0.005	
Multistory brick wall			25 $L/H \geq 2.5$
L/H to 3	0.0003	0.0004	100 $L/H \leq 1.5$
Multistory brick wall			
L/H over 5	0.0005	0.0007	
One-story mill buildings	0.001	0.001	
Smokestacks, water towers, ring foundations	0.004	0.004	300
Structures on permafrost			
Reinforced concrete	0.002–0.0015		150 at 40 mm/year†
Masonry, precast concrete	0.003–0.002		200 at 60 mm/year
Steel frames	0.004–0.0025		250 at 80 mm/year
Timber	0.007–0.005		400 at 129 mm/year

میزان نشست سازه ها در خاک های مختلف براساس آیین نامه U.S.S.R

طبقه زمین بر اساس آیین نامه UBC

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, $\bar{v}_s$ feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, $\bar{N}$ [or $\bar{N}_{CH}$ for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, $\bar{s}_u$ psf (kPa)
S_A	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E[1]	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

[1]Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $w_{mc} \geq 40$ percent and $s_u < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI, and the moisture content, w_{mc}, shall be determined in accordance with approved national standards.

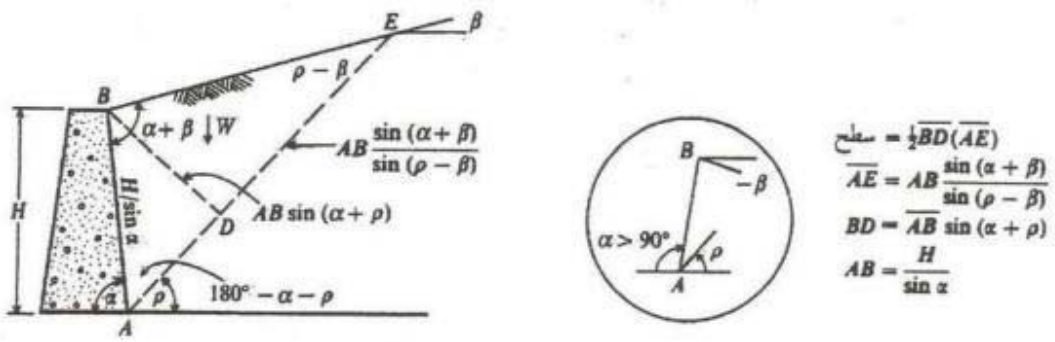
طبقه بندی نوع زمین (نقل از استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش ۴)

$\bar{C}_u$(kPa)	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{V}_S$(m/s)	توصیف لایه بندی زمین	نوع زمین
-	-	>۷۵۰	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	I
>۲۵۰	>۵۰	۳۷۵-۷۵۰	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملا هوازده	II
۷۰-۲۵۰	۱۵-۵۰	۱۷۵-۳۷۵	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	III
<۷۰	<۱۵	< ۱۷۵	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملا چسبنده نرم تا محکم.	IV

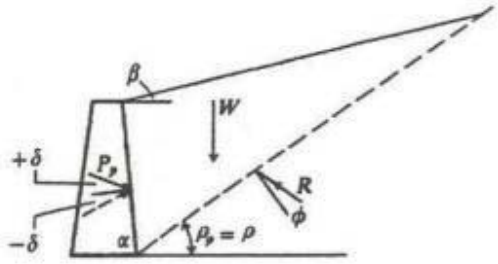
ضرائب فشار محرک (Ka) و مقاوم (Kp) بر اساس روش کولمب

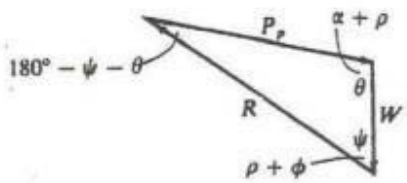
$$K_a = \frac{Sin^2(\alpha+\phi)}{Sin^2\alpha.Sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{Sin(\phi+\delta).Sin(\phi-\beta)}{Sin(\alpha-\delta).Sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

$$K_p = \frac{Sin^2(\alpha-\phi)}{Sin^2\alpha.Sin(\alpha+\delta)\left[1-\sqrt{\frac{Sin(\phi+\delta).Sin(\phi+\beta)}{Sin(\alpha+\delta).Sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$



(a) گوه گسیختگی مورد استفاده در روش Coulomb برای فشار محرک خاک





(c) گوه گسیختگی برای فشار مقاوم خاک

(b) چند ضلعی نیرو برای تعیین نیروی مقاوم خاک

جدول ضرائب فشار محرک خاک (به روش کولمب) برای $\alpha=90^o$ و $\beta=0^o$

	$\delta(deg)$					
$\Phi(deg)$	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2545
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

جدول ضرائب فشار مقاوم خاک (به روش کولمب) برای $\alpha=90^o$ و $\beta=0^o$

	$\delta(deg)$				
$\Phi(deg)$	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.997	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

ضرایب فشار جانبی خاک در حالت دینامیکی (وقوع زلزله)

$$K_{ahe} = K_{ae}.Cos(\delta + \alpha_a)$$

$$K_{ave} = K_{ae}.Sin(\delta + \alpha_a)$$

$$K_{ae} = \frac{Sin^2(\alpha_a + \theta - \phi)}{Cos\,\theta.Sin^2\alpha_a.Sin(\alpha_a + \theta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{Sin(\phi + \delta).Sin(\phi - \theta - \beta_a)}{Sin(\alpha_a + \delta + \theta).Sin(\alpha_a - \beta_a)}}\right]^2}$$

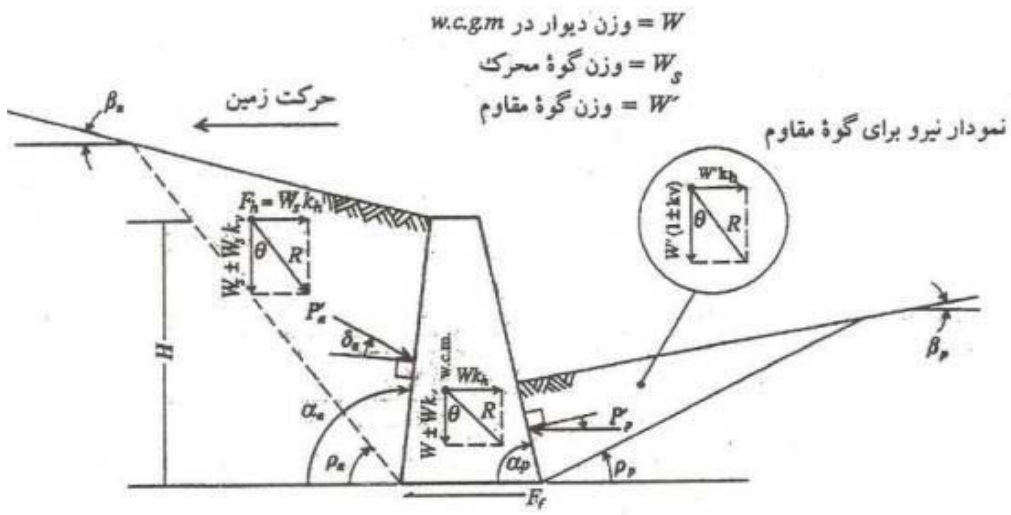
$$K_{p_{he}} = K_{pe}.Cos(\delta + \alpha_p)$$

$$K_{p_{ve}} = K_{pe}.Sin(\delta + \alpha_p)$$

$$K_{pe} = \frac{Sin^2(\alpha_p + \phi - \theta)}{Cos\,\theta.Sin^2\alpha_p.Sin(\alpha_p - \theta - \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{Sin(\phi + \delta).Sin(\phi + \beta_p - \theta)}{Sin(\alpha_p - \delta - \theta).Sin(\alpha_p - \beta_p)}}\right]^2}$$

$$\theta = Arctg\left(\frac{Kh}{1 - Kv}\right)$$

K_h: Earthquake Horizontal Coefficient
Kv: Earthquake Vertical Coefficient



قرارداد علامت و تعریف جملات برای معادلات با علامتهای (+) نشان داده شده‌است