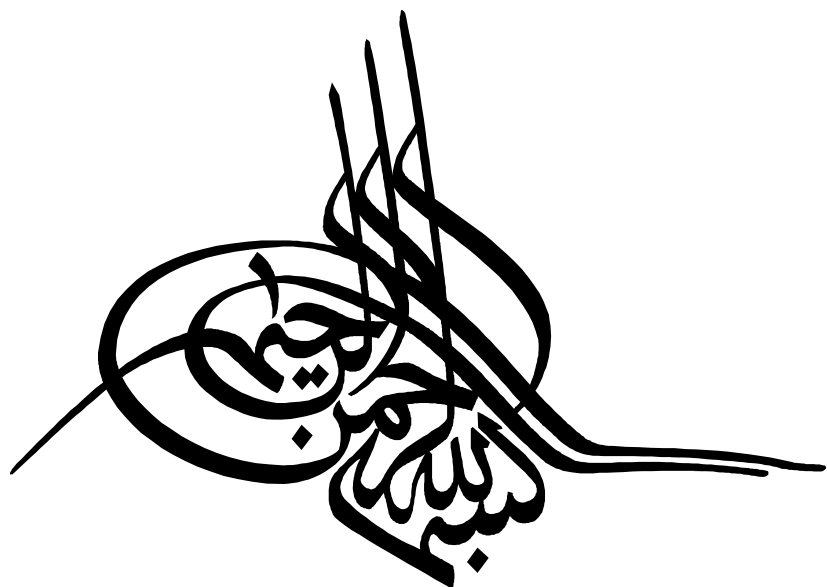




وزارت راه و ترابری
پژوهشکده حمل و نقل

راهنمای طراحی دیوارهای حایل طره‌ای

عنوان و نام پدیدآور : راهنمای طراحی دیوارهای حائل طره‌ای / وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل و نقل.
 مشخصات نشر : تهران: وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل و نقل، 1387.
 مشخصات ظاهری : 336 ص.
 شابک : 978-964-2993-22-2
 وضعیت فهرست نویسی : فیبا
 یادداشت : کتابنامه: ص. 275-284.
 موضوع : دیوارهای جدا کننده -- طرح و ساختمان.
 موضوع : دیوارهای حائل -- طرح و ساختمان.
 شناسه افزوده : ایران، وزارت راه و ترابری، پژوهشکده حمل و نقل.
 رده‌بندی کنگره : TA775/2 1387
 رده‌بندی دیوی : 624/15
 شماره کتابشناسی ملی : 1255393

وزارت راه و ترابری - پژوهشکده حمل و نقل

عنوان :	راهنمای طراحی دیوارهای حائل طره‌ای
بخش پژوهشی :	بخش زیرساختها
مجری :	دانشگاه صنعتی اصفهان - دکتر محمود قضاوی
مدیر پروژه :	مهندس سید محمد منصورزاده - مهندس مهران غلامی
ناظرین :	مهندس عبدالحسین رستمی - دکتر مرتضی اسماعیلی
ناشر :	پژوهشکده حمل و نقل
شابک :	978-964-2993-22-2
نوبت چاپ :	اول
تاریخ انتشار :	تابستان 1387
شمارگان :	350 نسخه
قیمت :	3500 تومان
لیتوگرافی :	باران
چاپ و صحافی :	پژمان
نشانی :	بزرگراه آفریقا - بالاتر از تقاطع وحید دستگردی (ظفر) - بن‌بست نور - پلاک 19- پژوهشکده حمل و نقل - طبقه اول - اداره انتشارات
تلفکس :	88889981-6
وبسایت فروش :	web:www.tri.gov.ir
مرکز پخش و فروش (مؤسسه خدمات فرهنگی فدک ایستاتیس) :	web:www.Fadakbook.com
	66481096-66482221

کلیه حقوق برای ناشر محفوظ است

پیشگفتار

حمل و نقل از ابتدای تاریخ بشر، نقشی اساسی در شکل‌دهی جوامع انسانی و توسعه اقتصادی آنها ایفا نموده است و در عصر حاضر نیز شریانهای ارتباطی، زیربنای اقتصاد هر کشوری را تشکیل می‌دهد.

توسعه پایدار، حمل و نقل سریع و ایمن نیز همانند سایر ابعاد زندگی بشر، هنگامی تبلور پیدا می‌کند که به صورت نظام‌مند و براساس منطق علمی پایه‌ریزی شده باشد؛ در این فرایند علمی و نظام‌مند است که نقش و جایگاه علوم حمل و نقل در توسعه پایدار و اقتصاد جوامع تجلی می‌یابد.

پژوهشکده حمل و نقل وزارت راه و ترابری به منظور پرکردن خلاء ناشی از نبود یک مرکز توانمند علمی و پژوهشی در زمینه مهندسی حمل و نقل و زیرساختهای مرتبط با آن، در سال 1382 تأسیس گردید. این پژوهشکده به عنوان مجموعه‌ای علمی در زمینه حمل و نقل، این رسالت عظیم را برعهده دارد تا با تکیه بر خلاقیت و پشتکار پژوهشگران داخلی و نیز پشتوانه تجربه جمعی از متخصصان در سازمانها و ادارات وزارت راه و ترابری، به مرکز تولید دانش در صنعت حمل و نقل ایران تبدیل شود.

از مهمترین وظایف پژوهشکده حمل و نقل در راستای انجام این رسالت، تولید دانش، دانش‌اندوزی، نشر و اطلاع‌رسانی علمی آخرین دستاوردهای پژوهشی از طریق انتشار گزارشهای علمی و پژوهشی است.

هدف این طرح بیان تئوری‌های مورد قبول جامعه علمی جهانی و ارائه دستورالعملهای فنی در سطح ملی است که در طراحی ایمن و ساخت و ساز اقتصادی دیوارهای حایل متعارف استفاده شود. این دیوارها می‌توانند مصالح خاکی را در دو تراز متفاوت و در شیب‌هایی، بیش از آنچه در طبیعت پایدار هستند، نگهداری کنند و تلاش شده است با بهره‌گیری از چند آئین‌نامه معتبر دنیا، اصول تحلیل و طراحی دیوارهای

حایل، ارائه شود. این اصول شامل ملزومات طراحی، بارگذاری، تحلیل، کنترل‌های لازم، طراحی، بهینه سازی، نکات اجرایی، نگهداری و علل خرابی این دیوارها است. این کتاب به منظور کمک به متخصصان برای راهنمای طراحی دیوارهای حایل طره‌ای تعیین شده است.

در انتشار این مجموعه، افراد بسیاری همکاری داشته‌اند؛ آقای دکتر محمود قضاوی به عنوان مجری پروژه، آقایان مهندس امیرحسین اقبالی، مهندس کامیار کرباسی به عنوان همکاران، آقایان مهندس عبدالحسین رستمی و دکتر مرتضی اسماعیلی به عنوان ناظران پروژه، آقایان مهندس مهران غلامی و مهندس سید محمد منصورزاده که مدیریت این پروژه را در پژوهشکده حمل و نقل عهده‌دار بوده‌اند و آقای دکتر کیومرث عماد رئیس بخش زیرساختهای پژوهشکده حمل و نقل، که از همه این بزرگواران صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

محمود عامری

رئیس پژوهشکده حمل و نقل

تابستان 1387

راهنمای طراحی دیوارهای حایل طره‌ای

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
1	فصل اول: کلیات
1	1-1- مقدمه
2	2-1- هدف
2	3-1- ساختار گزارش
6	4-1- محدودیت
7	5-1- فهرست منابع برگزیده
9	فصل دوم: معرفی انواع دیوارهای حایل و کاربرد آنها
9	1-2- مقدمه
10	2-2- روند انتخاب نوع دیوار حایل
10	3-2- دیوارهای صلب و انعطاف‌پذیر
10	4-2- انواع دیوارهای حایل
10	1-4-2- دیوارهای وزنی معمولی (Gravity Walls)
12	2-4-2- دیوارهای گابیونی (Gabion Walls)
13	3-4-2- دیوارهای گهواره ای (Crib Walls)
15	4-4-2- دیوارهای مخزنی (Bin Walls)
15	5-4-2- دیوارهای متشکل از قطعات بتنی
17	6-4-2- دیوارهای طره‌ای (Cantilever Walls)
18	7-4-2- دیوارهای طره‌ای پشت‌بنددار

20	 8-4-2 دیوارهای طره‌ای جلو‌بنددار (Buttressed Walls)
20	 9-4-2 دیوارهای طره‌ای طبقه‌ای (Relief Shelves)
22	 10-4-2 دیوارهای حائل نیمه وزنی (Semi-Gravity Walls)
23	 11-4-2 دیوارهای حائل سپری (Sheet- Pile Walls)
24	 12-4-2 دیوارهای سپری مهار شده
26	 13-4-2 دیوارهای جدا کننده (Diaphragm Walls)
27	 14-4-2 دیوارهای متشکل از شمع‌های مماسی یا متداخل
28	 15-4-2 دیوارهای حایل متشکل از ریزشمع‌ها
29	 16-4-2 دیوارهای حایل توأم با عناصر مسلح کننده
29	 17-4-2 دیوارهای حایل ساخته شده از لاستیک‌های فرسوده
31	 18-4-2 دیوارهای حایل با خاکریزهای مسلح شده با عناصر
31	 19-4-2 دیوارهای حایل ایجاد شده با اصلاح در جای خاک
32	 20-4-2 دیوارهای حائل میخکوب
33	 5-2 عوامل مؤثر در انتخاب نوع دیوار حائل
35	 فصل سوم: ملزومات طراحی دیوارهای حایل
35	 1-3 مقدمه
35	 2-3 روند انتخاب نوع دیوار
36	 3-3 فلسفه طراحی و حالات حدی
36	 1-3-3 کلیات
37	 2-3-3 حالت حدی نهایی
37	 3-3-3 ضرایب بار و مقاومت
38	 4-3-3 حالت حدی خدمت دهی
39	 5-3-3 حالت حدی در دیوارهای حایل

39	 3-3-5-1- طرح حالت حدی
40	 3-3-5-2- طرح حالت حدی نهایی
41	 3-3-5-3- روش تحلیل
41	 3-3-5-4- حالت حدی خدمت دهی
42	 3-3-5-5- حالات حدی و سازگاری تغییر شکل ها
43	 3-4- اطلاعات ژئوتکنیکی
43	 3-4-1- کلیات
43	 3-4-2- خاک در یک نگاه کلی
48	 3-4-3- طبقه بندی خاکها
48	 3-4-3-1- ارزیابی خاکهای درشت دانه در محل
49	 3-4-3-2- ارزیابی خاکهای ریز دانه در محل
50	 3-4-3-3- سیلت آلی
50	 3-4-4- شناسایی آزمایشگاهی خاکها
50	 3-4-4-1- آزمایشات دانه بندی
50	 3-4-4-2- آزمایشات حدود اتربرگ
52	 3-4-4-3- طبقه بندی خاکهای ریز دانه براساس مقاومت برشی
52	 3-4-4-4- طبقه بندی خاکهای ریز دانه بر حسب درجه حساسیت
53	 3-4-4-5- شاخص تراکم، D_r
54	 3-4-5- خواص مهندسی خاک
54	 3-4-6- شناسایی های صحرایی
54	 3-4-6-1- اهداف شناسایی های صحرایی
55	 3-4-6-2- مراحل شناسایی های صحرایی
55	 3-4-6-3- جمع آوری اطلاعات موجود
57	 3-4-6-4- حدود و میزان شناسایی ها

59	 3-4-6-5 عمق شناسایی
62	 3-4-6-6 فاصله و تعداد گمانه‌های شناسایی
63	 3-4-6-7 دقت شناسایی
64	 3-4-7-7 آزمایشات درجا
64	 3-4-7-1 مقدمه
64	 3-4-7-2 آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
69	 3-4-7-3 آزمایش نفوذ مخروط (CPT)
72	 3-4-7-4 آزمایش پرسیمتر (Pressuremeter)
78	 3-4-7-5 آزمایش برش پره (Vane Shear Test)
79	 3-4-7-6 آزمایش بارگذاری صفحه
82	 3-4-8-8 نمونه‌گیری
82	 3-4-8-1 عوامل دست خوردگی
83	 3-4-8-2 نمونه‌گیری در خاکهای غیرچسبنده
83	 3-4-8-3 نمونه‌گیری در خاکهای چسبنده
85	 3-5 روندها مطالعات ژئوتکنیکی دیوارهای حایل
89	 فصل چهارم: فشار جانبی وارد بر دیواره‌های حایل در شرایط غیرزلزله
89	 4-1 مقدمه
90	 4-2 عوامل ایجاد کننده فشار جانبی بر دیوارهای حایل
90	 4-3 صور گوناگون فشارهای جانبی وارد بر دیواره‌های حایل
92	 4-4 روشهای فشار جانبی
92	 4-5 روش رانکین
92	 4-6 روش کولمب
93	 4-6-1 فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیرچسبنده

96	 2-6-4- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده.....
98	 3-6-4- فشار جانبی محرک (فعال).....
100	 4-6-4- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال).....
101	 5-6-4- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز.....
102	 6-6-4- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز.....
104	 7-4- روش گوه‌ها.....
104	 1-7-4- کلیات.....
105	 8-4- ارزیابی روشهای رانکین، کولمب، و گوه‌ها.....
106	 9-4- فشار جانبی خاک در حالت سکون.....
106	 1-9-4- کلیات.....
106	 2-9-4- روابط تجربی K_0 برای خاکهای عادی تحکیم یافته، NC.....
106	 3-9-4- روابط تجربی K_0 برای خاکهای پیش تحکیم یافته.....
107	 4-9-4- ضریب فشار جانبی.....
107	 10-4- تاثیر سر بارهای قائم بر فشار جانبی خاک.....
107	 1-10-4- سر بار گسترده یکنواخت.....
107	 2-10-4- سر بار یکنواخت نواری محدود.....
110	 3-10-4- سر بار نوایر مثلثی.....
112	 4-10-4- سر بار نواری دو مثلثی.....
112	 5-10-4- سر بار نواری مثلثی-یکنواخت.....
113	 6-10-4- سر بار خطی.....
114	 7-10-4- سر بار نقطه‌ای.....
114	 11-4- فشار آب.....
114	 1-11-4- فشار آب در حالت هیدرواستاتیکی.....
115	 2-11-4- فشار آب در حالت تراوش در دیواره‌های حایل پاشنه‌دار.....

118	3-11-4- فشار آب در حالت تراوش در دیواره‌های حایل پاشنه‌دار.....
118	4-11-4- فشار تراوش آب در دیواره‌های حایل سپری.....
120	5-11-4- فشار آب در ترک‌های کششی.....
121	12-4- تاثیر تراکم در فشار جانبی.....
124	13-4- اثر سایر عوامل بر فشار جانبی.....
124	1-13-4- اثر تورم در فشار جانبی.....
126	2-13-4- اثر یخبندان بر فشار جانبی.....
126	3-13-4- اثر تغییرات دما بر فشار جانبی.....
126	4-13-4- اثر تغییرات دما بر فشار جانبی.....
127	5-13-4- نیروهای ناشی از امواج.....
127	6-13-4- نیروهای کشتی و قایق.....
128	7-13-4- کشش مهارها.....
128	8-13-4- نیروی ناشی از یخ.....
128	9-13-4- نیروی باد.....
129	14-4- مشخصات مصالح.....
133	فصل پنجم: فشار جانبی وارد بر دیواره‌های حایل در شرایط زلزله.....
133	1-5- مقدمه.....
134	2-5- روش کولمب.....
134	1-2-5- فشار جانبی محرک.....
137	2-2-5- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیب‌دار.....
138	3-2-5- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیر چسبنده.....
139	4-2-5- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده.....
141	5-2-5- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز چسبنده.....

142		5-2-6- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز چسبنده.....
142		5-2-7- محاسبه نیروی جانبی.....
143		5-2-8- نیروی جانبی محرک (فعال) خاکریز چسبنده اصطکاکی.....
147		5-3- فشار جانبی ناشی از زلزله در خاکهای اشباع.....
148		5-4- فشار جانبی ناشی از زلزله در خاکهای نیمه مستغرق در آب.....
148		5-5- محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله (روش ساده‌تر).....
151		5-6- فشار جانبی خاکریزهای درشت دانه در شرایط زلزله.....
151		5-7- اثر فشار آب منفذی اضافی.....
153		5-8- ضریب زلزله معادل.....
156		5-9- روش گوه‌ها.....
156		5-9-1- کلیات.....
156		5-10- ضرایب شتاب لرزه‌ای.....
157		5-11- تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حایل وزنی با معیار تغییر مکان.....
158		5-11-1- طرح دیوار در شرایط.....
160		5-11-2- محاسبه تغییر مکان.....
161		5-11-3- طرح دیوار در شرایط لرزه‌ای.....
162		5-11-4- طرح دیوار در شرایط لرزه‌ای.....
163		فصل ششم: پایداری دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه‌دار.....
163		6-1- کلیات.....
163		6-2- ابعاد اولیه دیوار.....
164		6-3- شرایط بارگذاری.....
166		6-4- ملاحظات پایداری.....
167		6-5- معیار پایداری در برابر واژگونی.....

167		1-5-6- دیوارهای با کف پایه تخت و افقی و بدون کلید برشی
168		2-5-6- دیوارهای با کف پایه شیبدار و بدون کلید برشی
170		3-5-6- دیوارهای حایل طره ای با کلید برشی
172		4-5-6- خاکریزهای شیبدار
173		5-5-6- فشار برکنش آب در دیوارهای حایل با کلید برشی
173		6-5-6- معیار پایداری در برابر واژگونی
175		6-6- پایداری در برابر لغزش
175		1-6-6- مقدمه
175		2-6-6- سطح لغزش
176		3-6-6- تحلیل دو بعدی
176		4-6-6- تغییر مکان‌ها
177		5-6-6- ضریب اطمینان در برابر لغزش
178		6-6-6- کنترل پایداری در برابر لغزش با روش کولمب
179		7-6-6- کنترل پایداری در روش گوه‌ها
179		8-6-6- ملاحظات لازم در طراحی
180		7-6- ظرفیت باربری
181		8-6- خلاصه روند طراحی
182		9-6- پایداری کلی
185		فصل هفتم: ظرفیت باربری و نشست دیواره‌های حایل طره‌ای
185		1-7- مقدمه
186		2-7- نوع گسیختگی برشی
186		3-7- ضریب اطمینان
189		4-7- فشار وارد بر خاک

190	5-7- تعیین ظرفیت باربری به کمک پارامترهای مقاومت برشی خاک.....
193	6-7- نکاتی در تعیین ظرفیت باربری.....
195	7-7- تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی به کمک آزمایشات صحرایی.....
195	1-7-7- استفاده از نتایج SPT در تعیین ظرفیت باربری.....
195	1-1-7-7- روش Meyerhof.....
196	2-1-7-7- روش Bowles (اصلاح شده Meyerhof).....
196	3-1-7-7- سایر ملاحظات لازم.....
197	2-7-7- استفاده از نتایج CPT در تعیین ظرفیت باربری.....
197	1-2-7-7- روش Schmertmann.....
197	2-2-7-7- تبدیل q_c به N_{spt} و استفاده از روابط مبتنی بر N_{spt}
197	3-7-7- استفاده از نتایج آزمایش صفحه در تعیین ظرفیت باربری.....
200	8-7- نشست.....
200	1-8-7- محاسبه نشست آنی ماسه‌ها با روش ضریب تأثیر کرنش (1).....
203	2-8-7- محاسبه نشست آنی ماسه‌ها با روش ضریب تأثیر کرنش (2).....
204	3-8-7- محاسبه دوران پی دیوار.....
205	4-8-7- محاسبه حداکثر نشست مجاز.....
205	5-8-7- پارامترهای لازم برای محاسبه نشست آنی.....
205	6-8-7- محاسبه نشست تحکیم.....
206	9-7- اصلاح.....
206	1-9-7- اهداف اصلاح خاک.....
207	2-9-7- ضرورت اصلاح خاک.....
207	3-9-7- ارزیابی خاک‌های مشکل ساز.....
208	4-9-7- ارزیابی خاک‌های روانگرا.....
209	5-9-7- روشهای اصلاح خاک.....

210	 6-9-7 روند طراحی اصلاح خاک
213	 فصل هشتم: طراحی سازه‌ای دیوارهای حایل
213	 1-8 مقدمه
214	 2-8-2 دیوار حایل طره‌ای
215	 1-2-8 طرح آرماتورهای برشی
215	 2-2-8 طرح آرماتورهای طولی دالها
216	 3-2-8 طرح آرماتورافت و حرارت دالها
216	 4-2-8 حداقل آرماتور افقی دیوارهای حائل طره‌ای
218	 3-8 دیوار حایل پشت بنددار
218	 1-3-8 مقدمه
219	 2-3-8 طراحی دیوارهای حایل پشت‌بنددار
219	 1-2-3-8 روش هانتینگتون
222	 2-2-3-8 استفاده از جداول طراحی
222	 3-2-3-8 روش اجزای محدود
222	 4-2-3-8 روش گام به گام طراحی دیوارهای حایل پشت بنددار
222	 4-8 ضوابط قطع آرماتور در دیوارهای حایل پشت بنددار
237	 فصل نهم: بهینه سازی دیوارهای حایل طره‌ای
237	 1-9 مقدمه
238	 2-9 متغیرهای طراحی و مقادیر ورودی
239	 3-9 خروجی برنامه بهینه سازی
239	 4-9 کنترل‌های ژئوتکنیکی
239	 5-9 مسایل سازه‌ای و کنترل‌های مربوط به آن
240	 6-9-توابع هدف

241	 خلاصه پارامترهای ورودی برای دیوارهای طره‌ای	7-9
241	 پارامترهای هندسی خاکریز	1-7-9
241	 پارامترهای مقاومتی خاک و مصالح دیوار	2-7-9
242	 پارامترهای بارگذاری	3-7-9
242	 ضرایب آیین نامه‌ای	4-7-9
242	 پارامترهای هزینه	5-7-9
243	 کنترل محدودیتها	6-7-9
243	 توابع هدف	7-7-9
243	 نتایج خروجی	8-7-9
245	 فصل دهم: مسائل اجرایی دیواره‌های حایل	
245	 کلیات	1-10
245	 ملاحظات پی‌سازی	2-10
247	 ملاحظات پایداری	3-10
247	 ملاحظات مربوط به محل احداث دیوارهای حایل	4-10
247	 ابزارگذاری	5-10
247	 مشخصات خاکریز، خاک شالوده و مسائل اجرایی	6-10
251	 زهکشی	7-10
251	 ضرورت اجرای زهکشی	1-7-10
252	 مسائل مربوط به زهکشی و روشهای کنترل تراوش	2-7-10
255	 بازرسی دیوارهای حایل	8-10
256	 تعمیرات	9-10
256	 قالب‌بندی	10-10
257	 آرماتوربندی	11-10

257	 12-10- مشخصات سنگدانه‌ها
259	 13-10- حدود مقاومت بتن با توجه به شرایط خاص محیطی
259	 1-13-10- ضوابط مربوط به شرایط خاص محیطی
259	 2-13-10- محیط‌های سولفاته
259	 3-13-10- محافظت در برابر خوردگی آرماتور
259	 14-10- راهکارها برای مناطق لرزه‌خیز
260	 15-10- درزها
260	 1-15-10- درزهای اجرایی در دیوارها
261	 2-15-10- درزهای حرکتی
261	 1-2-15-10- درزهای انقباضی
262	 2-2-15-10- درزهای انبساطی
263	 فصل یازدهم: علل خرابی دیوارهای حایل
263	 1-11- مقدمه
263	 2-11- ابعاد دیوار و اجزای آن
264	 3-11- بارگذاری
265	 4-11- مسائل سازه‌ای
266	 1-4-11- انجام نشدن یا کامل نبودن عملیات هیدراسیون
266	 2-4-11- کم بودن مقاومت فشاری بتن
267	 3-4-11- مشکلات قالب بندی
267	 4-4-11- نامناسب بودن شرایط
267	 5-4-11- مشکلات آرماتور بندی
268	 6-4-11- عدم توجه به محیط‌های بتن ریزی که باعث
268	 7-4-11- مشکلات طراحی
268	 5-11- پایداری

269		11-6- خاکریز و خاک شالوده.....
271		11-7- تراوش و سیستم زهکشی.....
272		11-8- بررسی علل خرابی‌های دیواره‌های حایل در چند مورد.....
275		ضمیمه 1- فهرست مراجع.....
285		ضمیمه 2- فهرست علائم.....
297		ضمیمه 3- طرح کامل یک دیوار حائل طره‌ای پاشنه دار.....
313		ضمیمه 4- طرح کامل یک دیوار حائل طره‌ای پشت بند دار.....

فهرست اشکال

صفحه	عنوان
11	شکل 1-2- ابعاد تقریبی دیوار وزنی برای طراحی اولیه
12	شکل 2-2- دیوار گابیونی
14	شکل 3-2- دیوار گهواره‌ای
15	شکل 4-2- نمونه‌ای از دیوار حایل مخزنی
16	شکل 5-2- نمونه‌ای از دیوار متشکل از قطعات H شکل بتنی
17	شکل 6-2- نمونه‌های دیوارهای بتنی طره‌ای
18	شکل 7-2- ابعاد تقریبی دیوار حایل طره‌ای برای طراحی اولیه
19	شکل 8-2- دیوار طره‌ای پشت بنددار
22	شکل 9-2- نمونه دیوار طره‌ای طبقه‌ای
22	شکل 10-2- دیوار حایل نیمه وزنی
25	شکل 11-2- دیوارهای سپری مهار شده
26	شکل 12-2- مراحل اجرایی نمونه‌ای دیوارهای دیافراگمی
27	شکل 13-2- دیوارهای حایل شمعی
28	شکل 14-2- دیوار حایل متشکل از ریز شمعها
30	شکل 15-2- نمونه‌های دیوارهای اجرا شده به کمک تایلرهای فرسوده
46	شکل 1-3- رابطه بین نسبت S_u/p و شاخص خمیری (PI)
47	شکل 2-3- رابطه تجربی بین زاویه اصطکاک داخلی خاک
71	شکل 3-3- رابطه بین اندازه متوسط دانه‌های خاک
75	شکل 4-3- نمونه معمول تغییرات بر اساس فشار
80	شکل 5-3- ضریب I از روش
94	شکل 1-4- محل تاثیر نیروهای جانبی

95	 شکل 4-2- فشار جانبی کولمب با وجود سربار
99	 شکل 4-3- توزیع فشار جانبی بر روی دیوار حایل
109	 شکل 4-4- فشار جانبی وارد بر دیوار ناشی از سربار
111	 شکل 4-5- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار
112	 شکل 4-6- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار نواری دو مثلی
113	 شکل 4-7- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار نواری مثلی-یکنواخت
115	 شکل 4-8- نحوه تعیین فشار آب از شبکه جریان
116	 شکل 4-9- تعیین فشار آب با استفاده از روش خط خزش
117	 شکل 4-10- مسیر تراوش در روش خط خزش
119	 شکل 4-11- توزیع فشار خالص ناشی از تراوش آب
120	 شکل 4-12- توزیع فشار خالص ناشی از تراوش آب
122	 شکل 4-13- نمودار توزیع فشار برای تراکم دیوارهای حایل ثابت
135	 شکل 5-1- تأثیر زلزله بر نیروی جانبی خاک به روش مونتونوبه
136	 شکل 5-2- نحوه تعیین محل اثر نیروهای P_{ae} و ΔP_{ae}
142	 شکل 5-3- توزیع فشار جانبی بر روی دیوار حایل
144	 شکل 5-4- سطح گوه‌ای لغزش در خاک $c-\phi$ مجاور دیوار حایل
145	 شکل 5-5- منحنی تغییرات $N'_{ac} = N_{ac}$
146	 شکل 5-6- منحنی N_{ay} بر حسب ϕ و θ
147	 شکل 5-7- منحنی تغییرات ضریب I
149	 شکل 5-8- خاکریز لایه‌ای
153	 شکل 5-9- نیروی هیدرودینامیک آب ناشی از زلزله در خاکریز
155	 شکل 5-10- ضریب لرزه‌ای معادل، K_e ، برای دیوارهای حایل
160	 شکل 5-11- مراحل محاسبه تغییر مکان دیوار حایل وزنی
166	 شکل 6-1- ملاحظات پایداری دیوارهای حایل طره‌ای معمولی

167	شکل 6-2- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل.....
168	شکل 6-3- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی.....
170	شکل 6-4- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل.....
171	شکل 6-5- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل.....
172	شکل 6-6- نیروی برشی برای خاکریز با شیب مثبت.....
176	شکل 6-7- سیستم معمول سازه - خاک با سطح لغزشی فرض شده.....
178	شکل 6-8- کنترل لغزش در امتداد پایه.....
181	شکل 6-9- تحلیل پایداری در برابر لغزش با تک گوه.....
182	شکل 6-10- (الف) گسیختگی برشی سطحی، (ب) گسیختگی برشی عمیق.....
187	شکل 7-1- نیروهای وارد بر پایه دیوار.....
188	شکل 7-2- پارامترهای به کار رفته در معادلات ظرفیت باربری.....
189	شکل 7-3- توزیع فشار بر روی خاک در کف دیوار.....
202	شکل 7-4- ضریب تأثیر I_F برای محاسبه نشست.....
218	شکل 8-1- تناسب هندسی دیوار حایل پشت بند دار.....
219	شکل 8-2- روش هانتینگتون - لنگر در نوارهای افقی تیغه دیوار.....
220	شکل 8-3- روش هانتینگتون - لنگر در نوار قائم تیغه.....
221	شکل 8-4- روش هانتینگتون - طراحی پنجه و پاشنه.....
223	شکل 8-5- دال با سه لبه گیردار و یک لبه آزاد.....
225	شکل 8-6- اجرای شبکه آرماتور لنگر مثبت دال.....
226	شکل 8-7- اجرای آرماتور منفی در حاشیه‌های دال.....
226	شکل 8-8- اجرای 50% آرماتور لنگر منفی در نواحی غیر حاشیه ها.....
227	شکل 8-9- اجرای 50% تمه و آرماتور لنگر منفی.....
273	شکل 11-1- تجارب آماری موجود.....
273	شکل 11-2- تجارب آماری.....

فهرست جداول

صفحه

عنوان

49	جدول 3-1- تراکم ماسه‌ها بر حسب عدد SPT
51	جدول 3-2- حدود خمیری خاک رس بر حسب حد روانی، LL
51	جدول 3-3- حالت خمیری خاکهای رسی بر حسب مقادیر PI
52	جدول 3-4- طبقه بندی خاک‌های چسبنده
53	جدول 3-5- طبقه‌بندی خاک‌های ریزدانه بر حسب مقدار حساسیت، S_t
67	جدول 3-6- ضرایب h_2 برای طول مته حفاری
67	جدول 3-7- ضرایب اصلاحی η_3 برای وضعیت نمونه‌گیر
67	جدول 3-8- ضرایب اصلاحی h_4 برای قطر گمانه‌ها
77	جدول 3-9- مقادیر معمول پرسوومتر منارد (35)
91	جدول 4-1- مقدار تغییر شکل جانبی
91	جدول 4-2- مقدار تغییر مکان
104	جدول 4-3- مقادیر c_w
130	جدول 4-4- زاویه اصطکاک و چسبندگی بین مصالح مختلف (51)
156	جدول 5-1- مقادیر k_h بر حسب تغییر مکان و ضریب شتاب پیک زلزله
173	جدول 6-1- معیار پایداری دیوارهای حایل (43)
174	جدول 6-2- معیار پایداری دیوارهای حایل
191	جدول 7-1- مقادیر $\bar{\gamma}$ بر حسب موقعیت تراز آب زیرزمینی
192	جدول 7-2- تعیین ضرایب عمق
196	جدول 7-3- ضرایب F_1 تا F_4
204	جدول 7-4- ضریب تأثیر I_0 برای محاسبه دوران پی دیوار
225	جدول 8-1- مقادیر طول مهار آرماتور کششی (l_d)

228	جدول 8-2- ضرایب طراحی دالها (USBR)
229	جدول 8-3- ضرایب طراحی دالها (USBR)
230	جدول 8-4- ضرایب طراحی دالها (USBR)
231	جدول 8-5- ضرایب طراحی دالها (USBR)
232	جدول 8-6- ضرایب طراحی دالها (USBR)
233	جدول 8-7- ضرایب طراحی دالها (USBR)
234	جدول 8-8- ضرایب طراحی دالها (USBR)
235	جدول 8-9- ضرایب طراحی دالها (USBR)

فصل اول

کلیات

1-1- مقدمه

اهمیت یک طرح مهندسی مورد قبول بستگی به تعریف دقیق اجزاء و سازوکارهایی دارد که طرح، با تکیه بر آنها و به کمک آنها، در حالت بهره برداری ایفای خدمت می نماید. این ساز و کارها و اجزا باید مبتنی بر دو اصل اساسی مکانیک خاک که حالات حدی خوانده می شوند، عمل کنند که عبارتند از:

- الف - شکست برشی خاک که منجر به تغییر مکان و چرخش زیاد سازه می شود.
- ب - نشست قابل ملاحظه خاک بویژه نشست های نامساوی که ممکن است منجر به اعمال تنش های زیاد در سازه گردد.

تا زمانی که بنا باشد سازه به این دو حالت حدی فوق نرسد، باید کلیه عواملی که ممکن است به دو حالت حدی فوق منجر شوند، بطور نسبتاً دقیق و قابل قبول شناسایی شده و مد نظر قرار گیرند. با توجه به عدم قطعیهایی که در رفتار خاک وجود دارد، دقت زیادی

لازم است تا پارامترهای خاک حتی الامکان بطور نسبتاً دقیق برآورد شوند. سازه‌های حایل از جمله مواردی هستند که در زمانهای بهره‌برداری و با توجه به حالات حدی، باید با اطمینان کافی دارای عملکرد قابل قبول باشند.

1-2- هدف

هدف این طرح بیان تئوری‌های مورد قبول جامعه علمی جهانی و ارائه دستورالعملهای فنی در سطح ملی است که در طراحی ایمن و ساخت و ساز اقتصادی دیوارهای حایل متعارف استفاده شود. این دیوارها می‌توانند مصالح خاکی را در دو تراز متفاوت و در شیب‌هایی، بیش از آنچه در طبیعت پایدار هستند، نگهداری کنند. در این نوشتار تلاش شده است با بهره‌گیری از چند آئین‌نامه معتبر دنیا، اصول تحلیل و طراحی دیوارهای حایل، ارائه شود. این اصول شامل ملزومات طراحی، بارگذاری، تحلیل، کنترل‌های لازم، طراحی، بهینه‌سازی، نکات اجرایی، نگهداری و علل خرابی این دیوارها است. همچنین سعی شده نه تنها جنبه‌های کاربردی مبحث دیوارهای حایل در هر یک از آیین‌نامه‌ها حفظ گردد. ضمناً تلاش شده موضوع از دیدگاه آموزشی نیز مورد توجه قرار گیرد.

1-3- ساختار گزارش

بطور کلی مطالب در دو جلد مجزا با نامهای "راهنمای طراحی دیوارهای حایل طره‌ای" و "تبیین ضوابط طراحی دیوارهای حایل طره‌ای" در یازده فصل تنظیم شده است. در جلد "تبیین ضوابط طراحی" سعی شده تئوری‌های مورد استفاده همراه ارزیابی آنها بطور کامل تشریح شود تا خواننده در صورت لزوم، با مبانی استخراج آنها آشنا گردد. اما در جلد "راهنمای طراحی" تلاش شده ضمن معرفی تئوریهای تمرکز اصلی بر روی شیوه‌های انتخاب شده باشد. کلیه عناوین در هر دو جلد دارای شماره‌های ترتیب یکسانی است تا دسترسی خواننده به مطلب مشخص به سرعت انجام پذیر باشد.

در فصل اول به هدف این گفتار علمی و تهیه دستورالعمل اشاره شده است و سپس اجزای اصلی گزارش بطور مختصر تبیین شده است. ضمناً اشاره خواهد شد که اگر چه

مطالب ارائه شده قابل تعمیم به موارد دیگر نیز هست، اما محدوده کاربرد آن بطور ویژه باید مد نظر قرار گیرد.

فصل دوم به معرفی مختصر انواع دیوارهای حایل اختصاص دارد. هدف از ارائه این فصل آشنایی با اشکال مختلف دیوارهای حایل است که هر نوع بر حسب عملکرد خود می‌تواند در مواردی مفید واقع شود بطوریکه بتوان از نقطه نظر اقتصادی و فنی گزینه مناسب‌تر را انتخاب کرد. در این راستا، نخست به دیوارهای حایل صلب و انعطاف پذیر اشاره خواهد شد و در ادامه دیوارهای وزنی و نیمه وزنی و انواع آن از نظر ساخت و اجرا، دیوارهای بتن مسلح در شکلهای گوناگون آن (دیوارهای پشت‌بنددار، طره‌ای، طره‌ای طبقه‌ای، طره‌ای مهار شده، ریشه‌دار)، دیوارهای: گابیونی، گهواره‌ای، مخزنی، بلوکی متشکل از قطعات پیش ساخته، طره‌ای در انواع گوناگون، دیافراگمی، ساخته شده از شمع، مسلح شده بصورت مکانیکی، حایل ساخته شده از تایلرهای فرسوده، میخکوب شده و ... تشریح می‌شود. در پایان به مسائل اساسی و لازم که در تصمیم گیری نهایی انتخاب نوع دیوار حایل مؤثر است اشاره خواهد شد. این مسائل عمدتاً فنی، اجرایی، اقتصادی و اجتماعی هستند.

در فصل سوم به تشریح ملزومات طراحی دیوارهای حایل پرداخته شده است. در این فصل، نخست به سیاستگذاری و روند انتخاب نوع دیوار اشاره خواهد شد. سپس فلسفه استفاده از ضرایب اطمینان و حالات حدی در طراحیهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی به تفصیل بررسی می‌گردند و حالات حدی، حالات حد نهائی و حالات حدی خدمت پذیری تشریح می‌شوند. در ادامه، به اطلاعات لازم ژئوتکنیکی از محل احداث پروژه پرداخته می‌شود. شناساییهای لازم صحرایی، تعیین پارامترهای فیزیکی، رفتاری و مقاومتی خاک، آزمونهای آزمایشگاهی و صحرایی لازم و نمونه گیری تشریح خواهند شد.

در فصل چهارم بارگذاری دیوارهای حایل و عوامل ایجاد کننده فشارهای جانبی در شرایط غیر زلزله ذکر خواهد شد. از جمله این عوامل می‌توان خاک، سربار (نقطه‌ای، خطی، یکنواخت و گسترده، یکنواخت و محدود، خطی مثلثی و محدود)، آب (در حالت

ساکن و تراوش) تراکم، باد (حین اجرای دیوارهای حایل و در خلال خاکریزی پشت دیوار)، موج، درجه حرارت، تورم و یخبندان را نام برد. در ادامه تخمین فشار جانبی وارد بر سازه‌های نگهدارنده ناشی از خاکریز پشت آنها در شرایط سکون، محرک و مقاوم با روشهای معمول و معتبر تشریح می‌شود. برای برآورد فشار و نیروی وارد بر دیوارها از حالات سکون و حالات حدی مبتنی بر روشهای رانکین، کولمب و گوه‌ها بیان می‌گردند. گسترش این روشها فراتر از آنچه در آیین‌نامه‌ها موجودند، توسط نگارنده انجام شده است. در پایان، به محدودیتهای، مزایا و معایب هر کدام اشاره خواهد شد.

با توجه به اهمیت موضوع، در فصل پنجم بارگذاری دیوارهای حایل در شرایط زلزله بررسی می‌شود. در این فصل، برای برآورد نیروی جانبی ناشی از زلزله، از شیوه مونوبه - اکابه از دو روش کولمب و روش گوه‌ها استفاده می‌شود. بویژه با توجه به مقبولیت بیشتر، روش کولمب بعنوان روش برگزیده انتخاب شده است. این روش برای خاکریزهای لایه‌ای تعمیر داده می‌شود. ضمناً تاثیر اشباع بودن خاک و فشار هیدرودینامیکی آب نیز بررسی می‌شود و رهنمودهایی برای انتخاب ضرایب شتاب نیز ارائه می‌شود. در پایان، به طراحی دیوارهای حایل وزنی بر اساس تغییر مکان محدود نیز پرداخته می‌شود. کنترلهای لازم برای پایداری دیوارهای حایل در برابر لغزش و واژگونی در فصل ششم ارائه خواهد شد. محدوده ضرایب اطمینان لازم نیز برای پایداری در برابر لغزش و واژگونی ذکر می‌گردد و در پایان به بررسی پایداری کلی دیوارها پرداخته می‌شود.

در فصل هفتم بدلیل اهمیت موضوع، مطالب مربوط به کنترل ژئوتکنیکی آمده است که عمدتاً شامل گسیختگی خاک در زیر شالوده دیوارها و نشست‌ها و دورانهای غیر قابل قبول می‌باشد. روشهای معتبر تعیین ظرفیت باربری بر اساس پارامترهای مقاومت برشی همچون Meyerhof اصلاح شده، Hansen و Vesic در این بخش به تفصیل ذکر خواهند شد و روش Hansen بعنوان روش برتر انتخاب می‌گردد و روشهای معتبر تعیین ظرفیت باربری بر اساس نتایج آزمایشات صحرایی نیز تشریح می‌شود. در ادامه، محاسبات نشست‌های آبی، تحکیم، و عوامل موثری مانند لایه‌بندی خاک، ضخامت لایه‌های خاک،

شکل سطح بارگذاری و انعطاف پذیری و یا صلبیت شالوده مدنظر قرار می‌گیرد. در پایان فصل، به خاکهای مساله‌دار در پی سازی اشاره و سپس شیوه‌های اصلاح و تقویت خاک شالوده و روند طراحی اصلاح خاک ذکر می‌شود.

در فصل هشتم اصول روش طراحی سازه‌های دیوارهای حایل بررسی می‌گردد. با توجه به محدوده‌های مقاومت مصالح مصرفی شامل بتن و میلگرد، از دستورالعمل‌های آیین نامه اشتو برای طراحی سازه‌ای انواع دیوارهای حایل طره‌ای استفاده می‌شود. با بارگذاری معین و برآورد توزیع فشار جانبی و محاسبه نیروها و لنگرها در مقاطع گوناگون تیغه و پایه دیوار حایل پاشنه دار و پشت‌بند دار، کنترل لازم در حصول طراحی ایمن و اقتصادی انجام می‌گیرد. چند روش برای تحلیل دیوارهای حایل پشت‌بند دار ارائه می‌گردد و در پایان، از ضرایب معرفی شده توسط USBR استفاده می‌شود.

فصل نهم خطوط کلی طراحی بهینه دیوارهای حایل را ترسیم می‌کند. با توجه فصول قبل: بارگذاری اصولی دیوارها، تحلیل‌های لازم در برآورد بارهای طراحی و اصول طراحی سازه‌ای، در این فصل امکان پذیری تهیه و تدوین برنامه کامپیوتری بهینه‌سازی تبیین می‌شود که در آن ثابت‌های اولیه بعنوان داده‌های ورودی شامل ارتفاع دیوار نگهبان، مشخصات خاکریز پشت دیوار و خاک شالوده (با در نظر گرفتن حالت لایه‌ای بودن خاک) هستند. بعلاوه می‌توان چند نوع مقاومت را برای آرماتور و بتن در محدوده قابل قبول آیین نامه‌ای در نظر گرفت و انتخاب نهایی را به عنوان پارامترهای ورودی وارد برنامه کرد. دو تابع هدف هزینه و تابع هدف وزن در روند بهینه‌سازی استفاده می‌شود. با وارد کردن ثابت و متغیرهای ورودی، می‌توان کلیه کنترل‌های ژئوتکنیکی، پایداری و سازه‌ای را بر اساس اصول بهینه سازی انجام داد.

در فصل دهم مسائل اجرایی دیوارهای حایل مورد بحث قرار می‌گیرد. این مسائل شامل: ملاحظات پی‌سازی، ملاحظات پایداری، مسائل محل احداث دیوارهای حایل، ابزارگذاری در دوران بهره برداری، مسائل زهکشی، ضرورت اجرای زهکشی، روشهای کنترل تراوش، فیلتر و خصوصیات آن، معیارهای زهکش، زهکشی در دیوارهای سیل بند،

بازرسی دیوارهای حایل، تعمیرات، قالب‌بندی، آرماتوربندی، مشخصات سنگدانه‌ها در بتن، حدود مقاومت بتن با توجه به شرایط خاص محیطی، ضوابط مربوط به شرایط خاص محیطی، محیط‌های سولفاته، محافظت در برابر خوردگی آرماتور، راهکارهای مناطق لرزه‌خیز، درزهای اجرایی و درزهای حرکتی (نقباضی و درزهای انبساطی) هستند.

در فصل یازدهم علل خرابی انواع دیوارهای حایل بررسی خواهد شد و به نقش ابعاد دیوار و اجزای آن، بارگذاری، مسائل سازه‌ای، مشکلات ناشی از بتن (انجام نشدن عملیات هیدراسیون یا کامل نبودن عملیات هیدراسیون بتن و کم بودن مقاومت فشاری بتن)، مشکلات قالب‌بندی، نا مناسب بودن شرایط، مشکلات آرماتور بندی، عدم توجه به محیط‌های بتن ریزی که باعث خوردگی بتن و آرماتور می‌شود، خاکریز و خاک شالوده، تراوش و عملکرد سیستم زهکشی پرداخته می‌شود. در پایان، با ذکر علل خرابیهای دیوارهای حایل طی یک مطالعه موردی، تجارب جمع‌آوری شده در دو بخش ارائه خواهد شد.

در انتهای گزارش چهار ضمیمه گنجانده شده است. در ضمیمه اول فهرست مراجع و در ضمیمه دوم فهرست علائم آورده شده‌اند. ضمائم سوم و چهارم به ذکر دو مثال کامل برای طرح دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه‌دار و پشت‌بنددار اختصاص یافته و ضمناً جداول طراحی دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه دار و پشت‌بنددار نیز بصورت جداگانه عرضه گردیده است.

1-4- محدودیت

اگر چه روشها و نظریه‌هایی که در این دستورالعمل مطرح می‌شود قابل استفاده برای انواع دیوارهای حایل می‌باشد، اما تمرکز اصلی به موارد ذیل محدود می‌باشد:

- دیوارهای حایل طره‌ای معمولی (Cantilever Walls)
- دیوارهای حایل پشت‌بنددار (Counterfort Walls)

ضمناً در محلهای نیازمند به شالوده نوع سطحی آن مد نظر بوده است. در صورت نیاز به پی عمیق، باید مطالعات مجزا انجام گیرد.

1-5- فهرست منابع برگزیده

در تهیه مطالب "تبیین ضوابط طراحی" و "راهنمای طراحی" و نحوه ارائه آنها، تلاش شده که از چند آیین نامه معتبر دنیا، کتب گوناگون، مقالات علمی، و تجارب شخصی استفاده گردد. اگرچه در انتهای گزارش، فهرست کامل منابع استفاده شده آمده است، در اینجا، عمده‌ترین آنها بر حسب حروف الفبا ذکر می‌شوند:

مراجع :

1. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). 1996. Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition (1998 Interim Revisions), Washington D.C.
2. Bowles, J.E. 1996. Foundation Analysis and Design. 5th Edn., McGraw Hill Book Company, New York.
3. BS 8002 1994. Code of Practice for Earth Retaining Structures. British Standards Institution, UK.
4. Canadian Geotechnical Society, CGS 1992. Canadian Foundation Engineering Manual. 3rd Edn., BiTec Publisher, BC.
5. Clayton, C.R.I., Militistky, J., and Woods, R.I. 1993. Earth Pressure and Earth-Retaining Structures. 2nd Edn., Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK.
6. Das, B.M. 1995 Principles of Foundation Engineering. 3rd Edn., PWS Publishing Company, Boston, USA.

7. Ebeling, R.M., and Morison Jr, E.E. 1992. The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures. US Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA., Technical Report ITL-92-11, NCEL TR-939.
8. TDTERSM 2001. Tennessee Department of Transportation Earth Retaining Structures Manual. Tennessee, USA.
9. PIANC 2001. Seismic Design Guidelines for Port Structures. Working Group No. 34 of the Navigation Commission International Navigation Association, Balkema Publishers.
10. Tschebotarioff, G.P. 1962. Retaining Structures. Chap. 5 in Foundation Engineering, Ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York.
11. TSPHFJ 1991. Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Ministry of Transport, Japan.
12. USACE 1994a. Retaining and Flood Walls. U.S. Army Corps of Engineers, No. 4, ASCE Press, ASCE, New York.
13. USACE 1999. Guidelines on Ground Improvement for Structures and Facilities. U.S. Army Corps of Engineers, ETL 1110-1-185, Washington D.C.
14. USDN, 1983. (NAVFAC DM 7.2, 1982). Design Manual: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. US Department of the Navy, Washington D.C.

فصل دوم

انواع دیوارهای حایل و کاربرد آنها

2-1- مقدمه

دیوارهای حایل به صور مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند. بنابراین نخستین گام در طراحی این دیوارها، انتخاب نوع مناسب دیوار بر حسب کاربرد خاص آن است. بعلاوه عوامل مختلفی که ممکن است موجب شکست دیوار، ناپایداری و شکست خاک و گسیختگی آن شوند، باید بطور دقیق مدنظر قرار گیرند. بعنوان قدم اولیه در انتخاب نوع دیوار ممکن است چندین نوع دیوار مورد بررسی قرار گیرند تا در نهایت نوع بهینه، اقتصادی و متناسب با شرایط اجرایی در محل انتخاب شود. لازم به تأکید است در همین بررسی اولیه نوع خاکریز و بویژه خاک زیر پی ممکن است تعیین کننده اساس انتخاب نوع دیوار باشند. باید توجه کرد که داشتن و در نظر گرفتن پارامترهای ژئوتکنیکی خاک چه در مرحله مقدماتی و چه در مراحل پایانی طراحی ضروری است، که در فصل بعد مورد توجه قرار خواهد گرفت.

2-2- روند انتخاب نوع دیوار حایل

در انتخاب نوع دیوار نگهبان بطور معمول روشهای موجود و معمول و محدودیتهای اجرایی و مکانی بطور عمده تعیین کننده هستند. یک روش سنتی و معمول برای طراحان آن است که غالباً نوع دیواری را انتخاب می‌کنند که قبلاً استفاده کرده‌اند و بدلیل تجارب قبلی، از روش طراحی آن اطمینان دارند. این امر نباید بعنوان یک اصل کلی تلقی گردد و باید به محدودیتهای مسائل اجرایی، وجود مصالح، شرایط خاکریز پشت دیوار، شرایط سطح آب زیرزمینی، وضعیت خاک تحت الارضی، هزینه و ... بعنوان محورهای طراحی توجه شود.

2-3- دیوارهای صلب و انعطاف‌پذیر

دیوارهای صلب، دیوارهایی هستند که پایداری و مقاومت در برابر حرکت جانبی را اساساً از وزن خود تامین می‌کنند مانند دیوارهای وزنی بتنی، دیوارهای ضخیم بتنی، دیوارهای گابیونی و بعضی از دیوارهای حایل ساخته شده از بتن مسلح که در برابر حرکات جانبی مقید شده‌اند. در مقابل، دیوارهایی همچون طره‌ای مهار شده یا دیوارهای سپری ریشه‌دار یا دیوارهایی که در اثر فشار جانبی می‌توانند حرکت داشته باشند، انعطاف‌پذیر محسوب می‌شوند.

2-4- انواع دیوارهای حایل

2-4-1 دیوارهای وزنی معمولی (Gravity Walls)

ساده‌ترین نوع دیوارها از نوع وزنی هستند که از مصالحی همچون بتن، سنگ، آجر، مصالح بنایی، بلوک‌های حجیم بتنی ساخته می‌شوند. از مزایای اساسی این نوع دیوارها سهولت اجرای آنهاست که نیازی به وسایل و تجهیزات عمده ندارد.

معمولاً ارتفاع دیوارهای وزنی تا حدود 4 متر است و بندرت بلندتر از 6 متر اجرا می‌شوند. پایداری اینگونه دیوارها اصولاً به کمک وزن آنها تأمین می‌شود. ابعاد این دیوارها باید طوری باشند که برآیند نیروی قائم ناشی از آنها درون یک سوم بخش میانی پایه قرار

Diagram of a gravity dam cross-section showing various dimensions and labels. The dam has a top width of 0.3 m, a minimum crest thickness of 20 mm, and a height H . The upstream face has a minimum thickness of 1 m. The downstream face has a minimum thickness of 0.12 to 0.17H. The base has a minimum thickness of 0.12 to 0.17H and a maximum thickness of 0.5 to 0.7H. The dam is labeled "نیغه" (Nigha) and "پائنه" (Paina). The water level is indicated by "D" and "min".

شکل 2-1- ابعاد تقریبی دیوار وزنی برای طراحی اولیه

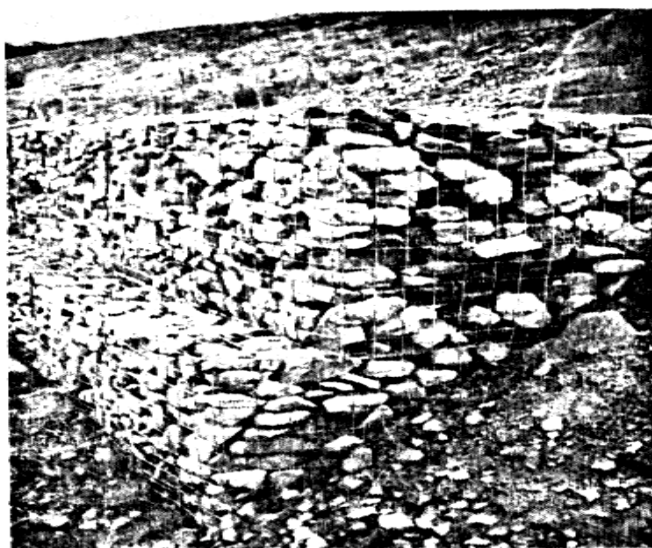
2-4-2- دیوارهای گابیونی (Gabion Walls)

این نوع دیوارها اساساً از جعبه‌ها و تسمه‌های فلزی گالوانیزه و یا تورهای پلیمری ساخته شده، تشکیل می‌شود که درون آن با شن و ماسه درشت یا قطعات سنگ پر می‌شود و از نوع دیوارهای وزنی محسوب می‌شوند.

مهمترین مزایای این نوع دیوارها انعطاف‌پذیری و سهولت اجرای آنهاست بطوری که می‌توان بلوکهای گابیونی را در محل دیگری تولید و به محل اجرای دیوار منتقل کرد. پایداری داخلی دیوارهای گابیونی بستگی به نوع شبکه استفاده شده و نحوه به هم وصل شدن رشته‌های تورهای پلیمری یا تسمه‌های فلزی و کیفیت اجرا دارد.

نفوذپذیری و انعطاف‌پذیری این نوع دیوارها، بویژه در محلهایی که امکان اشباع شدن خاکریز باشد، قابل توجه است. بعلاوه در محلهایی که ظرفیت باربری خاک کف قابل ملاحظه نیست این نوع دیوارها ممکن است مناسب باشند.

شکل عام دیوارهای حایل گابیونی دوزنقه‌ای بوده اما وجوه بیرونی و پشتی دیوار ممکن است صاف یا پله‌ای باشد. نوع پله‌ای آن معمول‌تر است.



شکل 2-2- دیوار گابیونی

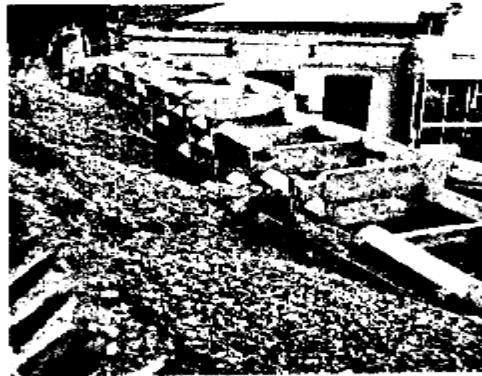
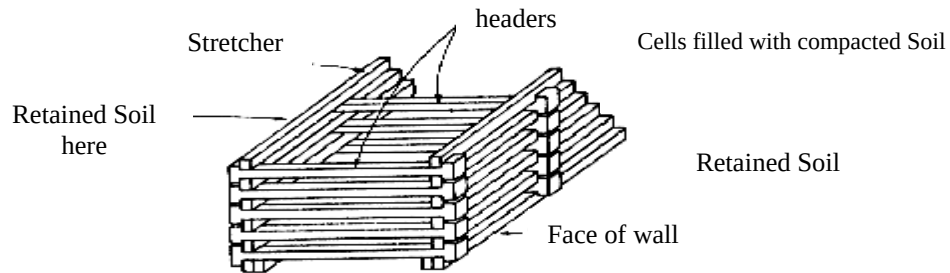
در سواحل رودخانه‌ها و در شرایطی که جزر و مد آب مطرح است نفوذپذیری مصالح دیوارهای گابیونی اجازه زهکشی سریع آب نفوذی را می‌دهد. در پشت این دیوارها با توجه به طبیعت خاکریز پشت دیوار ممکن است استفاده از فیلتر لازم شود تا از شسته شدن ریزدانه‌ها به درون مصالح گابیون جلوگیری کند. از محاسن دیگر دیوارهای گابیونی، مقاومت در برابر افزایش حجم فضای یخ زده است که بدلیل وجود حفرات در مصالح دیوار، پدیده متورم شدن تقریباً منتفی است.

3-4-2- دیوارهای گهواره‌ای (Crib Walls)

این دیوارها نیز از نوع وزنی هستند که عموماً به کمک قطعات چوب یا قطعات بتنی پیش ساخته تولید می‌شوند شکل 2-3 و درون آنها با مصالح دانه‌ای متراکم پر می‌گردد. معمولاً این نوع دیوارها برای ارتفاعات کم تا متوسط (ماکزیمم 6 تا 9 متر) که تحت فشار جانبی کم تا متوسطی قرار می‌گیرند استفاده می‌شود.

مزیت اصلی این نوع دیوارها انعطاف پذیری آنهاست که می‌توانند تغییر مکانهای بزرگی را تحمل کنند بدون اینکه آسیبی به آنها برسد. بعلاوه ساخت آنها نسبتاً آسان است و با وسایل ساده و ابتدایی انجام می‌گیرد و زهکشی خاکریز نگهداری شده به کمک این دیوارها به آسانی امکان‌پذیر است. بطور کلی، اگر این نوع دیوارها به منظور نگهداری خاکریز برای جلوگیری از ریزش استفاده شود، فاصله جلو تا عقب قفسه (ضخامت دیوار) نباید از یک متر کمتر باشد.

شکست این نوع دیوارها بیشتر ناشی از زهکشی نامناسب خاک، نبود اتصال مناسب اعضای قفسه به یکدیگر و نشست نایک‌نواخت در اعضای قفسه بدلیل نشست خود دیوار گزارش شده است (3). خاکریز داخل این مخزنها معمولاً متراکم می‌شود تا از نشستهای احتمالی بعدی جلوگیری به عمل آید.



(a)

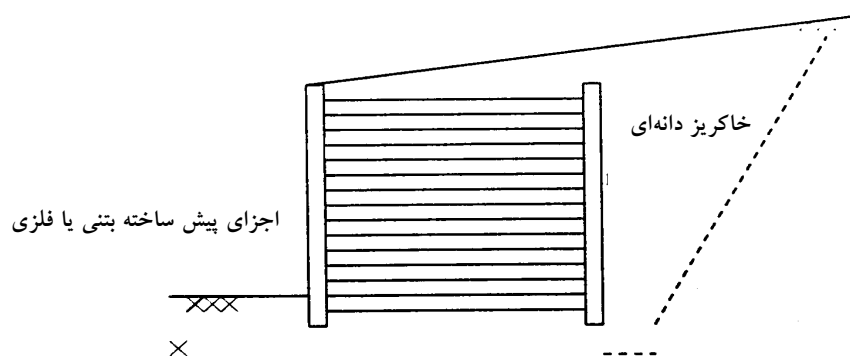


شکل 2-3- دیوار گهواره‌ای

دیوارهای گهواره‌ای عمدتاً از نظر جنس قاب واحدهای نگهدارنده خاک ممکن است از قطعات بتنی پیش ساخته یا چوب ساخته شوند. در صورت استفاده از قابها و قطعات چوبی به پوشیدن، خورده شدن و از بین رفتن تدریجی آنها باید توجه شود. همچنین جمله موجودات زنده چون موریانه نیز باید مد نظر قرار گیرد. در صورت اقتصادی بودن می‌توان از چوبهای عمل آمده و مقاوم در برابر این عوامل استفاده کرد.

2-4-4- دیوارهای مخزنی (Bin Walls)

این نوع دیوارها که از مخزن‌های بتنی یا فلزی احداث می‌گردند در اصل نوعی دیوار حایل وزنی به شمار می‌روند. نوع فلزی آن از واحدهایی ساخته می‌شوند که اجزای آن می‌توانند در محل پروژه به کمک پیچ و مهره به یکدیگر متصل شوند. نوع بتنی آن از قطعات بتن مسلح ساخته می‌شود که اجزای آن با پیش بینهای قبلی می‌توانند با اجزای مناسب، مانند آنچه در ساختمانهای پیش ساخته انجام می‌شود، به یکدیگر دیگر متصل شوند. در این نوع دیوارها خوردگی، عوامل زیست محیطی، نوع مصالح داخل واحدهای دیوار، نوع مصالح خاکریز پشت دیوار، زهکشی و... از جمله مسائلی هستند که در قسمت قبل برای دیوارهای گهواره‌ای بیان شد. شکل 2-4 نمونه‌ای از این دیوارها را نشان می‌دهد.



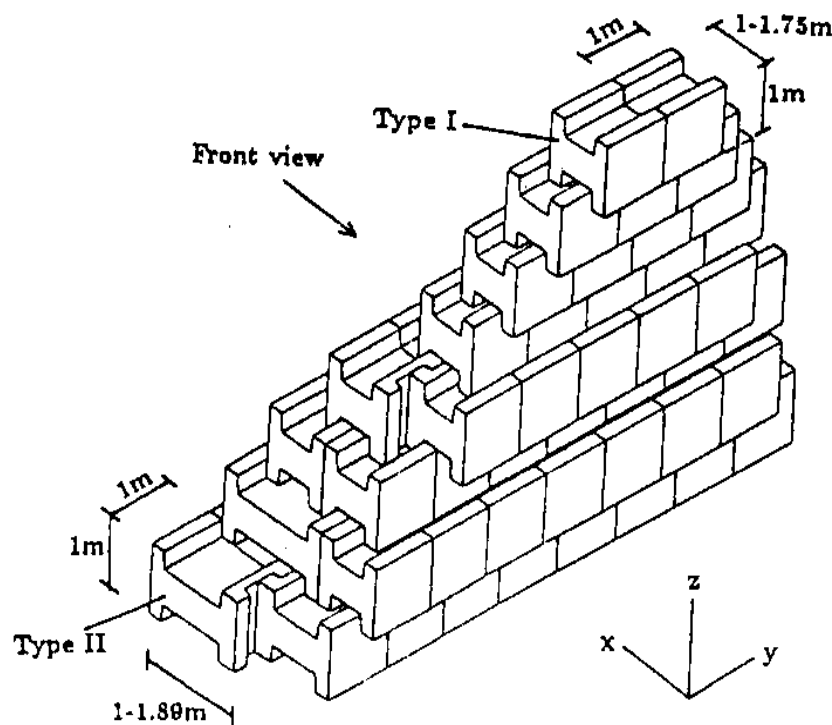
شکل 2-4- نمونه‌ای از دیوار حایل مخزنی

2-4-5- دیوارهای متشکل از قطعات بتنی H شکل متصل به یکدیگر

(Interconnected H concrete-Block)

این نوع دیوارها که وزنی محسوب می‌شوند معمولاً از قطعات H شکل بتنی تشکیل شده‌اند که بصورت پیش ساخته تهیه می‌شوند و ممکن است در یک یا دو جهت و با درگیری زبانه‌های خود به هم متصل شوند. این نوع دیوارها انعطاف پذیر بوده و می‌توانند

تغییر مکانهای بزرگ داشته باشند بدون اینکه آسیبی به سازه دیوار وارد شود. قطعات بتنی می‌توانند بر یکدیگر فشار و برش اعمال کنند و نیروهای کششی ناچیزی ممکن است در سیستم دیوار به وجود آید بطوری‌که بلند شدن قطعه‌ای از روی قطعه دیگر عملاً مطرح نیست و لذا نیازی به مسلح کردن اینگونه دیوارها نیست. مزیت دیگر این دیوارها آن است که امکان کاشت گیاهان و گلها درون فضای جعبه‌ای شکل آنها به سادگی میسر است. که نمونه‌ای از آن در شکل 5-2 مشاهده می‌شود (4).

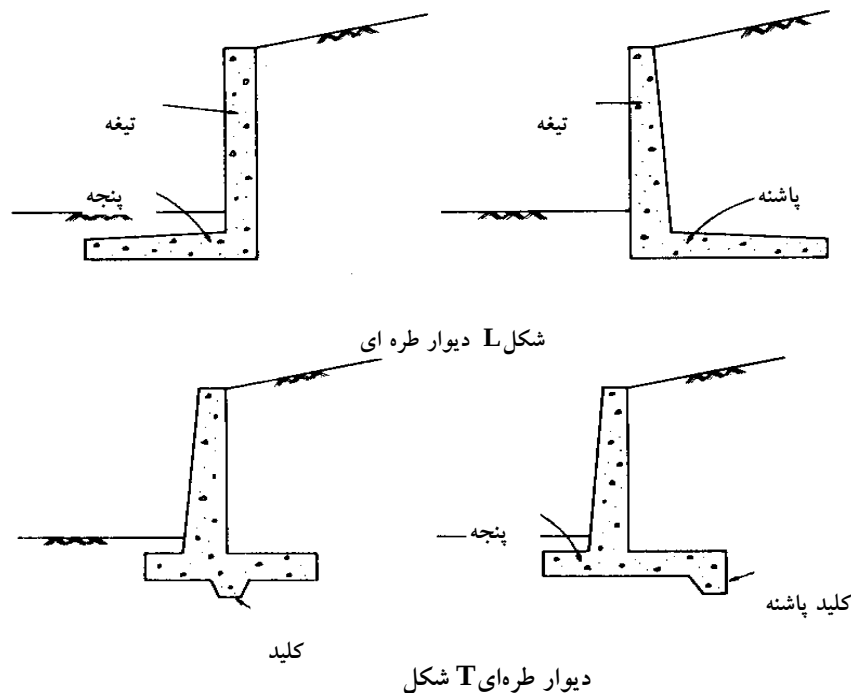


شکل 5-2- نمونه‌ای از دیوار متشکل از قطعات H شکل بتنی

همانطور که در شکل 5-2 نشان داده شده، بعد بلوکهای بتنی بطور معمول یک متر در جهت Y و Z است. بعد دیوار در جهت X بر اساس ارتفاع دیوار تعیین می‌شود.

6-4-2- دیوارهای طره‌ای (Cantilever Walls)

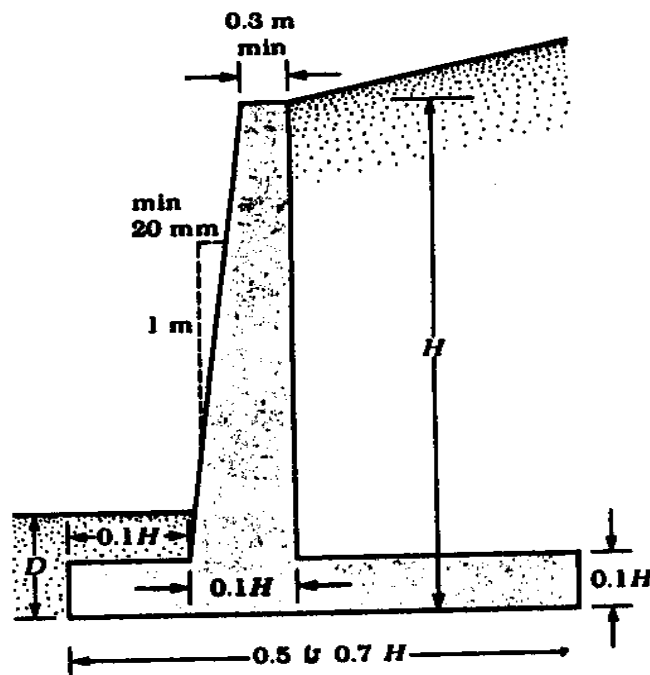
این نوع دیوارها که عموماً از بتن مسلح ساخته می‌شوند بصورت‌های T و L شکل بکار می‌روند و با عملکرد طره‌ای خود توده خاک پشت دیوار را نگهداری می‌کنند و اصولاً پایداری خود را از وزن خاک روی پاشنه تأمین می‌کنند. عموماً این نوع دیوارها تا ارتفاع کمتر از 6 متر استفاده می‌شوند و در صورتی که ارتفاع دیوار از 6-7 متر تجاوز نماید استفاده از پشت‌بند (Counterfort) یا جلو‌بند (Buttressed) لازم است.



شکل 6-2- نمونه‌های دیوارهای بتنی طره‌ای

بر اساس تجارب به دست آمده و به منظور طراحی اولیه، ابعاد دیوارهای طره‌ای را می‌توان مطابق شکل 7-2 انتخاب کرد. بدیهی است در یک طراحی بهینه ابعاد دقیق بر

مبنای معیارهایی که در فصل 9 این گزارش خواهد آمد انتخاب می‌شود. در فصل 6 و 7 در مورد پایداری این دیوارها مفصل‌تر بحث خواهد شد.



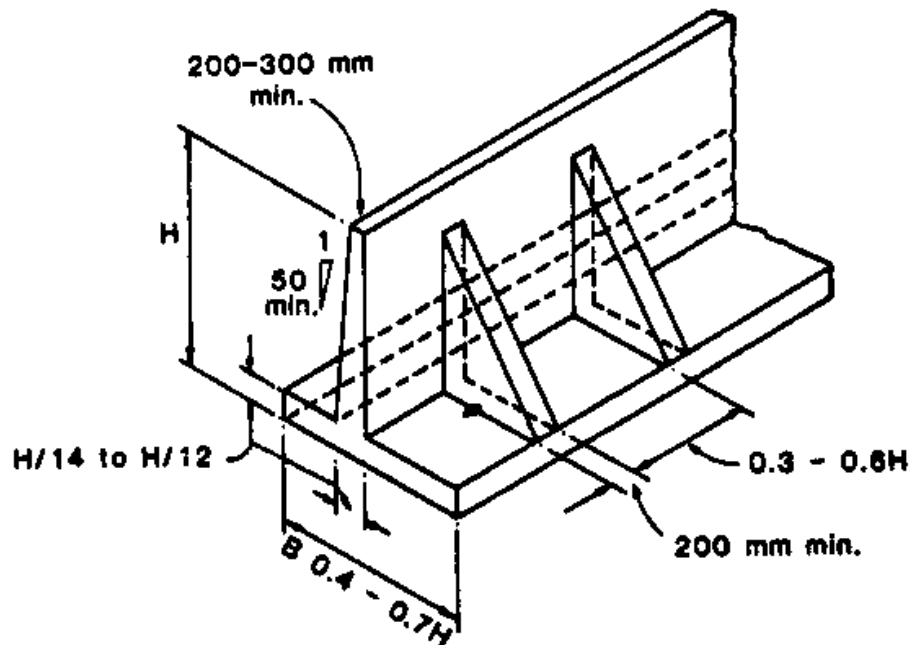
شکل 7-2 - ابعاد تقریبی دیوار حایل طره‌ای برای طراحی اولیه

7-4-2- دیوارهای طره‌ای پشت بنددار (Counterfort Walls)

این نوع دیوارها از نوع طره‌ای هستند اما پشت بندهایی دارند که تیغه دیوار را به پایه متصل می‌کند. از این رو تنشهای برشی و لنگرهای خمشی کاهش می‌یابند. این نوع دیوارها اصولاً در محلهایی استفاده می‌شوند که اولاً امکان اجرای پشت بندها بدرون خاکریز امکان‌پذیر، ثانیاً دیوار مرتفع (معمولاً بلندتر از 6-7 متر) و ثالثاً فشار جانبی خاک زیاد باشد (شکل 8-2). پشت بندها معمولاً تحت کشش قرار می‌گیرند.

در شکل 8-2 ابعاد متداول دیوارهای حایل با پشت بند برای راهنمایی آورده شده است و اگر از نظر ایستایی دیوار حایل مساله‌ای وجود نداشته باشد، می‌توان از مقاطع نازک‌تر هم

استفاده کرد. تصمیم‌گیری در مورد به کار بردن دیوارهای حایل با پشت بند با توجه به هزینه‌های نسبی قالب بندی، بتن، فولاد و دستمزدها به عمل می‌آید. در اقتصادی‌تر بودن دیوارهای با پشت بند در مقایسه با انواع دیگر دیوارها جای تردید است مگر آنکه ارتفاع دیوار بیش از 6 متر باشد.



شکل 2-8- دیوار طره‌ای پشت بنددار

تعیین فواصل بین پشت بندها با استفاده از روش آزمون و خطا انجام می‌شود تا اقتصادی‌ترین روش به دست‌آید. معمولاً با صرفه‌ترین فاصله بین پشت بندها حدود یک دوم تا یک سوم ارتفاع دیوار می‌باشد. اولین پشت بند ممکن است در ابتدای دیوار و یا در فاصله‌ای از ابتدای دیوار تعبیه شود. در این حالت طرح اقتصادی‌تر خواهد بود، زیرا از هزینه اجرایی دو پشت بند در محل هر درز صرفه‌جویی شده است. با استفاده از نظریه متداول تحلیل تیرها، می‌توان فاصله بین اولین پشت بند از ابتدای دیوار را در مقایسه با

فاصله بین پشت بندها، برای آنکه مقادیر گشتاور خمشی در محل پشت بندها و در نقطه‌ای واقع در وسط بین دو پشت بند یکسان باشد، به دست آورد. این فاصله برابر $0/41$ فاصله بین پشت بندها می‌باشد. در مواردی که نیاز به فضای بیشتری در جلوی دیوار حایل باشد، در صورتی که مشکلی از نظر تعادل دیوار پدید نیاید، می‌توان دیوار حایل با پشت بند را بدون پنجه طرح و اجرا کرد. طراحی این دیوارها در فصل هشتم و بهینه سازی اقتصادی آنها در فصل نهم ارائه خواهد شد.

8-4-2- دیوارهای طره‌ای جلو بنددار (Buttressed Walls)

این نوع دیوارها همانند دیوارهای طره‌ای پشت بنددار هستند با این تفاوت که مهاربندی آنها به کمک تیغه‌های مهاربندی بتنی در جلوی دیوار انجام می‌شود. این تیغه‌های مهاربندی تحت فشار قرار می‌گیرند.

این نوع دیوارها در عمل بندرت استفاده می‌شود زیرا عموماً فضای جلوی دیوارهای نگهدارنده در دوران بهره‌برداری مورد استفاده قرار گرفته و مانع از اجرای تیغه‌های مهاربندی می‌گردد. این دیوارها برای ارتفاعات خیلی بلند (10-12 متر) ممکن است به کار بروند.

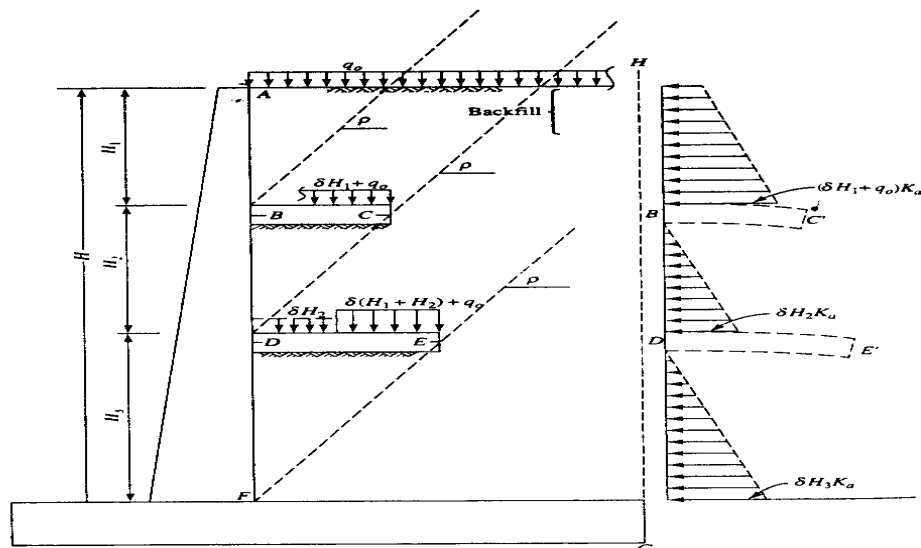
9-4-2- دیوارهای طره‌ای طبقه‌ای (Relief Shelves)

این نوع دیوارها برای ارتفاعات بسیار زیاد ممکن است استفاده شوند و در صورت ضرورت به استفاده، نهایت دقت در اجرا لازم دارند. این دیوارها عمدتاً از یک دیوار طره‌ای تشکیل شده که در فواصلی در ارتفاع از دالهای بتنی متکی بر خاکریز کوبیده شده و متراکم استفاده می‌شود. طول این دالها در افق باید طوری باشد که از سطح گسیختگی گوه شکست تشکیل شده عبور کند تا فشار جانبی خاک را از طریق اصطکاک با خود جذب نماید (شکل 9-2).

یکی از مشکلات عمده استفاده از این نوع دیوارها آن است که هر لایه خاکریز باید بخوبی متراکم شود و سپس دال بتنی متصل به تیغه دیوار اجرا گردد. بدنبال آن لایه خاکریز

بعدی بر روی دال بتنی ریخته شده و کوبیده می‌شود و دال بتنی بعدی اجرا می‌شود و بهمین ترتیب اجرای این دالها از پائین به بالا در ارتفاع تیغه انجام می‌شود. بارگذاری این دالهای بتنی در شکل 2-9 نشان داده شده است. بطوریکه ملاحظه می‌شود فشار جانبی وارد بر دیوار بمراتب کمتر از فشار جانبی وارد بر دیوار طره‌ای بدون دالهای بتنی است زیرا این دالها می‌توانند نیروهای برشی و خمشی به وجود آمده در اثر وزن خاکریز روی خود را به تیغه منتقل نمایند (1).

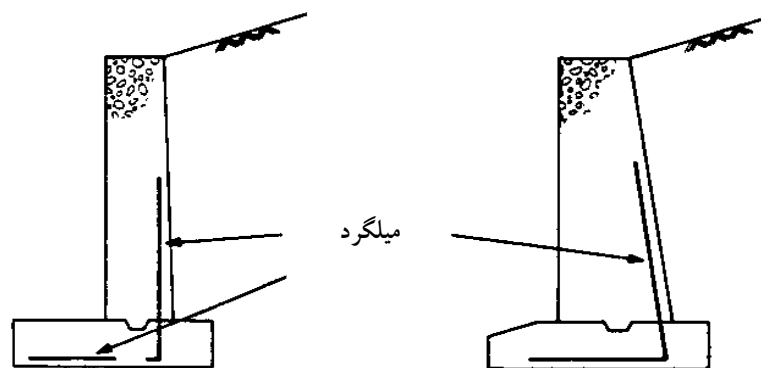
مهمترین مشکل این دیوارها در اجرا، رسیدن به درجه تراکم قابل قبول در خاکریزهای دانه‌ای و نشست‌های احتمالی بعدی در این خاک‌ها و نشست تحکیم خاکریزهای چسبنده، در درازمدت می‌باشد. در خاکریزهای چسبنده صرف نظر از درجه تراکم خاکریز در زمان اجرا، به دنبال نشست تحکیم، لنگرهای خمشی بزرگی در دالهای افقی به وجود می‌آید. بطور کلی نشست ایجاد شده در دالهای بتنی می‌توانند سبب چرخش آنها شده بطوریکه همان لنگر به تیغه وارد می‌شود و سبب چرخش تیغه بطرف داخل خاکریز گردد. این چرخش فشار مقاوم بزرگی را به تیغه وارد کرده و ممکن است سبب شکست سازه‌ای آن شود. بنابراین وجود میلگردهای زیادی در طرفین تیغه اجتناب ناپذیر است. بعلاوه ضخامت تیغه ممکن است برای تحمل این خمشهای اضافی بیش از حد معمول به دست آید. در عمل استفاده از این دیوارها توصیه نمی‌شود مگر آنکه نیروهای اجرایی، کارآزموده و ابزار و تجهیزات لازم در دسترس باشند و هنگام اجرای دیوار با ابزارگذاری لازم، عملکرد دیوار مرتباً مورد بررسی قرار گیرد.



شکل 2-9 - نمونه دیوار طره‌ای طبقه‌ای

10-4-2- دیوارهای حایل نیمه وزنی (Semi-Gravity Walls)

این دیوارها دارای کمی میلگرد مسلح کننده در وجه پشتی دیوار (سمت خاکریز) هستند که از تیغه شروع می شوند و به درون پایه ادامه می یابند. با وجود این میلگردها، می توان ضخامت تیغه را تا حدی کاهش داد (شکل 2-10).



شکل 2-10- دیوار حایل نیمه وزنی دارای اندکی میلگردهای مسلح کننده در وجه پشتی دیوار

2-4-11- دیوارهای حایل سپری (Sheet- Pile Walls)

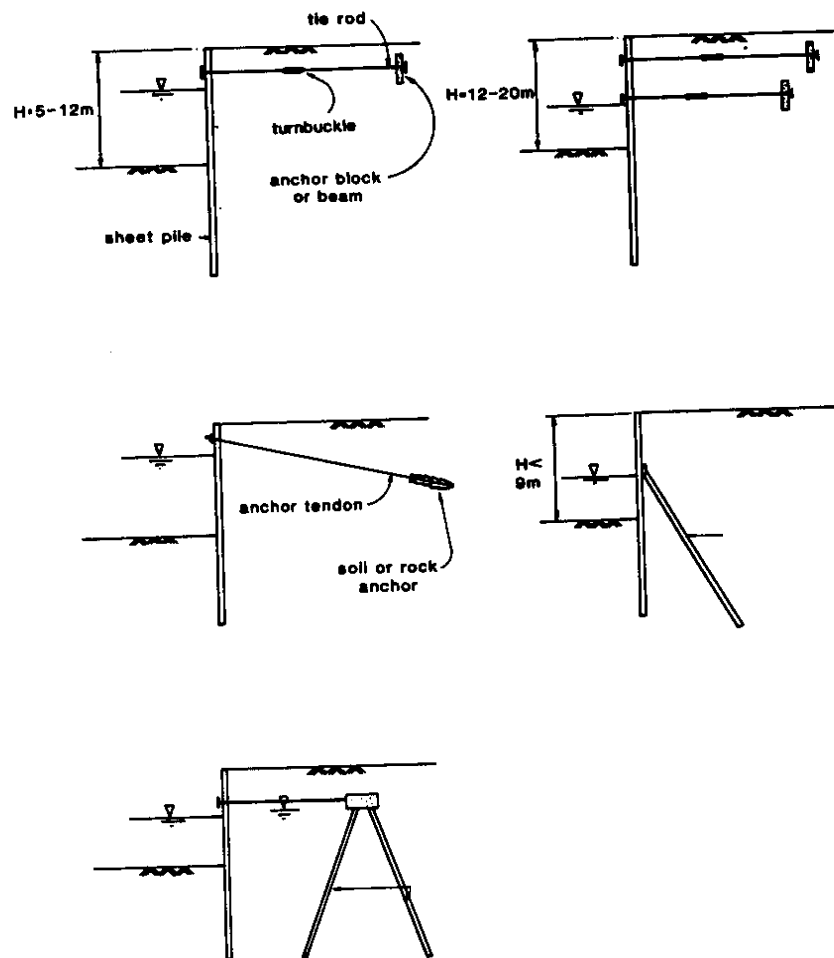
این نوع دیوارهای نگهبان، سیستمهای انعطاف پذیری هستند که غالباً برای سازه‌های لب ساحل و یا حفاریهای موقت و حتی برای مهار خاکهای نامناسب و مساله‌دار چون رس نرم، بدلیل عدم نیاز به پی استفاده می‌شوند. اجرای این نوع دیوارها بسیار ساده و با روشهای کوبشی انجام پذیر هستند. برای حفاریهای موقت و بطور کلی نگهداری خاک از رانش جانبی در حالت موقت، جنس سپرها معمولاً از چوب انتخاب می‌شوند. بعلاوه در دهانه‌های کوتاه تا 2 متر و تا ارتفاع 2 متر معمولاً می‌توان از چوب استفاده کرد. البته کاربرد چوب بدلیل فرسایش و پوسیدگی، برای مهاربندی درازمدت توصیه نمی‌شود، حتی اگر با روشهای مناسب از جمله تزریق و یا سایر روشها اصلاح شده باشد. برای مهار دایمی خاک بهتر است از دیوارهای بتنی مسلح شده که می‌توان به اشکال مختلف تولید کرد، استفاده نمود. اصولاً برای اینگونه دیوارها استفاده از صفحات فولادی سپری مناسب‌تر و معمول‌تر است زیرا می‌توان آنها را در وزنهای سبک و اشکال مختلف، با مقاومتهای متفاوت به منظور تحمل خمشهای بزرگ و جلوگیری از کمانشهای احتمالی هنگام کوبش، استفاده مجدد از آنها در صورت نیاز و افزایش طول دیوار در صورت لزوم، با جوشکاری بسهولت تولید کرد. نوعی از این دیوارها، سپرهای صفحه‌ای طره‌ای هستند که پایداری آنها بستگی به عمق مدفون آنها از سطح خاک جلوی دیوار دارد. این نوع دیوارها از نظر سازه‌ای مانند تیر طویل طره‌ای عمل می‌کنند. فرسایش و آب شستگی جلوی دیوار در محلهایی مانند سواحل که سطح آب بالاست می‌تواند یک معضل برای این نوع دیوارها محسوب شود زیرا پایداری آنها از فشار مقاومی است که خاک پایین دست بر سپر اعمال می‌کند. این نوع دیوارها عموماً برای ارتفاعات کم تا متوسط (برای خاکریز با ارتفاع 3 تا 4 متر) اقتصادی هستند و حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در آنها با توان سوم ارتفاع دیوار متناسب است، بنابراین سطح مقطع لازم برای تحمل این لنگرها با افزایش ارتفاع دیوار به سرعت افزایش می‌یابد. بهتر است این نوع دیوارها برای نگهداری موقت خاک استفاده شوند.

12-4-2- دیوارهای سپری مهار شده (Anchored Sheet-Pile Walls)

این نوع دیوارها پایداری خود را از عمق مدفون خود در خاک و نیز از مهارهایی که معمولاً در حوالی رأس دیوار استفاده می‌شوند، تأمین می‌کنند و عموماً برای سازه‌های ساحلی به کار می‌روند، اما در مواردی دیگر مثلاً در دیوارهای انتهایی پل‌ها نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به حمایت مهار بندها ارتفاع این نوع دیوارها به 20 متر هم ممکن است برسد. نقش مهار بندها در این دیوارها کاهش خمش جانبی، کاهش لنگرهای خمشی ایجاد شده در دیوار سپری، و کاهش عمق نفوذ سپر درون خاک می‌باشد. اگر دیوار سپری خیلی مرتفع باشد ممکن است از چند ردیف مهاربند هم استفاده شود. در این صورت خمش، لنگر و عمق نفوذ سپر درون خاک، کاهش چشمگیری خواهد داشت. برای تثبیت مهارهای جانبی که در دیوارهای سپری استفاده می‌شوند می‌توان از شیوه‌های متفاوتی بهره جست شکل 2-11. مهارهای تکی از میله‌هایی تشکیل شده است که به یک بلوک بتنی یا تیر مدفون در خاکریز پشت دیوار در فاصله‌ای معقول متصل است. می‌توان برای مهار میله‌ها از شمع تکی یا گروهی، شمع های سپری، و یا دالهای بتنی نیز استفاده کرد.

طول مهارهای دیوارهای سپری باید به حدی باشد که منطقه مقاوم به وجود آمده در جلوی مهارها، تداخلی با منطقه فعال پشت دیوار نداشته باشد.

برای تثبیت مهاربندها می‌توان از یک گروه شمع که بصورت قاب و به کمک دال بتنی به هم وصل می‌شوند نیز استفاده کرد. از این نوع سیستم معمولاً در خاکهای سست تراکم پذیر استفاده می‌شود. در این نوع خاکها معمولاً سیستمهای گیردارکننده مهاربندها در خاک جوابگو نیست. در شیوه‌ای دیگر برای تثبیت مهاربندها، می‌توان از شمعهای مهاری که عموماً از پروفیل H شکل تشکیل شده و بصورت مورب و معمولاً با زاویه 45° به دیوار سپری وصل می‌شود استفاده کرد (شکل 2-11).

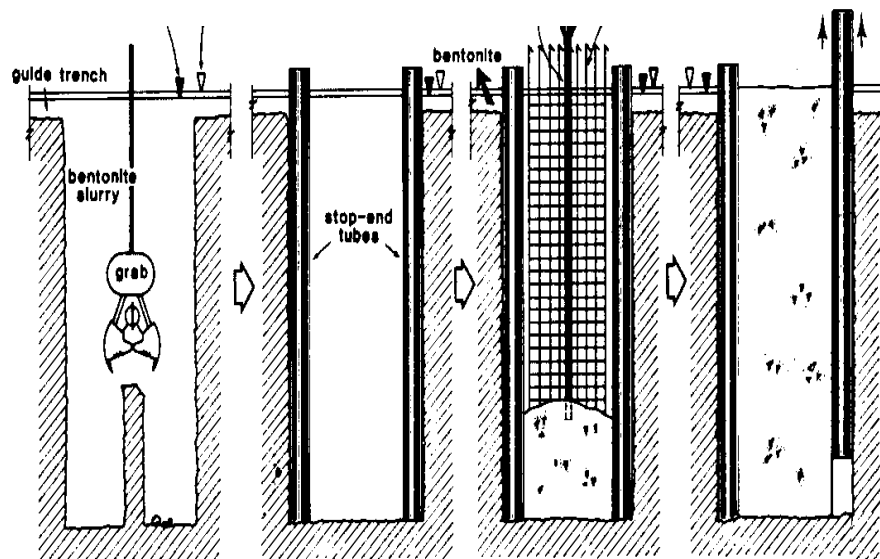


شکل 2-11- دیوارهای سپری مهار شده و روشهای مختلف تثبیت مهارها

روش دیگر برای نصب مهارها استفاده از مهار مدفون در خاک است که از یک میله یا کابل با طول کافی تشکیل شده و تا خاک سفت یا سنگ ادامه می‌یابد و اطراف آن تزریق می‌گردد. برای اجرای این سیستم باید خاک مناسب در نزدیکی دیوار موجود باشد.

2-4-13- دیوارهای جداکننده (Diaphragm Walls)

این نوع دیوارها در پی سازه‌های عمیق، زیرگذرهای ترافیک، ایستگاههای خطوط ترافیک زیرزمین، تونلها، پارکینگها، تجهیزات صنعتی زیرزمینی و سواحل استفاده می‌شوند. و نحوه اجرای آنها طوری است که می‌توانند تا عمقهای زیاد، جلوتر از حفاری اجرا شوند. با حفر شیار و پایدارکردن جداره‌های آن (در صورت لزوم) با بتونیت می‌توان قفسه میلگرد را درون شیار قرارداده و سپس بتونیت را پمپ و بتن‌ریزی دیافراگم را آغاز کرد (شکل 2-12).



شکل 2-12- مراحل اجرایی نمونه‌ای دیوارهای دیافراگمی

گاهی به جای دیافراگم ردیف شمعهای قائم مورد استفاده قرار می‌گیرد در حالی که ممکن است جنس زمین دارای وضعیت مناسبی نباشد. معمولاً رئوس شمعها با کلاهک سر شمع به هم متصل می‌شوند تا نیروی قائم بین شمعها توزیع گردد (شکل 2-13).



(a)



(b)

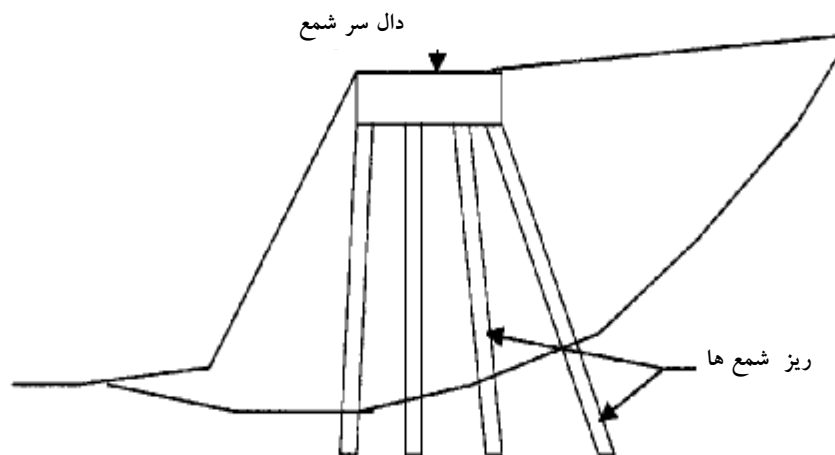
شکل 2-13- دیوارهای حایل شمعی متصل به هم با کلاهک سر شمع

2-4-14- دیوارهای متشکل از شمعهای مماسی یا متداخل

در این نوع دیوارها که از یک ردیف شمعهای ساخته شده از بتن مسلح تشکیل یافته است برای مسلح کردن شمعها می‌توان از میلگرد بصورت تنها یا قفسه‌ای یا از پروفیل تیرآهن استفاده کرد. شمعهای مماسی یا متداخل معمولاً یک درمیان مسلح هستند. در اجرا، نخست می‌توان شمع‌های غیر مسلح را ایجاد و برای گیرش بتن مدتی صبر کرد. محل نصب شمع معمولاً قبلاً حفاری می‌گردد. پس از گیرش بتن شمعهای غیرمسلح، بین آنها حفاری می‌شود و شمعهای مسلح اجرا می‌گردند. این نوع دیوارها برای مصارف دائمی ساخته می‌شوند.

2-4-15- دیوارهای حایل متشکل از ریزشمعها (Micropile Walls)

این نوع دیوارها از یک ردیف ریز شمع ساخته می‌شوند که می‌توانند ضریب اطمینان در برابر پایداری یک شیب مستعد لغزش را افزایش دهند. انتهای شمعها باید از سطح لغزش بحرانی عبور کند. برای یکپارچه عمل کردن، باید ریز شمعها را به کمک کلاهک بهم متصل کرد (شکل 2-14). این ریز شمعها در فواصل نزدیک اجرا می‌شوند بطوریکه یک شبکه سه بعدی ایجاد می‌گردد. عملکرد ریزشمعها در حقیقت دوختن توده‌ای از خاک به توده دیگری است که مجموعاً بصورت سازه حایل وزنی رفتار می‌کند. با توجه به مقاومت خمشی، کششی و برشی شمعها، پایداری در برابر لغزش شیب بطور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.



شکل 2-14- دیوار حایل متشکل از ریز شمعها

2-4-16- دیوارهای حایل توأم با عناصر مسلح‌کننده (دیوارهای پایدار شونده به وسیله روشهای مکانیکی)

گاهی می‌توان برای حفاظت جانبی خاک و کاهش قابل ملاحظه فشار جانبی آن خاکریز را با عناصر مناسب نظیر ژئوتکستایل مسلح کرد (5 و 6). این نوع دیوارها جدید هستند و می‌توان از اجزای مسلح‌کننده در چند لایه و با گستردگی افقی استفاده کرد. وجود این عناصر نه تنها بعنوان اجزای مقاوم‌کننده خاک، باعث کاهش فشار جانبی می‌شود بلکه بعضاً از نقطه‌نظر زیست محیطی با مقاوم بودن در برابر مواد آلاینده می‌تواند با دوام بوده و در صورت وجود سطح آب زیرزمینی در ترازهای بالا، تأثیری بر کیفیت آب نداشته باشد. بعلاوه بعضاً می‌تواند بعنوان زهکش، تأثیر فشار هیدرواستاتیکی آب را در حالت بارگذاری استاتیکی و اثر فشار هیدرودینامیکی آب را در حالت بارگذاری ناشی از زلزله کاهش دهند. بطور کلی اجزای مسلح‌کننده در حفاظت جانبی خاکریزهای پشت دیوارهای نگهدارنده می‌توانند ژئوگرید، ژئوتکستایل، نوارهای فلزی، میله‌ای شکل مانند میلگرد یا میخکوب و یا دالهای کم عرض بتنی باشند. عملکرد این دیوارها در زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که نسبت به دیوارهای وزنی یا طره‌ای غیر مسلح به ژئوتکستایل بهتر عمل کرده‌اند. بعنوان مثال در زلزله 1995 منطقه کوبه ژاپن با شدت $7/2$ ریشتر در حالی که بسیاری از دیوارهای وزنی قدیمی، بتنی و ساخته شده از مصالح بنایی مورد استفاده در خطوط راه‌آهن، بطور کامل تخریب و بسیاری از دیوارهای طره‌ای نیز دچار آسیب‌های جدی شدند، دیوارهای نگهدارنده که در آنها خاکریز با ژئوتکستایل مسلح شده بود نیز از عملکرد بسیار عالی از خود نشان دادند (7 و 8).

2-4-17- دیوارهای حایل ساخته شده از لاستیکهای فرسوده

اخیراً بدلائل زیست محیطی، توجهی در خور تحسین به استفاده از لاستیکهای فرسوده وسایل نقلیه در نگهداری جانبی خاک به عمل آمده است. این تحول در کشورهای استرالیا (9)، فرانسه (10)، آمریکا و کانادا (11)، چشمگیرتر بوده است. بعنوان مثال در سایت

دانشگاه اوتاوا دیوار نگهدارنده با ارتفاع 57 متر و عرض 17 متر از 10000 حلقه لاستیک فرسوده برای مقاصد پژوهشی ساخته شد. مصالح چسبنده و غیر چسبنده در دو مرحله به عنوان مصالح خاکریز پشت دیوار مورد استفاده قرار گرفتند. تایلرها به کمک طنابهای پروپیلین بهم بسته شدند. اندازه‌گیری‌های متعدد و دقیق نشان داد که می‌توان با موفقیت کامل، تایلرهای فرسوده را به عنوان دیوار حایلی استفاده نمود مشروط بر آنکه خاکریز با تراکم خوبی اجرا شود. نکته در خور توجه آن است که از نقطه نظر زیست محیطی، وجود تایلرهای فرسوده در مجاورت آب، تا زمانی که سیمهای فلزی اطراف لاستیک در درون مواد لاستیک کاملاً مدفون و پوشیده باشند، هیچ تأثیری بر کیفیت آب ندارد (12).



شکل 2-15- نمونه‌های دیوارهای اجرا شده به کمک تایلرهای فرسوده

2-4-18- دیوارهای حایل با خاکریزهای مسلح شده با عناصر مقاوم کننده

در این نوع دیوارها که می‌توانند بصورت وزنی، نیمه‌وزنی، طره‌ای، سپری مهار شده یا انواع دیگر باشند، مصالح کامپوزیت که متشکل از خاک بانضمام عناصر مسلح کننده و مقاوم کننده هستند بعنوان خاکریز پشت آنها استفاده می‌شود. در این نوع دیوارها فشار جانبی خاک از طریق مقاوم‌تر کردن آن نسبت به حالت غیر مسلح، کاهش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد، در نتیجه ابعاد دیوار تا حد زیادی ممکن است کاهش پیدا کند. تحقیقات وسیعی برای نمونه‌های خاک مسلح شده با عناصر گوناگون نشان می‌دهد که پارامترهای مقاومت برشی خاک می‌تواند تا حد قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد. برای اطلاعات بیشتر می‌توان به مراجع 13 تا 23 اشاره کرد.

در گذشته اصولاً از نوارهای پلی اتیلن، فایبرها، نوارهای فولادی و نوارهای آلومینیومی استفاده می‌شد که با پیدایش مصالح پلیمری، تحولی نوین در خاک مسلح به وجود آمد. امروزه استفاده از تراشه‌های تایرهای فرسوده جایگاه ویژه‌ای در خاک مسلح پیدا کرده است.

2-4-19- دیوارهای حایل ایجاد شده با اصلاح در جای خاک

در این شیوه می‌توان از روشهای اصلاح شده در جای خاک به کمک مواد افزودنی مانند آهک یا سیمان استفاده کرد. معمولاً از اوگر یا تیغه‌هایی برای اختلاط خاک با ماده افزودنی می‌توان کمک گرفت. برای اجرای این نوع دیوارها نخست حفره‌هایی یک در میان با مقطع دایره‌ای حفر و خاک با مواد اصلاح کننده مخلوط می‌گردد. سپس حفرات دیگر با بتن مسلح یا میلگرد یا پروفیل تیر آهن ساخته می‌شود بطوری که در نهایت ستونها یکی در میان از خاک اصلاح شده و بتن مسلح تشکیل می‌یابند. ستونهای تشکیل شده با خاک اصلاح شده فشار جانبی خاک را به ستونهای بتن مسلح منتقل می‌نمایند. این نوع دیوارها ممکن است برای مصارف دائمی اجرا و استفاده شوند.

2-4-20- دیوارهای حایل میخکوب شده (Nailed Walls)

میخکوبی در دو دهه اخیر در سطح وسیعی در پایدار کردن شیب‌ها، دیواره گودبرداریها و بعنوان حایل جانبی دیواره‌های خاکی برای جلوگیری از ریزش و لغزش استفاده شده است. این شیوه بعنوان روشی مناسب برای اصلاح در جای خاک مدنظر بوده است. میخکوبی اساساً یک شیوه پایدار کردن برشها، شیبها، و نگهداری خاک در برابر حرکات جانبی است در این روش میلگردهایی به قطر 20-35 میلیمتر درون حفره نصب و اطراف آن با ملات روان ماسه سیمان پر می‌گردد. فواصل میخکوبی طوری است که چشمه بارگیری میخ ($S_H.S_V$) بین 1 تا 4 متر مربع می‌باشد، (S_H) فواصل میخکوبی در جهت افقی و S_V فواصل میخکوبی در سوی قائم است). امروزه فواصل معمول میخها 1 تا 2 متر در هر دو جهت افقی و قائم انتخاب می‌شوند. معمولاً طول میخکوب برابر 70 تا 100 درصد ارتفاع دیوار انتخاب می‌شود. بطور کلی روش میخکوبی که در مهار فشار جانبی خاک نقش اساسی دارد، یک شیوه از «بالا به پایین» بوده و عبارت است از مسلح کردن خاک به روشی که گفته شد که در نهایت، خاک مسلح شده بعنوان یک ماده کامپوزیت واحد هم خاک و هم میخ‌های مسلح کننده را نگهداری می‌کند. همانند آنچه که توسط دیوارهای نگهبان سنتی انجام می‌شود.

از محاسن بارز این نوع نگهدارنده‌ها می‌توان به هزینه‌های کمتر در مقایسه با دیوارهای نگهبان معمولی، سرعت بالاتر انجام کار، نیاز به فضای کمتر، ودست خوردگی کمتر خاک اشاره کرد. از فواید دیگر این دیوارها می‌توان به پایدار کردن برشها و دیوارهای قائم یا نزدیک به حالت قائم اشاره کرد. پس از میخکوبی، معمولاً بر روی وجه بیرونی خاکریز یک سفره میلگرد شبکه‌ای قرار داده و آن را به کمک بتن پاشی (Shotcrete) در ضخامتهای 10-20 سانتیمتر می‌پوشانند. برای اطلاعات بیشتر می‌توان به مراجع 24 تا 26 مراجعه کرد.

2-5- عوامل مؤثر در انتخاب نوع دیوار حایل

انتخاب دیوار حایل مناسب، مستلزم تعیین روندی معقول و تدوین خط مشی مشخص است. بدیهی است تصمیم نهایی در انتخاب نوع معینی از دیوارهای حایل نیاز به بررسیهای اقتصادی، فنی، امکان اجرا، اجتماعی و ... دارد.

می‌توان در این زمینه موارد زیر را مد نظر قرار داشت:

- ارتفاع متوسط دیوار (با توجه به ارتفاع خاکریز، برش یا شیب)
- مساحت دیوار
- تغییرات امتداد دیوار در جهات افقی و قائم
- موقعیت شیب یا برش مورد نظر
- موقعیت محل احداث دیوار نسبت به سایر سازه‌های مجاور
- نوع و بزرگی بارهای ناشی از ساختمانها و سازه‌های مجاور محل احداث دیوار
- شرایط تحت الارضی و نوع پی مورد نیاز (سطحی یا عمیق) با توجه به جنس خاک
- موقعیت سطح آب زیرزمینی، نوسانات آن، شرایط جزر و مد آب در مجاورت دیوار
- مقدار تغییر مکان قابل قبول زمین حین ساخت و دوران بهره‌برداری و اثرات جابجایی دیوار

بر سازه‌های مجاور

- جنس خاکریز پشت دیوار
- چگونگی تامین مصالح مناسب برای خاکریز پشت دیوار
- موقت یا دائمی بودن دیوار
- نوع و مقدار بارگذاری خارجی ناشی از سربارها
- وضعیت لرزه‌خیزی منطقه
- تجارب محلی بویژه در اجرا
- آیین نامه یا دستور العمل طراحی و اجرا
- نوع وسایل و ابزار موجود برای ساخت و ساز
- مقدار سرمایه گذاری موجود برای تامین هزینه‌ها

- اهمیت پروژه
- فضای موجود برای ساخت و ساز
- مسائل اجتماعی و محیطی محل پروژه
- اداره کردن ترافیک هنگام ساخت
- ظاهر و نمای دیوار
- عمر مفید و مسائل نگهداری در دوران بهره‌برداری

فصل سوم

ملزومات طراحی دیوارهای حایل

3-1- مقدمه

چنانچه در بخش 2-5 عنوان شد، نخستین گام در طرح یک دیوار حایل، انتخاب نوع دیوار بر حسب اهداف معین می‌باشد. در این انتخاب، مسائل اقتصادی، فنی، اجرایی، محیطی و بطور کلی توجه‌پذیری با توجه به عوامل ذکر شده در بخش 2-5 مؤثر هستند. در این فصل بطور مبسوط نیازهای اولیه برای طراحی دیوارهای حایل بیان شده و مواردی همچون فلسفه طراحی، ضرایب اطمینان، و اطلاعات ژئوتکنیکی دیوارهای حایل تشریح خواهد شد.

3-2- روند انتخاب نوع دیوار

در بخش 2-5 کلیه عوامل مؤثر در انتخاب نوع دیوار حایل مطرح شد. این عوامل عمدتاً شامل هندسه دیوار و وضعیت قرارگیری آن، محل احداث پروژه، شرایط تحت‌الارضی،

نوع بارگذاری، مسائل سازه‌ای، در دسترس بودن مصالح و مسائل اجرایی، اقتصادی و محیطی هستند.

3-3- فلسفه طراحی و حالات حدی

3-3-1- کلیات

در طراحیهای مهندسی و در تحلیل‌های ژئوتکنیکی معمولاً دو اصل اساسی مد نظر قرار می‌گیرد. اول آنکه سازه و اجزای آن باید به حد کافی در برابر تخریب و انهدام ناشی از اعمال حداکثر بارهای وارده، که وقوع آن طی بهره دهی سازه چندان غیر منطقی به نظر نمی‌رسد، مصون باشند. دیگر آنکه سازه و اجزای آن باید عملکرد مورد انتظار را بدون تغییر شکلهای زیاد در زمان بهره‌برداری عرضه کنند.

فروریزی و یا شکست سازه و شکست خاک از جمله حالات حدی نامیده می‌شوند و شامل ناپایداری در اثر لغزش، واژگونی، ظرفیت باربری، برخاست، تراوش و پدیده رگاب هستند. بروز تغییر شکلهای زیاد از جمله حالات حدی خدمت پذیری (Serviceability Limit State, SLS) می‌باشند که شامل حرکات نسبی و مطلق غیر قابل قبول، ترک خوردگی و ارتعاش هستند. نامعلومیه‌ها و نامطمئنیه‌ها در طرح‌های ژئوتکنیکی و در ساخت و ساز ممکن است به بارها و آثار آنها، مقاومت خاک و تغییر شکلهای و یا به شیوه‌های تحلیل، قضاوت، تجربه و خطاهای به وجود آمده توسط انسان مربوط باشد.

آثار نامطلوب دسته دوم را می‌توان با کنترل، آموزش و بکار گماردن افراد با تجربه کاهش داد و آثار سوء گروه اول را می‌توان با اعمال ضرایب اطمینان در طراحی کاهش داد یا برطرف کرد، بطوری که سازه به حد اطمینان مطلوب برسد. بنابراین، معیار ایمنی و قابلیت اعتماد در مهندسی پی و کارهای خاکی معمولاً از طریق اعمال ضرایب اطمینان کلی یا قسمتی بیان می‌شوند.

استفاده از ضرایب اطمینان قسمتی و مجزا در بارها و مقاومت، طرح روش حدی (Limit State Design, LSD) نامیده می‌شود. کاربرد نظریه LSD منشأ گرفته از دو عامل است:

- در نظر گرفتن نامطمئن‌ها و نامعلوم‌ها و اعمال ضرایب قسمتی
 - ایجاد سازگاری بیشتر بین طراحی سازه‌ای و طراحی ژئوتکنیکی
- اهمیت استفاده از ضرایب اطمینان چند قسمتی ایجاد سازگاری بین مسائل سازه‌ای و ژئوتکنیکی است که عموماً در مواردی مانند دیوارهای حایل، که اندرکنش سازه و خاک مطرح است، اهمیت پیدا می‌کند.

3-3-2- حالت حدی نهایی

به منظور اطمینان قابل قبول در سازه‌های حایل خاک و شالوده‌ها، طراحی و ساخت معمولاً با معرفی و اعمال ضریب اطمینان مناسب در تحلیلهای پایداری انجام می‌شود. این ضریب معمولاً عبارت است از نسبت مقاومت سازه ژئوتکنیکی یا شالوده به آثار بارهای وارده. استفاده از این ضریب می‌تواند حاشیه امنی از نظر خطرات خارج شدن از حالت قابل قبول یا پیشامدهای ناگوار ایجاد کند. بطور معمول، این ضریب ممکن است در محدوده‌ای معرفی شود بطوری که ضرایب بیشتر برای بارگذاری‌های عادی و شرایط خدمت دهی معمولی استفاده می‌گردد، در حالی که ضرایب کمتر در مواردی به کار می‌رود که برای آنها مشاهدات عمیق، آزمایشات مفصل صحرایی و یا تحلیل سازه‌های منهدم شده مشابه صورت پذیرفته است یا سازه برای استفاده‌های موقت احداث می‌شود.

3-3-3- ضرایب بار و مقاومت

معمولاً ضرایب قسمتی که در پایداری خاکریزها، سازه‌های حایل خاک و شالوده‌ها استفاده می‌شوند باید همان حاشیه ایمنی را ایجاد کنند که ضریب اطمینان کلی ایجاد می‌نماید. معمولاً مهندسان ترجیح می‌دهند از همان ضرایب بار طراحی سازه را برای

تحلیلهای ژئوتکنیکی استفاده کنند. بعلاوه پیشنهاد می‌شود ضرایب بار برای فشار آب نیز در بدترین حالات و در شرایطی که فشار بصورت هیدرواستاتیکی یا در حال تراوش است مورد استفاده قرارگیرد.

در روش طراحی بر اساس حالات حدی معمولاً ضرایب بزرگتر از یک به بارهای وارده و ضرایب کمتر از یک به مقاومت مصالح (مثلاً پارامترهای مقاومت برشی) اعمال می‌گردد. ضرایب بار معمولاً تنوع بارگذاری که برای بارهای مرده، زنده و ناشی از محیط مجاور و فشار آب متفاوت هستند را در بر می‌گیرد و ضرایب مقاومت، از طرفی دیگر به دلیل وجود موارد نامطمئن و مشکلات ارزیابی بعضاً دقیق مقاومت خاک، مورد استفاده قرار می‌گیرند. این ضرایب برای پارامترهای مقاومت برشی ناشی از چسبندگی و اصطکاک متفاوت هستند.

3-3-4- حالات حدی خدمت دهی

تغییر شکلهای مجاز شالوده‌ها و سازه‌ها از جمله دیوارهای حایل بستگی به اندرکنش سازه و خاک، خدمت دهی مطلوب، ترکهای مضر، ارتعاشات و کلیه عواملی که ایمنی عملکرد مورد انتظار سازه را مختل می‌سازد، دارد. تغییر شکلهای مجاز سازه بویژه سازه‌های عظیم را می‌توان در هر مورد محاسبه کرد، بطوری‌که حتی تغییر مکانهای قابل پیش‌بینی شالوده را نیز در بر گیرد. بطور کلی در طراحی شالوده‌ها و سازه‌ها باید ملاحظات برای کاهش تغییر مکانها یا ایجاد بسترهای مناسب برای انجام تغییر مکانهای محدود در نظر گرفته شود بدون آنکه خسارتی وارد آید. بعلاوه باید تمهیداتی در نظر گرفته شود تا در خلال ساخت سازه، زمین دچار جابجاییها و تغییر شکلهای زیاد نگردد.

برای خاکهای دانه‌ای، تخمین نشست باید بر اساس حداکثر نیروها از جمله اثرات دینامیکی بارها باشد و در خاک‌های چسبنده ممکن است تخمین نشست بر اساس بارهای مرده باضافه یک نیروی ثابت نگه داشته شده، بارهای زنده و بارهای ناشی از محیط اطراف باشد. در حالات حدی خدمت پذیری، با استفاده از ضریب واحد بر بارها و آثار آنها می‌توان اثر بارهای دوران بهره‌برداری را کنترل کرد. ولی اگر بارهای زنده و بارهای محیط

همزمان با هم اثر کنند ضریب $0/7$ به این ترکیب بارگذاری اثر داده می‌شود (27). برای مقادیر مربوط به خواص تغییر شکل پذیری خاک در حالات حدی خدمت دهی، ضریب یک در نظر گرفته می‌شود. بطور مشابه، می‌توان ضریب واحد برای محاسبه نشست بر اساس آزمایشات بارگذاری و یا آزمایشات نفوذ در نظر گرفت. لیکن با توجه به نامعلومیها و تنوع بسیار زیاد در سختی خاک - سازه در محل، Meyerhof ضریب $0/7$ را برای تخمین حالت خدمت دهی برای داشتن ایمنی کافی پیشنهاد کرده است (28).

3-3-5- حالت حدی در دیوارهای حایل

در طراحی دیوارهای حایل نیز همانند سایر سازه‌های ژئوتکنیکی، در نظر گرفتن اندرکنش بین سازه دیوار و خاک مجاور لازم و مستلزم دو دسته محاسبه است. دسته اول مربوط به تعادل است که با انجام آنها اجزای مختلف سازه و هندسه آنها بارگذاری ناشی از فشار خاک و نیروهای خارجی تعیین می‌شوند. دسته دوم به تعیین اندازه و خواص مقاطع سازه‌ای لازم برای مقاومت در برابر لنگره‌های خمشی و نیروهای برشی مربوط می‌شود که از محاسبات مربوط به تعادل به دست آمده‌اند.

هر دو دسته محاسبه برای حالات خاص و با توجه به اصول حالات حدی در طراحی به کار می‌روند. حالات خاص طراحی باید به حد کافی بحرانی باشند تا در بدترین شرایط بارگذاری در خلال ساخت سازه و نیز در دوران بهره‌برداری در طول عمر مفید دیوار، آن را از عملکرد قابل قبول خود خارج نکنند.

3-3-5-1- طرح حالت حدی

در این دستورالعمل از فلسفه طراحی در حالت حدی استفاده می‌شود. این فلسفه هیچگونه شرایط خاصی را به طراح تحمیل نمی‌کند تنها تاکید می‌نماید که باید پایداری و ایمنی کافی برای دیوار حایل حاصل شود. برای این هدف، می‌توان از ضریب اطمینان کلی و یا ضریب اطمینان قسمتی استفاده نمود. حالات حدی می‌تواند به دو دسته تقسیم شود:

حالات حدی نهایی و حالات حدی خدمت دهی، از حالات حدی نهایی می‌توان به دو مورد زیر اشاره کرد:

- ناپایداری سازه یا هر قسمت آن مانند حایلها و شالوده‌ها که بعنوان جسم صلب عمل می‌کنند.
- شکست و انهدام سازه یا هر قسمت آن مانند حایلها و شالوده

3-5-2- حالات حدی نهایی

حالات حدی نهایی برای دیوارهای حایل، که منجر به گسیختگی خواهد شد، به شرح زیر باید در نظر گرفته شود:

- ناپایداری در توده خاکی مانند شکست لغزشی، واژگونی و یا شکست چرخشی توده خاک در شرایطی که لنگرهای مخرب وارد بر سازه از لنگرهای مقاوم بیشتر باشند.
 - لغزش بصورت چرخش گوه‌ای در شرایطی که نیروهای مخرب از نیروهای مقاومت کننده بیشتر باشند.
 - شکست برشی خاک ناشی از ظرفیت باربری نهایی.
 - ناپایداری توده خاک شامل شکست برشی بوده و ممکن است در موارد زیر صورت گیرند:
- الف - دیوار بر روی زمین شیب‌دار ساخته شود، بنابراین به تعادل حدی نزدیک‌تر است.
- ب - سازه بر روی لایه ضخیم رس قرار گرفته باشد بطوری که مقاومت برشی آن با عمق به مقدار کم و بتدریج زیاد شود.
- پ - سازه بر روی یک لایه قوی واقع می‌شود که زیر آن یک لایه ضعیف باشد.

- ت- سازه بر روی لایه‌ای قرار گیرد که در آن فشار آب منفذی زیادی بطور طبیعی یا در اثر عوامل دیگر به وجود بیاید.
- ث- اعضای سازه از جمله دیوار در اثر خمش یا برش شکسته شوند.
- ج- تغییر شکل بیش از حد دیوار یا زمین مجاور آن بطوری که سازه‌ها یا تاسیسات مجاور آن به حالت حدی نهایی خود برسند.

3-3-5-3- روش تحلیل

در شرایطی که گسیختگی در توده خاک به صورت شکست از نوع لغزش باشد از شیوه‌های متداول برای تحلیل پایداری شیبه استفاده می‌شود. اگر شمای گسیختگی نشات گرفته از ظرفیت باربری نهایی باشد، محاسبات باید بر اساس عرض مؤثر شالوده انجام گیرد و فشار وارده بر خاک نباید از ظرفیت باربری نهایی افزون گردد. اگر نوع گسیختگی به صورت جابجایی ناشی از لغزش باشد، باید تعادل پایداری با استفاده از مقاومت برشی طراحی خاک در تماس با کف سازه دیوار حایل تامین شود (صرف نظر از مقاومت غیر فعال خاک جلوی دیوار).

اگر شمای گسیختگی شامل چرخش یا جابجایی باشد، پایداری دیوار حایل بستگی به مقدار بسیج شدن تنشهای برشی در خاک دارد. بسیج کامل مقاومت برشی خاک، منجر به فشارهای حدی فعال و غیر فعال خواهد شد. این فشارهای حدی فقط در حالت شکست یا به عبارت دیگر حالات حدی نهایی به سازه اعمال می‌شود.

3-3-5-4- حالات حدی خدمت دهی

در شرایط حدی خدمت دهی باید تغییر شکل زیاد سازه و جابجایی قابل ملاحظه زمین در نظر گرفته شوند. تغییر شکل خاک که با بسیج شدن کامل مقاومت برشی خاک همراه است در مقایسه با کرنشهایی که در حالت بهره‌برداری در حد معمول و قابل قبول به وجود می‌آیند، بسیار زیاد است. لذا برای اغلب دیوارهای حایل، حالت حدی خدمت‌پذیری مربوط به تغییر مکان، معیار شاخصی برای تعادل قابل قبول و رضایت بخش در مقایسه با

حالت حدی نهایی پایداری کلی است. معمولاً غیر ممکن است که بتوان به طور مستقیم، تغییر مکانها را محاسبه کرد، بنابراین حالت خدمت‌پذیری می‌تواند به حد کافی با محدود کردن قسمتی از مقاومت موجود، که در حالت بهره‌برداری بسیج می‌شوند، عملی گردد. تنها در شرایطی که سازه تحت اثر مقادیر متفاوت بارهای طراحی خارجی (معمولاً سربار و بارهای زیاد) برای حالت حدی نهایی و حالت حدی خدمت‌پذیری قرار گیرد، فشارهای جانبی طراحی برای محاسبات حالت حدی خدمت‌پذیری و حالت حدی نهایی متفاوت خواهند بود.

3-5-3-5- حالات حدی و سازگاری تغییر شکلها

تغییر شکل یک سازه با توجه به تاثیر 11 نیروی وارده از طرف خاک نگهداری شده بر آن مهم است. نیروهای سازه‌ای و لنگرهای خمشی ناشی از فشارهای جانبی با افزایش تغییر شکل کاهش می‌یابند. حداکثر فشارهای جانبی وارد بر دیوار حایل در شرایط کارکرد معمولی است و محاسبات تعادل لازم بر اساس فرض فشارهای جانبی وارد دیوار در حالت بهره‌برداری صورت می‌گیرد که بزرگتر از فشارهای جانبی حالت فعال و کوچکتر از فشارهای جانبی حالت غیر فعال هستند. حالت حدی بر اساس فشار ناشی از خاک هنگامی به وجود می‌آید که با تغییر شکل کافی سازه، فشار خاک نگهداری شده به حالت فعال کامل کاهش یابد و مقاومت غیر فعال خاک نیز به مقاومت حالت غیر فعال کامل بیشتر شود. سازگاری تغییر شکلهای سازه و فشارهای جانبی در شرایطی که سازه به دلیل ماهیت خود رفتاری خاص دارد بسیار اهمیت دارد. به عنوان مثال در یک دیوار حایل سپری مهار شده، ممکن است فشار خاک در حوالی مهار به طور کامل فعال نشود. همچنین بسیار مهم است که رفتار سازه همانند مصالح تردشکن باشد و به محض افزایش تغییر شکل، مقاومت خود را از دست بدهد مانند یک سازه وزنی غیر مسلح و یا در شرایطی که خاک با افزایش تغییر شکل، دچار کرنش نرم شوندگی شود.

3-4- اطلاعات ژئوتکنیکی

3-4-1- کلیات

اطمینان از عملکرد یک سازه بستگی به وضعیت عملکرد شالوده آن دارد. بدیهی است اولین گام موفقیت آمیز در طراحی هر سازه‌ای، داشتن اطلاعات لازم و کافی از وضعیت خاک محلی، نشست پذیری، مقاومت و عوامل اثر گذار بر آنها است. برای این منظور، لازم است اطلاعات کافی نظیر جنس و خواص مهندسی از زمین محل به دست آید. بنابر این بررسی نسبتاً دقیق، در شناساییهای خاک محل پروژه می‌تواند هزینه‌های ناشی از طراحیهای دست بالا را کاهش داده و یا خطرات ناشی از طراحیهای دست پایین را بر طرف نماید، بطور کلی هدف از شناساییهای ژئوتکنیکی برای طراحی، از جمله طراحی دیوارهای حایل، تشریح و تبیین مصالح خاکی شالوده، تعیین محل تامین مصالح خاکریز پشت دیوار، تعیین رفتار مصالح خاکریز و به دست آوردن پارامترهای مورد نیاز طراحی است. بویژه اطلاعات ژئوتکنیکی می‌تواند در تعیین نوع و عمق قرارگیری شالوده، طراحی شالوده، تخمین فشار جانبی خاکریز، تعیین تراز و تغییرات سطح آب زیر زمینی، ارزیابی مقدار نشست، تعیین ظرفیت باربری شالوده و مشکلات احتمالی ناشی از گودبرداری، کمک شایانی کند. برای دیوارهای حایل در مجاورت آب، اطلاعات ژئوتکنیکی می‌تواند در تحلیل مسائل و شرایط تراوش، مفید باشد. در این قسمت روند شناساییهای صحرائی با انجام آزمونهای مورد نیاز آزمایشگاهی یا صحرائی و سایر موضوعات مرتبط با آنها تشریح می‌شود.

3-4-2- خاک در یک نگاه کلی

برای تعیین مشخصات و پارامترهای خاک می‌توان از طبقه‌بندی و آزمایشات نشانه‌ای (درجه رطوبت، حدود اتربرگ، دانه‌بندی) بر روی تعداد زیادی نمونه خاک و آزمایشات برش بر روی نمونه‌های انتخابی که دست نخورده و نماینده واقعی خاک محلی است انجام داد. در صورتی که خاکهای ریز دانه در محل موجود باشد، انجام آزمایشات تحکیم نیز ضرورت می‌یابد. پارامترهای مقاومت برشی ϕ و C معمولاً مقادیر مطلق نیستند و بستگی

به سطح تنشهای اعمال شده، درجه تحکیم تحت این تنشها و شرایط زهکشی هنگام برش دارند. براین اساس این مقادیر باید در شرایطی در آزمایشگاه تعیین شوند که متناظر با شرایط موجود در محل باشد.

خاکهای درشت دانه مانند ماسه، شن، و سیلتهای غیر پلاستیک معمولاً دارای نفوذپذیری بالایی هستند بطوری که تحت تنشهای اعمال شده هنگام بارگذاری، فشارهای آب منفذی به وجود نمی‌آید. مقاومت برشی این خاکها عموماً بر حسب زاویه اصطکاک داخلی ϕ که از آزمایش تحکیم یافته زهکشی شده به دست می‌آید بیان می‌شود. در این آزمایش مقدار C حدوداً صفر و مقدار ϕ معمولاً در محدوده 25 تا 45 درجه قرار می‌گیرد. مقدار ϕ برای خاکهای درشت دانه بستگی به شکل دانه‌ها، دانه‌بندی و تراکم آنها دارد. از آنجا که تهیه نمونه‌های دست نخورده از خاکهای درشت دانه مشکل است مقدار ϕ با استفاده از آزمایشات صحرایی به دست می‌آید و یا با در نظر گرفتن مقداری محافظه کارانه تعیین میشود. در ادامه این فصل، نحوه به دست آوردن ϕ با استفاده از آزمایشات صحرایی نفوذ (SPT, CPT) تشریح خواهد شد.

تعیین مقاومت برشی خاکهای ریز دانه مانند رس و سیلت‌های پلاستیک بسیار پیچیده تر از خاکهای درشت دانه است. زیرا این خاکها دارای نفوذپذیری کم و تخلخل بیشتر بوده و اندر کنش دانه‌های خاک و آب منفذی مهم است و اگر در حالت اشباع تحت بارگذاری قرار گیرند فشار آب منفذی مثبت یا منفی در آنها بوجود می‌آید. بدلیل نفوذپذیری کم این نوع خاکها، رفتار کوتاه مدت و دراز مدت آنها متفاوت می‌باشد. بعلاوه شرایط $\phi = 0$ برای رسهای عادی تحکیم یافته بر قرار است.

در رسهای پیش تحکیم یافته تنشهای مؤثر قبلی اعمال شده به نمونه حاکم بوده و مقاومت برشی متناظر با فشار پیش تحکیمی از طرف خاک ظاهر می‌شود تا متناظر با فشار موجود. در صورتی که سطح تنش از فشار پیش تحکیمی افزون شود خاک بطور عادی تحکیم یافته رفتار می‌کند.

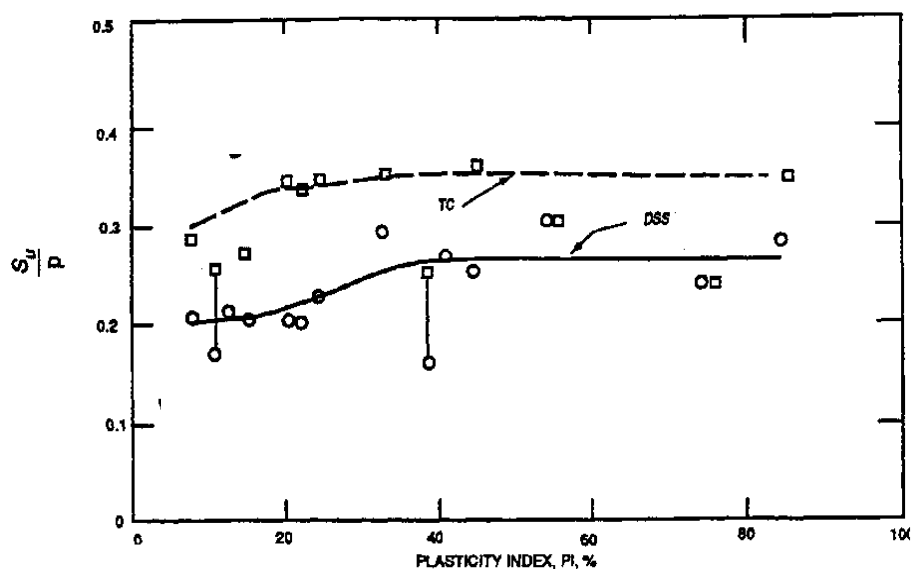
نسبت تخلخل زیاد معمولاً در خاکهای ریز دانه متناظر با مقاومت برشی کم است. هنگام مواجهه با این نوع خاکها در طراحی، مشکلات جدی پدید می‌آیند. در این شرایط معضلات دیگری نیز بروز می‌کند. در رسهای حساس عملیات ساخت و ساز می‌تواند منجر به بهم ریختگی رس شده و مقاومت آن به شدت افت کند. در این صورت حتی ممکن است روانگونی رس صورت بگیرد.

در عمل، آثار نفوذ پذیری کم، تخلخل زیاد و وجود اندرکنش بین دانه‌های خاک و آب، می‌تواند بطور غیر مستقیم با خواص نشانه‌ای مانند حد روانی، حد خمیری، رطوبت طبیعی و درجه تخلخل بیان گردد. بعنوان مثال، مقادیر زیاد حد روانی و حد خمیری در یک خاک رس نشان از رفتار خمیری آن دارد. بطور کلی اگر رطوبت طبیعی به حد خمیری نزدیک باشد رس ممکن است سخت پیش تحکیم یافته و دارای مقاومت برشی زیادی باشد، این معمولاً و نه همیشه بدان معناست که شرایط زهکشی شده ممکن است در پایداری کلی و مقاومت منطقه مقاوم واقع در جلوی دیوارهای حایل و از جمله دیوارهای حایل سپری بحرانی‌تر باشد. از طرف دیگر اگر رطوبت طبیعی به حد روانی خیلی نزدیک باشد، رس ممکن است نرم و عادی تحکیم یافته و دارای مقاومت برشی زهکشی نشده کم باشد. این بدان معناست که شرایط زهکشی نشده وضعیت حادثتری دارد.

شرایط زهکشی نشده در محل، زمانی حاکم است که بارگذاری سریع باشد. در این حالت شرایط کوتاه مدت حاکم است. بر عکس شرایط زهکشی شده مربوط وضعیت دراز مدت خواهد بود. برای شبیه سازی این شرایط در آزمایشگاه، سه نوع تست برش سه محوری $UU(Q)$ ، $CU(R)$ و $CD(S)$ انجام می‌گیرد. مقاومت برشی زهکشی نشده در آزمایشگاه معمولاً از آزمایشات Q یا R و مقاومت برشی زهکشی شده از آزمایشات S و یا آزمایشات تحکیم یافته زهکشی نشده توام با اندازه‌گیری فشار آب منفذی بدست می‌آید. مقاومت برشی زهکشی نشده رسهای عادی تحکیم یافته با S_u یا C_u نشان داده می‌شوند تا نشانی از $\phi = 0$ باشد. مقدار C_u معمولاً با افزایش رطوبت خاک شدیداً کاهش می‌یابد،

بنابراین در آزمایشات، رس را به حالت اشباع کامل در می‌آورند حتی اگر در محل بصورت نیمه اشباع باشد.

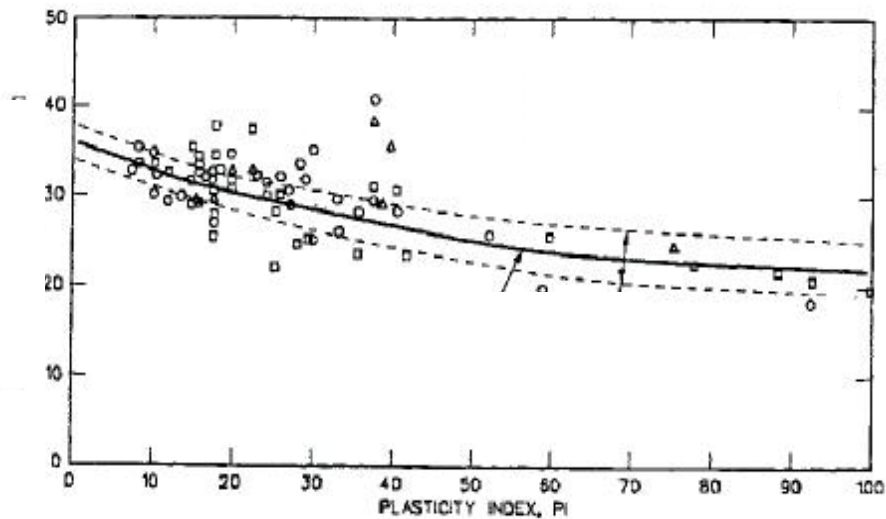
مقدار S_u با افزایش عمق (با افزایش تنش مؤثر) افزایش می‌یابد و معمولاً این روند با نسبت S_u/p نشان داده می‌شود. این نسبت می‌تواند بطور تقریبی با شاخص خمیری PI (شکل 3-1) و نسبت پیش تحکیمی مرتبط گردد. مقاومت برشی زهکشی نشده بسیاری از خاکهای پیش تحکیم یافته، به دلیل بافت آنها از پیچیدگی خاصی برخوردار است، لذا معمولاً در محل، مقاومت کمتری نسبت به آنچه از طریق نمونه‌های کوچک آزمایشگاهی به دست می‌آید حاصل می‌شود.



شکل 3-1- رابطه بین نسبت S_u/p و شاخص خمیری (PI) برای رس‌های عادی تحکیم یافته
(p = تنش مؤثر قائم)

چسبندگی زهکشی شده رس‌های عادی تحکیم یافته مانند ماسه‌های سست برابر $c' = 0$ است، مگر آنکه ϕ کم باشد. یک رابطه تقریبی که زاویه اصطکاک داخلی مؤثر ϕ' ، را به شاخص خمیری رس عادی تحکیم یافته مرتبط می‌کند در شکل 3-2 نشان داده شده است.

مقاومت برشی زهکشی شده رس‌های پیش تحکیم یافته مشابه ماسه‌های متراکم ولی با ϕ' کم بوده، اما دارای یک مقاومت پیک $c' \neq 0$ و یک مقاومت برشی پس ماند $c' = 0$ هستند.



شکل 3-2- رابطه تجربی بین زاویه اصطکاک داخلی خاک و شاخص خمیری بر اساس آزمایشات سه محوری بر روی رس عادی تحکیم یافته (29)

روند عمومی و کلی حل مسائل رس‌ها آن است که رفتار آنها هم در حالت زهکشی نشده و هم در حالت زهکشی شده از طریق آزمایش مشخص شود (مگر آنکه انتخاب یکی از این دو کاملاً واضح و بدیهی باشد) و حالت بحرانی معین در طراحی مد نظر قرار گیرد. در حالت اول معمولاً در تحلیل‌ها، از تنش‌های کل و مقاومت برشی زهکشی نشده استفاده می‌شود و اثر فشارهای آب منفذی در مقاومت برشی زهکشی نشده ملحوظ می‌شود. در حالت دوم از تنش‌های مؤثر به‌مراه شرایط زهکشی شده استفاده می‌گردد. این دو دسته تحلیل‌ها به ترتیب تحلیل‌های تنش کل و تنش مؤثر نام گرفته‌اند.

در تراز تنش‌های کم (مثلاً در خاکریز حوالی راس دیوارهای حایل)، مقاومت برشی زهکشی نشده بزرگتر از مقاومت زهکشی شده است، زیرا فشارهای آب منفذی ایجاد

می‌گردد که با گذشت زمان محو می‌گردد. این فشارهای آب منفذی منفی اجازه می‌دهد بطور موقت بتوان برشها و شیب‌های تندی در خاک‌های رسی ایجاد کرد. در محاسبه فشارهای جانبی فعال، اگر از پارامترهای زهکشی نشده استفاده گردد ممکن است طراحی دست پایین بوده و در جهت ایمنی سازه نباشد. در اینگونه موارد باید از این پارامترها در تعیین حداکثر عمق ترک کششی استفاده نموده بویژه امکان پر شدن این ترکها از آب باید بررسی شود که در این صورت باعث افزایش فشارهای جانبی می‌شوند.

در تراز تنشهای زیاد (مثلاً در تراز پایه دیوارهای نگهبان)، مقاومت برشی زهکشی نشده کمتر از مقدار زهکشی شده است و این به دلیل ایجاد فشارهای آب منفذی مثبت حین برش است. در نتیجه باید برای کنترل پایداری شالوده‌های مستقر بر خاکهای ریز دانه هر دو مقاومت برشی زهکشی نشده و زهکشی شده استفاده گردد.

3-4-3- طبقه بندی خاکها

خاکها به سه دسته اصلی طبقه‌بندی می‌شوند:

- خاکهای درشت دانه (غیر چسبنده) که اکثراً شامل شن، ماسه، و ذرات قابل مشاهده با چشم غیر مسلح می‌باشند.
- خاکهای ریز دانه (خاکهای چسبنده) که شامل ذرات ریز میکروسکوپی هستند که با استفاده از آزمایشهای ساده‌ای قابل تشخیص می‌باشند، به دو دسته لای و رس تقسیم می‌شوند. رسها معمولاً به خاک‌های چسبنده معروف هستند.
- خاکهای آلی که شامل درصد بالایی از مواد آلی هستند.

3-4-3-1- ارزیابی خاکهای درشت دانه در محل

خاکهای درشت دانه به‌علت اینکه با چشم غیر مسلح قابل مشاهده هستند به سهولت شناسایی و طبقه‌بندی می‌شوند (دانه‌های مانده بر روی الک 200 #). این نوع خاکها به همراه لای به سه دسته ریز، متوسط و درشت طبقه‌بندی می‌شوند. خاکها را می‌توان با استفاده از شکل ظاهری و دانه‌بندی آنها به گروههای مختلف تقسیم کرد. وضعیت دانه‌بندی خاک از نظر

یکنواختی، خوب دانه‌بندی شده و بد دانه‌بندی شده می‌تواند در کنار شکل ظاهری خاک و ذرات تشکیل دهنده آن، معیار مناسبی برای طبقه‌بندی خاک باشد.

خاکهای ریزدانه، خاکهای عبوری از الک شماره 40 می‌باشند که قطری در حدود 0/4 میلیمتر یا کمتر دارند. در شناساییهای صحرایی، به علت آنکه خاکهای درشت دانه به سهولت قابل جدا سازی هستند نیازی به سرندکردن نیست. یک عامل مؤثر در تشریح خاکهای غیر چسبنده استفاده از نتایج آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) است. (این آزمایش متعاقباً تشریح خواهد شد).

تقسیم‌بندی ساده زیر می‌تواند وضعیت خاک را از نظر تراکم نشان دهد (جدول 1-3).

جدول 1-3- تراکم ماسه‌ها بر حسب عدد SPT

وضعیت تراکم	عدد SPT
خیلی سست	0-4
سست	4-10
نسبتاً متراکم	10-30
متراکم	30-50
خیلی متراکم	بیشتر از 50

3-4-3-2- ارزیابی خاکهای ریز دانه در محل

برای شناسایی محلی خاکهای ریز دانه می‌توان از بخشی از خاک که از الک نمره 40 با بعد چشمه حدود 0/4 میلیمتر عبور می‌کند استفاده کرد و آزمایشات ساده را نمی‌توان به کار برد. فرق بین لای و خاک رس را نمی‌توان بر مبنای اندازه دانه‌ها قرار داد. چند آزمایش ساده برای تشخیص نسبی خواص خاکهای ریزدانه وجود دارند که عبارتند از:

- آزمایش مقاومت خشک
- آزمایش تکان دادن
- ارزیابی خواص خمیری

• آزمایش پراکنده ساختن

برای آشنایی با این روشها به قسمت 3-4-3 "تبیین ضوابط طراحی" مراجعه شود. ضمناً نتایج آزمایشات ساده شناسایی صحرایی در جدول 2-3 "تبیین ضوابط طراحی" خلاصه شده است.

3-3-4-3- سیلت آلی

یک خاک ریز دانه کم و بیش وقتی پلاستیک است که شامل دانه‌های کانی لای و دانه‌های خیلی کوچک مواد آلی باشد که در آن امکان دارد صدفها و تکه‌های قابل رویت مواد گیاهی نیمه فاسد نیز وجود داشته باشد. خاک رس آلی، خاک رسی است که بعضی از خواص مکانیکی مهم آن مدیون وجود مواد خمیری ریز می‌باشد.

3-4-4-3- شناسایی آزمایشگاهی خاکها

3-4-4-1- آزمایشات دانه‌بندی

در آزمایشات، جداسازی دانه‌های خاک به کمک روش الک کردن صورت می‌گیرد که معمولاً ذرات بزرگتر از 0/075 میلیمتر را با سری سرندهایی از نظر بعد دانه‌ها دسته‌بندی می‌کنند. در مورد بخش ریزدانه معمولاً از روش هیدرومتری استفاده می‌شود.

3-4-4-2- آزمایشات حدود اتربرگ و طبقه‌بندی خاکها بر اساس خواص خمیری

اگر مقداری خاک ریزدانه (مخلوط لای رس و یا رس) با آب مخلوط شود بطوری که تعلیق غلیظ از خاک رس ایجاد شود و رطوبت به تدریج کاهش داده شود، مخلوط آب و خاک از حالت مایع به حالت خمیری و بالاخره به حالت جامد می‌رسد. معلوم شده که درصد رطوبتهای تغییر از یک حالت به حالت دیگر برای خاک رسهایی که دارای خواص مکانیکی مشابه هستند، تقریباً مساوی است. بنابراین رطوبتهای حدی ممکن است بعنوان نشانه‌ای مفید در طبقه بندی خاکهای رسی استفاده شود. این رطوبتهای حدی، حدود اتربرگ خوانده می‌شوند و مشتمل بر حد روانی، حد خمیری، و حد انقباض هستند. حد روانی LL معمولاً برای طبقه‌بندی میزان خواص خمیری خاکهای ریزدانه مطابق با محدوده ارائه شده در جدول 2-3 به کار می‌رود.

جدول 3-2- حدود خمیری خاک رس بر حسب حد روانی، **LL**

حدود LL	درجه خمیری
$LL < 30$	کم
$30 < LL < 50$	متوسط
$LL > 50$	زیاد

شاخص خمیری (**PI**) تفاضل حد روانی و حد خمیری است که با آن می‌توان خاک را بر اساس جدول 3-3 تشریح کرد.

 جدول 3-3- حالت خمیری خاکهای رسی بر حسب مقادیر **PI**

توضیح	PI (در صد)
غیر خمیری	0
خیلی کم خمیری	1-5
کمی خمیری	5-10
خمیری متوسط	10-20
خمیری زیاد	20-40
خیلی زیاد خمیری	> 40

3-4-4-3- طبقه بندی خاکهای ریزدانه بر اساس مقاومت برشی

برای خاکهای ریزدانه می‌توان یک نوع طبقه‌بندی بر حسب مقاومت برشی زهکشی نشده آنها انجام داد بطوری که رس را می‌توان از خیلی نرم تا سخت تقسیم بندی کرد (جدول 3-4). اگر چه در اصل، این طبقه‌بندی بر اساس نتایج آزمایش تک محوری محدود نشده، لیکن امروزه آزمایشات صحرایی مانند آزمایش برش پره، CPT و یا آزمونهای آزمایشگاهی مانند برش مستقیم، سه محوری و سقوط مخروط نیز ممکن است انجام گیرد. بدان معنی که تقسیم بندی بر اساس مقاومت، دلخواه است. زیرا آزمایشات مختلف ممکن است مقادیر مختلف برای مقاومت نشان دهند. بنابراین بهتر است هنگام تقسیم بندی خاک بر اساس مقاومت برشی زهکشی نشده، نوع آزمایش نیز مشخص شود.

جدول 3-4- طبقه بندی خاک‌های چسبنده بر اساس مقاومت برشی، s_u (یا c_u)

مقاومت برشی زهکشی نشده (kPa)	ساختار خاک
< 12	خیلی نرم
12 - 25	نرم
25 - 50	متوسط
50 - 100	سفت
100 - 200	خیلی سفت
> 200	سخت

3-4-4-4- طبقه بندی خاکهای ریزدانه بر حسب درجه حساسیت

خاکهای ریزدانه را می‌توان بر اساس حساسیت آنها طبقه‌بندی کرد. با انجام آزمایشاتی همچون برش پره و یا تک محوری می‌توان حساسیت یک خاک را به‌دست آورد.

حساسیت عبارت است از نسبت مقاومت برشی نمونه دست نخورده به مقاومت برشی همان نمونه در حالت دستکاری شده. جدول 3-5 طبقه‌بندی خاکهای ریزدانه را بر حسب حساسیت نشان می‌دهد.

جدول 3-5- طبقه‌بندی خاک‌های ریزدانه بر حسب مقدار حساسیت، S_t

مقدار حساسیت	حدود مقادیر
غیر حساس	$S_t = 1$
کمی حساس	$1 < S_t < 2$
حساس	$2 < S_t < 4$
خیلی حساس	$4 < S_t < 8$
کمی سریع	$8 < S_t < 16$
سریع	$16 < S_t < 32$
خیلی سریع	$32 < S_t < 64$
فوق‌العاده سریع	$S_t > 64$

3-4-4-5- شاخص تراکم D_r

شاخص تراکم برای خاکهای غیر چسبنده بصورت زیر تعریف شود:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_{d_{\max}}}}{\frac{1}{\rho_{d_{\min}}} - \frac{1}{\rho_{d_{\max}}}} \quad (1-3)$$

که در آن:

e = نسبت تخلخل

ρ_d = جرم حجمی خشک خاک

$\rho_{d_{\min}}$ = حداقل جرم حجمی خشک خاک

$\rho_{d_{\max}}$ = حداکثر جرم حجمی خشک خاک

در اندازه‌گیری چگالی خاک باید مقادیر قابل اعتماد و نسبتاً دقیق بوده و مستقل از عواملی مثل روش اندازه‌گیری و کارکنان دست‌اندرکار باشد. اما باید توجه داشت بر اساس تجربه، این شرایط بطور کامل حاصل نمی‌شود. بر این اساس شاخص تراکم را باید بعنوان یک عدد تقریبی در نظر داشت و از آن در کنار تجربه و قضاوت در تحلیل استفاده کرد.

3-4-5- خواص مهندسی خاک

با انجام آزمایشات دانه‌بندی بر روی خاک‌های درشت دانه و دانه‌بندی و حدود اتربرگ بر خاکهای ریزدانه، می‌توان خاک را طبقه‌بندی و بر اساس نامگذاری، خواص مهندسی آنرا تشریح کرد.

3-4-6- شناساییهای صحرایی

شناساییهای صحرایی به مجموعه فعالیتهایی گفته می‌شود که برای آگاهی از وضعیت عمومی لایه‌های خاک به کار می‌روند. این فعالیتها با تحلیل اطلاعات به دست آمده از روشهایی نظیر مشاهدات ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی، گمانه‌زنی، نمونه‌برداری، آزمایشات صحرایی، آزمایشات آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های گرفته شده از زمین، مشاهده سطح آب زیرزمینی، بررسیهای مشاهدات و تجربیات محلی انجام می‌شوند. هنگام شروع شناساییهای صحرایی باید نوع سازه و اهمیت آن و نیز بارهای وارده مشخص باشند. اطلاعات لازم قبلاً از طریق تجربه و پرسش معلوم شود. می‌توان اطلاعات اولیه را با حفاریهای سطحی نیز به دست آورد.

3-4-6-1- اهداف شناساییهای صحرایی

اهداف اولیه شناساییهای صحرایی تعیین هر چه دقیقتر موارد زیر می‌باشد:

- طبیعت و ترتیب لایه‌های زیر سطحی
- وضعیت آب زیر زمینی

- مشخصات فیزیکی خاک و سنگ
- خصوصیات مکانیکی خاک و سنگ نظیر مقاومت و تراکم پذیری
- دیگر اطلاعات لازم نظیر خصوصیات شیمیایی آب زیر زمینی
- مشخصات شالوده سازه‌های مجاور

3-4-6-2- مراحل شناساییهای صحرایی

اگر امکان پذیر باشد بهتر است شناساییهای صحرایی در مراحل مختلف انجام گیرد. از این رو اطلاعات هر مرحله، می‌تواند در برنامه ریزی مرحله بعد مورد استفاده قرار گیرد. در مراحل بعدی معمولاً تعداد گمانه‌های اکتشافی دو تا پنج برابر گمانه‌های اولیه هستند و فاصله دقیقی برای آنها نمی‌توان توصیه کرد. بر اساس اطلاعات به دست آمده از ویژگیهای محل پروژه، از فازهای اولیه شناخت، گمانه‌های جدید باید در محلهایی حفر شوند که تغییرات شدید خاک را بتوان دریافت. در این مرحله معمولاً، نمونه‌های دست نخورده برای آزمایشات آزمایشگاهی تهیه می‌شود و در صورت نیاز، آزمایشات درجا انجام می‌گیرد. شناساییهای صحرایی حتی ممکن است در فازهای بعدی نیز در شرایط خاص دنبال شود تا بتوان به سوالات باقیمانده از فازهای قبل پاسخ داد.

3-4-6-3- جمع‌آوری اطلاعات موجود

در آغاز شناساییهای صحرایی، باید تمام اطلاعات پروژه و محل آن جمع‌آوری شود. برای این منظور در ابتدا باید نوع سازه و کاربرد آن، رفتار سازه، اندرکنش سازه و خاک، و مقادیر بارهای وارده، روشهای اجرایی، زمان انجام پروژه، سازه‌های موجود در محل پروژه و تجارب و امکانات محلی مد نظر قرار گیرد. بعلاوه همه اطلاعات موجود باید از طریق مشاهده و پرس و جو جمع‌آوری گردد. برخی از این اطلاعات می‌تواند بطرق زیر کسب شود:

- بررسی وضعیت توپوگرافی محل
- مطالعه و بررسی نقشه‌های زمین‌شناسی

- مطالعه و بررسی گزارشات ژئوتکنیکی و زمین شناسی مربوط به محل (در صورت وجود از محل پروژه یا مجاور آن)
- مشاهده، بررسی، و جمع‌آوری اطلاعات از برشهای راهسازی و گودبرداریها
- بررسی ظاهری قابلیت خاک برای رشد گیاهان سطحی
- مشاهده و بررسی علائم نوسانات آب مثلاً بر روی پایه‌های پلهای موجود، سواحل و ترازهای حداقل و حداکثر آب در اثر جزر و مد
- مشاهده و بررسی نوسانات سطح آب زیر زمینی به کمک چاههای حفر شده در محل پروژه یا مجاورت آن
- بررسی دقیق ساختمانها و ابنیه ساخته شده، بویژه دقت در پایه‌ها و دیوارهای آن از نقطه نظر نشستهای احتمالی
- مشاهده نشستهای نسبی در محل و بررسی نشستهای وسیع (مثلاً در اثر فعالیت‌های معدنی)
- مشاهده و بررسی شیبهای محل بویژه در بالا دست شیبها به منظور کنترل پایداری و لغزشهای احتمالی فعال
- مشاهده و کنترل محل دفع فاضلاب ابنیه قبلی در صورت وجود و رفع مشکلات ناشی از آنها برای پروژه جدید
- جمع‌آوری اطلاعات محل عبور تاسیسات از زیر خاک مثل لوله‌های آب، گاز، برق و تلفن و...
- جمع‌آوری اطلاعات مربوط به زلزله خیزی محل و آثار به جا مانده در اثر وقوع زلزله‌های احتمالی
- بررسی و ثبت کلیه عوارض موجود در روی زمین از جمله درزها، ترکها، حرکت زمین، در محل درزها، پدیده خزش، لغزشهای محدود و وسیع و....
- بررسی وجود و در دسترس بودن مصالح مرغوب مورد نیاز پروژه
- جمع‌آوری اطلاعات موجود آثار زیست محیطی

3-4-6-4- حدود و میزان شناساییها

بسته به نوع خاک و تنوع ذرات آن، موقعیت سطح آب زیر زمینی و اهمیت پروژه و حجم اطلاعات موجود، مقدار اطلاعات مورد نیاز، وسعت و دامنه شناسایی تعیین می‌شود. هر چه تنوع طبیعی خاک بیشتر باشد دامنه شناسایی برای تعیین خصوصیات زمین وسیعتر می‌گردد. اگر چه عمق حفاری تابعی از طبیعت پروژه می‌باشد در موارد لزوم تعیین وضعیت ساختار زمین محل پروژه، حفاریهای عمیق‌تر در تعداد محدودی از نقاط توصیه می‌شود. شناساییهای صحرایی حتی برای تبیین سیاستهای ساخت و ساز و حتی تعیین مصالح سنگی مورد نیاز در پروژه باید در حد کافی انجام گیرد.

محل گمانه‌های شناسایی باید طوری اختیار شوند تا شمای کلی زمین شناسی محل با جزئیات خواص مهندسی خاک و سنگ کف و شرایط و وضعیت کلی سطح آبهای زیر زمینی مشخص شوند. جزئیات بیشتر و دقیق‌تر باید در محل احداث سازه‌های مهمتر و شالوده‌ها، و در محلهایی که زمین دارای وضعیت پیچیده‌ای است (مثلاً محل‌های فعال از نظر لغزش، دره‌های پر شده از خاکهای نرم) از طریق شناسایی به دست آید. در حفر گمانه‌ها نباید از الگوهای قالبی استفاده کرد بلکه باید بحد کافی در این امر انعطاف نشان داد تا اطلاعات لازم به دست آید. در برخی موارد باید برنامه و الگوی حفر گمانه‌ها بطور متناسب تغییر داده شود.

عمق گمانه‌ها حداقل باید طوری باشد که اطلاعات مورد نیاز برای بررسی نشست کم خاک در اثر بارگذاری اضافی شالوده معلوم باشد. نباید بارگذاری شالوده باعث ایجاد نشست قابل ملاحظه‌ای گردد. در مورد فواصل گمانه‌ها قضاوت مشکل‌تر و کمتر قابل تبیین است. فواصل گمانه‌ها عموماً بستگی به تنوع خاک، نوع و اهمیت پروژه، ملزومات طراحی، و نوع شالوده انتخابی دارد.

روند اکتشافات صحرایی در خلال ساخت و ساز نیز باید همچنان ادامه داشته باشد تا فرضیات مربوط به خاکهای سطحی که در طراحی استفاده شده است منطبق با واقعیات باشد و در صورت مشاهده موارد غیر آن اصلاحات و توصیه‌های لازم صورت پذیرد.

یکی از مواردی که در اکتشافات سطحی باید مد نظر قرار گیرد سطح آب زیر زمینی و نوسانات مربوط به آن است. چه، داشتن این اطلاعات می‌تواند تاثیر تراوش، نیروهای هیدرواستاتیکی و نیروهای هیدرودینامیکی را در طرح سازه‌ها تصویر کند. این اطلاعات را می‌توان از آنچه در محل ثبت شده، نقشه‌های زمین‌شناسی و یا از سایت‌های مشابه به دست آورد. همچنین باید اطلاعات مربوط به سیل‌های محل و آثار آنها را بر سطح آب زیر زمینی مد نظر قرار داد.

ممکن است برای کنترل سطح آب زیر زمینی و نوسانات آن از لوله‌های پیزومتر استفاده کرد. دقت شود هنگام حفاری گمانه‌ها، سطح آب ممکن است نمایانگر واقعیت وضع موجود سطح آب در آن تراز نبوده و از حالت تعادل خارج شده باشد.

هر گونه تغییرات احتمالی ایجاد شده در سطح آب زیر زمینی در اثر احداث دیوارهای حایل، نوسانات فصلی، یا هر عامل دیگر باید در شناساییهای سطحی مد نظر قرار گیرد. حتی اگر در زمانهای بعد احداث سازه‌هایی سبب تغییرات سطح آب زیر زمینی گردد باید حتی‌الامکان پیش بینی شده و بویژه آثار آن بر سازه‌های مجاور آن و لایه‌های خاک بررسی شود.

اگر مواد شیمیایی مضر وارد آب یا خاک شود هنگام شناسایی صحرایی باید آثار سوء آنها نظیر خوردگی و تجزیه خاک بررسی شده و برای مقابله با آنها تصمیمات متناسب اتخاذ گردد.

آثار نوسانات سطح آب هم برای دیوارهای حایل ساحلی و هم سازه‌های احداث شده در نزدیکی آب باید در مطالعات شناسایی در نظر گرفته شود. شرایط سیل، امواج ایجاد شده و نیروهای هیدرودینامیک و هیدروستاتیک ناشی از آنها نیز باید مد نظر قرار گیرد.

تغییرات آب و هوا و اثرات آنها بر سازه باید در شناساییها بررسی گردد. تغییرات درجه حرارت در فصول مختلف و دوره آنها در طرح دیوارهای حایل مورد توجه قرار گیرد. یخ‌زدگی و دوره طول کشیدن آن در اثر برودت بیش از حد و ازدیاد فشار جانبی ناشی از آن بر دیوارهای حایل نیز باید مطالعه شود.

مقدار بارشها چه در کوتاه مدت و چه دراز مدت، باید در نظر گرفته شود. بارندگی می‌تواند با نفوذ به خاکریز پشت و خاک شالوده دیوار، سبب تغییرات فشار جانبی و خواص مکانیکی خاک شود.

پوشش گیاهی نیز از جمله مواردی است که باید در دستور کار شناساییهای صحرایی قرار گیرد. اگرچه پوشش گیاهی بویژه نفوذ ریشه درختان در خاکریز پشت دیوارهای حایل می‌تواند با جذب رطوبت و افزایش پارامترهای مقاومت برشی خاک باعث کاهش فشار جانبی شود و با دوختن لایه‌های خاکریز مشابه شمع یا میخکوبی، لایه‌های خاکریز را به هم دوخته و سبب افزایش پایداری خاکریز و در نتیجه کاهش فشار جانبی وارد بر دیوار حایل گردد، اما نباید فراموش کرد که نفوذ و رشد ریشه‌های درختان می‌تواند باعث وارد شدن فشار جانبی به دیوار شود. از این رو بعنوان یک قاعده کلی نباید اجازه داد بوته‌های با ریشه‌های بلند و درختان در فاصله‌ای کمتر از نصف ارتفاع آنها در دوران بلوغ، از دیوار کاشته شوند. درختان برگ ریز نظیر توسه (Alder)، آلس (Beech)، بلوط (Oak)، تبریزی (Poplar)، و بید (Willow) نباید در فاصله‌ای کمتر از ارتفاع آنها در دوران بلوغ از دیوارهای حایل غرس گردند. اگر در شرایطی خاص نیاز به کاشت درختان بوته‌ای یا حفظ درختان و بوته‌های موجود در نزدیکی دیوار حایل پس از ساخت دیوار باشد، موقعیت درختان یا بوته‌ها باید طوری باشد که اثرات مضر آنها بر دیوار به حداقل برسد یا بکلی حذف گردد. در این شرایط، اثرات آنها مانند جذب رطوبت و افزایش مقاومت خاک، انقباض و ترک خوردگی خاک، ازدیاد فشار جانبی وارد بر دیوار، رشد و نمو ریشه و نفوذ آن بدرون درزهای دیوار یا سیستم زهکشی باید بدقت بررسی شود.

3-4-6-5- عمق شناسایی

شناخت محل پروژه در عمق باید تا حدی انجام گیرد که خاک در اثر بارگذاری ناشی از عملیات ساخت و ساز و یا بارگذاری دائمی سازه دچار تغییر شکلهای زیاد نشود. بطور کلی در مورد تعیین عمق، فاصله و تعداد گمانه‌ها قاعده معلومی وجود ندارد و بعنوان یک

اصلی کلی، همواره باید با قضاوت مهندسی توأم باشد. گوشه‌ای از تجارب موجود و راهکارهای عملی که می‌توانند هنگام اجرای طرح در موارد عادی استفاده شوند ارائه می‌گردد:

- یک قاعده سرانگشتی برای تعیین حداقل عمق گمانه کمترین دو مقدار زیر است:
 الف- عمقی که در آن اضافه تنش ناشی از بارگذاری خارجی کمتر از 10 درصد باشد.
 ب- عمقی که در آن اضافه تنش ناشی از بارگذاری خارجی کمتر از 5 درصد تنش موثر در همان عمق باشد.
- اگر در عمق بالا به تخته سنگ کف با خاک متراکم برخورد شود می‌توان عمق شناسایی را کاهش داد. در شرایطی که بستر از خاکهای رسی تراکم پذیر و عادی تحکیم یافته تشکیل شده باشد، ممکن است لازم شود گمانه‌ها را عمیق‌تر از معیار به دست آمده در بالا حفر کرد.
- افزایش تنش خالص خاک برای مواردی که لازم است خاکریزی یا خاکبرداری گردد باید در نظر گرفته شود. افزایش فشار خاک در عمق ناشی از بارگذاری شالوده‌های مجاور نیز باید در تعیین عمق گمانه‌ها ملحوظ گردد.
- گمانه‌ها باید به دور از هر گونه خاک دستی و زباله یا هر گونه خاک مساله‌دار و مضر در پی سازی عبور کند. از جمله: زمینهای خاکریزی شده، خاکریزهای سست و ضعیف، محل دفن پس مانده های معدنی و زباله های شهری
- حداقل عمق گمانه از پایین ترین نقطه ارتفاعی شالوده نباید از 6 متر کمتر باشد، مگر آنکه به تخته سنگ و خاک متراکم در عمقهای بیشتر برخورد شود.
- اگر با تخته سنگ و خاک متراکم در عمقهای بالاتر روبرو شویم باید یکی از گمانه‌ها حداقل 3 متر به درون سنگ ادامه یابد تا اطمینان حاصل شود که سنگ خورد شده و قطعات سنگ با سنگ مادر اشتباه نشود. البته عمق 3 متر ممکن است برای بعضی از شرایط زمین شناسی کافی نباشد زیرا احتمال دارد در بعضی محلها قطعات بزرگ سنگ مانند دال بر روی خاک قرار گرفته باشد (مثلاً تیلهای یخچالی) برای این موارد قاعده کلی نمی‌توان تدوین کرد بلکه باید گمانه‌های عمیق‌تری حفر گردد.

- در شرایطی که از شمعهای اتکایی بر بستر سنگ استفاده می‌شود باید از سلامت سنگ در زیر نوک شمعها اطمینان حاصل کرد. بویژه در صورت وجود لایه‌های ضعیف، سنگ یا لایه‌های هوازده مشخص شوند تا بر عملکرد شمع، اثر سوء نداشته باشد.
- به این علت اینکه طراحی شالوده در بدو شناساییهای صحرایی هنوز نهایی نشده بهتر است گمانه‌هایی عمیق‌تر از آنچه در بدو امر تصور می‌رود، حفر گردد تا اگر تنوعی در لایه‌های زیرسطحی موجود باشد مشخص شود.
- لزومی به ادامه کلیه گمانه‌ها به یک عمق مشخص نیست زیرا گمانه‌های کم عمق‌تر ممکن است اطلاعات لازم را برای شالوده‌های دارای بار متوسط فراهم آورند. همچنین جزئیات نمونه‌برداری و آزمایشات در جا ممکن است در گمانه‌ها با هم متفاوت باشد که بسته به نیازهای طراحی دارد.
- اگر سازه در معرض نشستهای سطحی وسیع در مناطقی که مثلاً فعالیت‌های معدنی یا موارد مشابه در جریان است، قرار گیرد به عمق شناسایی بیشتری نسبت به آنچه توصیه می‌شود نیاز است.
- در پروژه‌های خطی مثل راه‌ها، اتوبانها، و راه آهن، گمانه‌ها معمولاً بر روی محور مسیر انتخاب می‌شوند. چنانچه احداث ابنیه فنی از جمله دیوارهای حایل لازم شود گمانه‌های شناسایی در این محلها مورد نیاز است.
- در مواردی که گودبرداری برای پی سازی انجام می‌گیرد باید از فشار آب آرتزین در کف اطمینان حاصل شود. معمولاً گمانه‌ها حداقل تا $1/5$ برابر عمق گودبرداری و یا به اندازه عرض گودبرداری از کف گود ادامه می‌یابند.
- در شالوده‌های شمعی بهتر است عمق دو یا سه گمانه شناسایی 20 تا 30 درصد بیشتر حفر شوند. توصیه می‌گردد گمانه‌های شناسایی در شالوده‌های شمعی، دست کم 7 برابر قطر شمع به پایین‌تر از نوک شمع ادامه یابند که این عمق در هر صورت از 5 متر کمتر نباشد.

- وجود یا نبود لایه تحت فشار آرتزین در کف گودبرداری باید حداقل تا عمق گودبرداری از کف پی معلوم باشد. اگر خاک سست باشد باید تا عمق بیش از عمق گودبرداری وضعیت فشار آب آرتزین کنترل شود.
- در مورد دیوارهای حایل باید عمق گمانه‌ها به حدی باشد که لایه‌های زیر سطحی کاملاً مشخص باشند. در دیوارهای حایل وزنی یا دیوارهای حایل دارای ساقه بتن مسلح که پشت آنها خاکریزی می‌شود عمق گمانه‌های شناسایی از تراز کف شالوده باید حداقل دو برابر ارتفاع خاکریز پشت دیوار باشد. اگر حفاری و گودبرداری بعداً در جلوی دیوار حایل محتمل است عمق گمانه‌ها باید حداقل سه برابر ارتفاع خاکریز پشت دیوار از کف گودبرداری به پایین ادامه داده شود. در مواردی که نوع دیوار و شیوه‌های اجرایی آن هنوز در زمان شناسایی صحرایی معلوم نیست، عمق گمانه‌های شناسایی از کف گودبرداری باید حداقل به اندازه سه برابر ارتفاع خاکریز پشت دیوار ادامه یابد. بطور کلی می‌توان بعنوان یک قاعده سر انگشتی عمق شناسایی را دو برابر ارتفاع دیوار از تراز کف زمین در نظر گرفت.
- در صورتی که از دیوارهای حایل طره‌ای شکل مهار شده و یا هر گونه سیستم مهاری در کنار دیوارهای حایل برای نگهداری خاک، استفاده می‌شود باید وسعت و عمق خاک محل تا حدی که سیستم مهار در آن نصب می‌گردد شناسایی شود.
- برای دیوارهای سیل‌بند و ساحلی که در مجاورت آنها ممکن است آب در حال تراوش باشد تعداد قابل ملاحظه‌ای از گمانه‌های حفاری باید به حد کافی عمیق باشند تا ضخامت لایه نفوذپذیر تعیین شود.
- پس از خاتمه عملیات حفاری، گمانه‌های حفر شده را باید با رس نفوذ ناپذیر یا بتن مگر متراکم پر کرد.

3-4-6-6- فاصله و تعداد گمانه‌های شناسایی

یافتن حداقل عمق گمانه‌های شناسایی دارای اساس منطقی است که مربوط به تعیین عمقی می‌شود که بارگذاری اضافی ناشی از شالوده بر روی خاک کم بوده و خاک دچار

نشستهای زیادی نگردد. اما تعیین فواصل گمانه‌ها دارای این اساس نیست و عمدتاً بستگی به تنوع خاک در محل، نوع سازه، نوع پروژه، ملزومات طراحی و اجرایی پروژه، تجارب موجود و قضاوت مهندسی دارد. معمولاً در محلهایی که بتازگی برای احداث پروژه در نظر گرفته شده‌اند و در مراحل اولیه توسعه هستند تعداد گمانه‌های بیشتر و نیز گمانه‌های عمیق‌تر حفر می‌گردند. چه در این محلها تجارب کم و یا هیچ است.

اصولاً حفر یک گمانه فقط در شرایط خاصی که ابعاد سازه در پلان کوچک بوده و اطلاعاتی دیگر از گمانه‌های محوطه نزدیک آن بویژه در مورد لایه‌بندی زمین در دسترس باشد توصیه می‌شود. در موارد دیگر نباید در شناسایی‌های صحرایی، به یک گمانه بسنده کرد حتی اگر پروژه کوچک باشد. به عنوان مثال ممکن است یک گمانه بطور استثنایی در یک قطعه سنگ عظیم حفر شود و تعمیم نتایج بدست آمده برای طرح، به عنوان وجود یک لایه سخت و صلب، ممکن است کاملاً گمراه کننده باشد. در عمل نیز، در صورت تجهیز کردن وسایل و ماشین آلات حفاری در یک محل برای حفر گمانه، در صورتی که یک یا دو گمانه اضافی حفر گردد، افزایش هزینه‌ها معمولاً چندان قابل توجه نخواهد بود.

تاکید می‌شود تعیین تعداد و فواصل گمانه‌ها برای پروژه‌های مهم، پیچیده و حساس، بخش مهمی از روند طراحی از دیدگاه مهندسی ژئوتکنیک است و نمی‌تواند توسط قوانین ساده و عام، که به وسیله غالب دست‌اندرکاران استفاده می‌شود قطعیت یابد. در این زمینه، همواره هدایت کار باید توسط افراد مجرب انجام پذیرد.

3-4-6-7- دقت شناسایی

اکتشافات زیر سطحی باید به طرق مختلف انجام گیرد تا خواص خاک در طراحیهای حساس به دست آید. بویژه منطقی است هر دو دسته آزمایشات آزمایشگاهی و صحرایی برای تعیین مقاومت و تغییر شکل‌پذیری خاکها انجام شود. دقت در نحوه لایه‌بندی خاک که از روشهای انعکاس و انکسار موج و یا اندازه‌گیریهای مقاومت مبتنی بر شیوه‌های ژئوفیزیک به دست می‌آید همواره باید به کمک حفاری یا مشاهدات مستقیم کنترل گردد.

3-4-7 آزمایشات درجا

3-4-7-1- مقدمه

خواص فیزیکی و مکانیکی خاکها ممکن است در آزمایشگاه، در محل و یا ترکیبی از دو حالت به دست آید. هر دو اینها فواید، کاستیها و محدودیتهایی در عمل دارند. در طراحی شالوده‌هایی که در خاکهای درشت دانه احداث می‌شوند به دست آوردن نمونه‌های دست نخورده معمولاً غیر عملی است، بنابراین آزمایشات در جا شاید تنها راهی باشد که خواص مصالح را بتوان از طریق آنها به دست آورد. بطور کلی مزایای این گونه آزمایشات عبارتند از:

- کم هزینه بودن
 - آزمایش حجم زیادی از مصالح
 - انجام آزمایش بر روی نمونه‌ها در حالتی که تنشهای واقعی بر روی آنها اثر می‌کنند.
- اگرچه آزمایشات در جای زیادی توصیه شده اما معمول‌ترین آنها آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش نفوذ مخروط (CPT)، آزمایش پرسپوتر (PMT) و آزمایش بارگذاری صفحه است.

3-4-7-2- آزمایش نفوذ استاندارد، SPT، ASTM D-1586 (1984) (30)

این آزمایش بطور معمول برای تخمین چگالی نسبی و زاویه اصطکاک داخلی ماسه‌ها با استفاده از روابط تجربی به کار می‌رود. اساس انجام آن نفوذ دادن نمونه‌گیر با استفاده از چکش 622 نیوتنی است که از ارتفاع 76 سانتیمتری رها می‌گردد. تعداد ضربات لازم برای سه مرحله نفوذ 15 سانتیمتری نمونه‌گیر به داخل خاک یادداشت می‌شود و مجموع تعداد ضربات لازم برای دو مرحله 15 سانتیمتری آخری بنام عدد نفوذ استاندارد N خوانده می‌شود. عدد نفوذ استاندارد معمولاً در فواصل 1/5 متری یا در محل تغییر لایه‌ها تعیین می‌گردد. علی‌رغم استفاده وسیع و شیوه عمل بسیار ساده‌ای که در تعیین N با SPT وجود دارد، نتایج SPT تا حد زیادی تحت تاثیر نحوه نمونه‌گیری و حفاری قرار می‌گیرد.

بعلاوه تاکنون معلوم شده که در خاکهای دانه‌ای با چگالی یکسان، با افزایش اندازه دانه‌ها از حدود 2 میلیمتر مقدار N افزایش می‌یابد.

اگر حفاری و نمونه‌برداری بطور نامناسب انجام شود مقادیر N تحت تاثیر قرار می‌گیرند. مواردی که می‌توان در این زمینه ذکر کرد در بند 3-4-7-2 تبیین ضوابط طراحی آمده است. با توجه به موارد ذکر شده، بدیهی است که تکرار آزمایش حتی در یک محل، سؤال برانگیز خواهد بود. بعلاوه روابطی که عدد SPT را به تراکم نسبی مربوط می‌کند باید با دقت استفاده شود. در عین حال نباید فراموش شود که SPT در شناساییهای صحرایی و طراحی شالوده مفید بوده و می‌تواند راهنمای خوبی برای تعیین خواص خاک در محل و طبقه‌بندی آن باشد. در هر حال ارزیابی نتایج SPT باید توسط افراد مجرب انجام شود. در سالهای اخیر مطالعات زیادی بر روی نحوه انجام و تجهیزات آزمایش انجام شده است و نشان داده که برای استاندارد کردن نتایج و بویژه عدد N چند تصحیح باید انجام گیرد. در حالی که این اصلاحات برای طراحی مورد نیاز است، N به دست آمده از محل آزمایش همواره باید بر روی برگ اطلاعات ثبت شده از محل آزمایش موجود باشد. روابط و مقادیر لازم برای تصحیحات N_{field} در قسمتهای بعد می‌آید.

تصحیح برای میزان انرژی

Bowles معتقد است با توجه به پیشرفته بودن دستگاههای SPT امروزه و انتقال بیشتر انرژی به نمونه‌گیر، مقدار انرژی مبنا 70 درصد در نظر گرفته شود (1). اگر با دستگاهی که راندمان واقعی انرژی وارد بر نمونه‌گیر E باشد، ضریب اصلاح برای انرژی عبارت است از:

$$\eta_1 = \frac{E}{70} \quad (2-3)$$

تصحیح برای فشار قائم

مقدار N با فشار همه جانبه و در نتیجه با فشار قائم مؤثر، σ'_{v0} ، در هر عمق متغیر است. بنابر این از یک فشار قائم مؤثر استفاده می‌شود تا در هر عمق فشار قائم مؤثر را بتوان نرمالیزه کرد، یعنی:

$$N_1 = C_N N_{\text{field}} \quad (3-3)$$

که در آن:

$$N' = N_1 = \text{عدد SPT اصلاح شده مربوط به تنش مؤثر قائم}$$

$$C_N = \text{ضریب اصلاح}$$

$$N_{\text{field}} = \text{عدد SPT به دست آمده از محل}$$

روابط متعددی برای C_N ارائه شده که معمول‌ترین آنها رابطه Liao and Whitman است (31):

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0} \text{ (kN/m}^2\text{)}}} \quad (4-3)$$

تصحیح N برای طول مته‌های حفاری

مطالعات مربوط به حرکت امواج نشان داده است که در صورتی که میله‌های حفاری کمتر از 10 متر باشند نسبت انرژی بطور نظری کاهش می‌یابد. این اثر با اعمال ضریب h_2 اعمال می‌گردد که مقادیر آن در جدول 6-3 داده شده است.

جدول 6-3- ضرایب h_2 برای طول مته حفاری

h_2	طول (متر)
1	> 10
0/95	6-10
0/85	4-6
0/75	0-4

تصحیح N برای وجود لوله داخلی

مطالعه انجام شده نشان می‌دهد برداشتن لوله داخلی که برای نمونه‌گیری با کیفیت بهتر، استفاده می‌شود باعث کاهش تعداد ضربات SPT می‌شود، لذا ضریب اصلاحی η_3 مطابق جدول 7-3 در نظر گرفته می‌گردد.

جدول 7-3- ضرایب اصلاحی η_3 برای وضعیت نمونه‌گیر

η_3	وضعیت نمونه‌گیر
1	بدون لوله داخلی
0/8	با لوله داخلی برای ماسه متراکم و رس
0/9	با لوله داخلی برای ماسه سست

تصحیح N برای قطر گمانه

امروزه در عمل آزمایش نفوذ استاندارد می‌تواند در گمانه‌های با قطرهای 65 تا 115 میلیمتر انجام گیرد. انجام آزمایش در گمانه‌های با قطر بزرگ می‌تواند در خاکهای ماسه‌ای نتایج بسیار متفاوت بدهد ولی ممکن است در رس این تفاوت مشهود نباشد. ضرایب اصلاحی برای قطر گمانه‌ها بر اساس جدول 8-3 داده شده است.

جدول 8-3- ضرایب اصلاحی h_4 برای قطر گمانه‌ها

ضریب اصلاحی h_4	قطر گمانه (mm)
1	60-120
1/05	150
1/15	200

با اعمال این تصحیحات بر عدد N_{field} به دست آمده از محل آزمایش، عدد اصلاح شده نفوذ استاندارد از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$(N')_{70} = C_N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 N_{\text{field}} \quad (5-3)$$

هنگام استفاده از رابطه اخیر بسیار دقت شود که چگونه باید در طراحی از N اصلاح شده استفاده گردد. با توجه به این امر که بسیاری از روابط مبتنی بر N قدیمی هستند و اصلاحاتی در مورد N توصیه نشده است.

روابط تجربی

روابط زیر می‌تواند در تعیین چگالی نسبی ماسه‌ها D_r و زاویه اصطکاک داخلی آنها مورد استفاده قرارگیرد. بهره‌مندی از هر یک از روابط بالا باید با دقت و قضاوت مهندسی توأم باشد.

در راهسازی:

$$\phi^0 = \sqrt{18N'_{70}} + 15 \quad (6-3)$$

در ساختمان سازی:

$$\phi^0 = 0.36N'_{70} + 27 \quad (7-3)$$

و بطور کلی:

$$\phi^0 = 0.45N'_{70} + 20 \quad (8-3)$$

بعضی دیگر از روابط تجربی عبارتند از:

$$\phi^0 = \tan^{-1} \left[\frac{N_{\text{field}}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_{\text{atm}}} \right)} \right]^{0.34} \quad (9-3)$$

$$(\%)D_r = 11.7 + 0.76(222N_{\text{field}} + 1600 - 53\sigma'_{vo} - 50C_U^2)^{0.5} \quad (10-3)$$

که در آن:

P_{atm} = فشار اتمسفر

C_U = ضریب یکنواختی

σ'_{v0} = تنش موثر قائم بر حسب پوند بر اینچ مربع

$$(\%)D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{v0} + 0.7}} \quad (11-3)$$

$$(\%)D_r = 25(\sigma'_{v0})^{-0.12} (N_{60})^{0.46} \quad (12-3)$$

$$\phi^0 = 27.1 + 0.3N_1 - 0.00054N_1^2 \quad (13-3)$$

که N_1 با رابطه (3-3) داده می‌شود.

با داشتن D_r برحسب درصد از روابط فوق می‌توان از:

$$\phi^0 = 28 + 0.15D_r \quad (14-3)$$

با خطای $\pm 2^0$ استفاده کرد.

در حال حاضر توافق کلی برای انجام SPT در خاکهای چسبنده نیست، در عین حال رابطه:

$$q_u = 2c_u = 12N'_{70} \quad (15-3)$$

که در آن:

q_u = مقاومت فشاری تک محوری

c_u = چسبندگی زهکشی نشده است به عنوان رهنمودهای اولیه در کارهای معمولی مورد استفاده قرار گیرد.

سایر نکات لازم

هنگام استفاده از آزمایش نفوذ استاندارد به نکات دیگری نیز باید توجه شود که برخی از آنها در قسمت "سایر نکات لازم" در بند 3-7-4-2 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

3-7-4-3- آزمایش نفوذ مخروط، CPT (ASTM D3441-86 (1986) (32)

با توجه به محدودیتها و مشکلاتی که در انجام SPT موجود است آزمایش نفوذ مخروط مورد استفاده و توجه قرار گرفت. مهمترین مزایای این آزمایش در مقایسه با SPT عبارت است از:

- سهولت انجام آزمایش

- سرعت بیشتر انجام کار
- عدم لزوم حفر گمانه و کاهش هزینه‌ها
- دست خوردگی کمتر خاک
- ثبت نتایج در عمق بطور پیوسته
- قابلیت تکرار در به دست آوردن نتایج
- قابلیت بهتر استفاده از نتایج آن در تحلیلها

اساس آزمایش نفوذ مخروط استفاده از مخروطی است با زاویه راس 60 درجه با سطح مقطع تصویر افقی برابر 10 سانتیمتر مربع که با سرعت 1-2 سانتیمتر در ثانیه (غالباً 2) درون خاک رانده می‌شود.

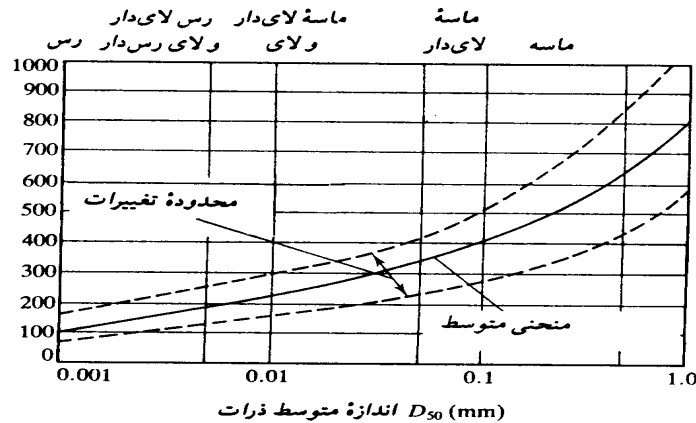
نوع قدیمی آن مکانیکی است و کار کردن با آن ساده‌تر است. مشکل اینها، سرعت کم روند انجام آزمایش، کم اثر بودن در خاک‌های رسی، نیاز به کار بیشتر برای وصل کردن قطعات و مشکلات در ثبت نتایج است. مخروط نوع الکتریکی، می‌تواند مقاومت نوک q_c و مقاومت جداره q_s را بطور پیوسته توسط سلولهایی ثبت کند.

ارتباط دادن نتایج CPT به SPT و یافتن عدد نفوذ استاندارد معادل کاری است که به طور معمول برای طرح شالوده‌ها استفاده می‌شود.

با این ارتباط و با توجه به پیوسته بودن نتایج CPT در عمق می‌توان اطلاعات بسیار خوبی در مورد تغییرات N در عمق به دست آورد. در مورد خاکهای درشت دانه، مقاومت

نوک مخروط به طور تجربی به N مربوط می‌شود. نسبت $\frac{q_c}{N}$ معمولاً بین 200 تا 600 است (q_c بر حسب kPa).

شکل 3-3 رابطه بین $\frac{q_c}{N}$ را بر حسب اندازه متوسط دانه‌های خاک، D_{50} نشان می‌دهد.



شکل 3-3- رابطه بین اندازه متوسط دانه‌های خاک و مقاومت نوک مخروط و عدد SPT (33)

استفاده از CPT به ویژه در رس‌های نرم، سیلت‌ها و ماسه‌های متوسط تا ریز کاربرد دارد. برای یافتن پارامترهای نهشته‌های عمیق خاک‌های انتقالی مانند دشتهای سیلابی، دلتاهای رودخانه‌ای و سواحل اقیانوسها می‌توان از CPT استفاده کرد. انجام CPT در خاک‌های شنی یا خاک‌های چسبنده سفت و سخت توصیه نمی‌شود (اگر چه ممکن است مورد استفاده قرار گیرد). در صورتی‌که آزمایش در خاک‌های لایه‌ای انجام شود می‌توان CPT را ادامه داد تا به لایه سخت رسید. در این حال می‌توان با حفر گمانه و عبور از لایه سخت، CPT را در لایه‌های نرم ادامه داد. با استفاده از نتایج CPT و مقدار q_c می‌توان مقدار ϕ ماسه‌ها را به دست آورد.

ϕ برای ماسه‌ها:

$$\phi^0 = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) \right] \quad (16-3)$$

$$\phi^0 = 29 + \sqrt{q_c} \quad (17-3)$$

در رابطه (17-3)، q_c بر حسب مگاپاسکال است. ضمناً برای شن، مقدار ϕ به دست آمده از رابطه (17-3) پنج درجه اضافه و برای ماسه لای دار پنج درجه کم می‌شود.

D_r برای ماسه‌ها برحسب درصد:

$$D_r = A + B \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \quad (18-3)$$

q_c و σ'_{v0} بر حسب تن بر متر مربع، و $A = -98$ و $B = 66$ هستند.

چسبندگی زهکشی نشده رسها:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (19-3)$$

که در آن:

σ_{v0} = تنش کل قائم در محل

N_k = ضریب مخروط که بطور تجربی به دست می‌آید و مقدار آن بین 10 تا 20 و در اغلب موارد بین 15 تا 20 است. معمولاً N_k برای مخروط الکتریکی 15 و برای مخروط مکانیکی 20 در نظر گرفته می‌شود.

رابطه (19-3) ممکن است به صورت زیر تبدیل شود:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{1}{N_k} \quad (20-3)$$

چگونگی استفاده مستقیم از q_c در تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی در فصل هفتم ارائه خواهد شد.

3-4-7-4- آزمایش پرسیومتر (34)

آزمایش پرسیومتر برای اندازه‌گیری تغییر شکل (تراکم‌پذیری) خاک و خواص مقاومتی انواع خاک، سنگ هوازه و سنگ بکر با مقاومت متوسط در محل استفاده می‌شود. دو نوع اصلی پرسیومتر که امروزه استفاده می‌شوند عبارتند از قرارگیری در حفره آماده شده و خود حفار. نوع منارد آن از اولی است. هر نوع پرسیومتر فواید و محدودیت‌هایی دارد که بسته به نوع خاک و نحوه تحلیل ژئوتکنیکی متفاوت است. همه انواع پرسیومترها نسبت به نحوه نصب محفظه فشار استوانه‌ای پرسیومتر، انجام آزمایش، و تجربه و مهارت کارکنان با دستگاه، حساسیت زیادی دارند.

پرسیومتر نوع منارد آن اساساً از منبسط شدن یک غشاء در جهت افقی تشکیل شده که بر روی یک محفظه استوانه‌ای نسبتاً طویل نصب می‌شود و درون حفره از پیش آماده شده و اندکی بزرگتر قرار داده می‌شود.

آزمایش پرسیومتر امکان تعیین تغییرات نیرو- تغییر شکل خاک محل آزمایش را فراهم می‌سازد. پرسیومتر نوع منارد نسبت به میزان دست خوردگی، خاک هنگام حفاری و ایجاد گمانه حساسیت دارد. برای کاهش دست‌خوردگی، نوع خود حفار آن ابداع شد. اساس انجام آزمایش مانند نوع منارد آن است لیکن سر مته برنده کوچکی در نوک محفظه استوانه‌ای نصب می‌شود که کار حفاری را انجام می‌دهد. این عمل با فشار محفظه به درون خاک صورت می‌گیرد و خاک حفاری شده به کمک فشار آب یا تزریق گل حفاری از طریق فضای موجود در مته دو جداره به بیرون هدایت می‌شود.

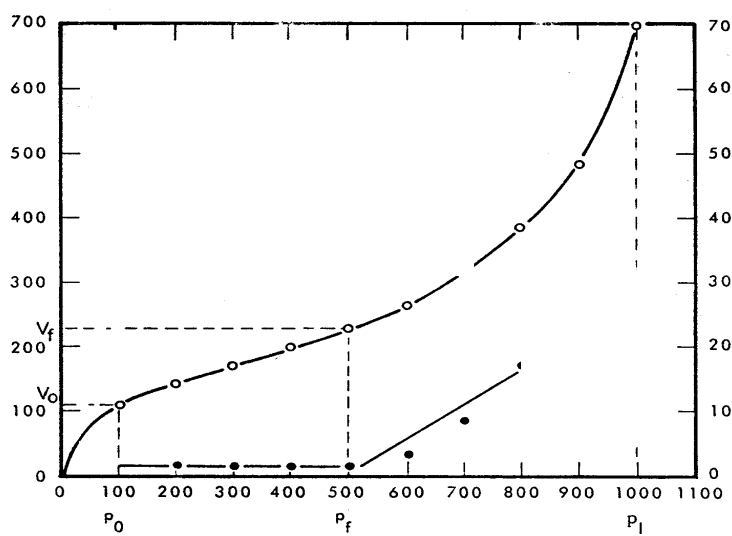
پرسیومتر نوع منارد

- این نوع پرسیومتر بیشتر در عمل به کار می‌رود. نکاتی در مورد آن ذکر می‌گردد:
- شیوه حفاری باید طوری باشد تا جداره گمانه را دچار ریزش نکند و فرسایش خاک را به حداقل برساند.
- قطر محفظه پرسیومتر معمولاً از $24/5$ میلیمتر تا 127 میلیمتر (1 تا 5 اینچ) متغیر است. پس از حفر گمانه با تاکید بر حداقل دست خوردگی خاک باید از دایره‌ای بودن آن اطمینان حاصل شود. براساس تجارب موجود قطر حفره آزمایش باید از $1/2$ برابر قطر محفظه کوچکتر و از $1/3$ برابر آن بزرگتر باشد.
- حداکثر فشار قابل اعمال طی آزمایش حدس زده می‌شود و حداقل طی ده نمو مساوی اعمال می‌گردد، هر نمو به مدت یک دقیقه نگهداشته می‌شود و حجم و کرنشهای شعاعی در فواصل زمانی 15 ، 30 و 60 ثانیه قرائت و ثبت می‌گردد.
- زمان پایان آزمایش وقتی است که حجم مایع تزریق شده برابر با حجم اولیه گمانه باشد. در خاکهای سخت یا سنگها، ممکن است دستیابی به این حجم ممکن

نباشد لذا آزمایش با حداکثر اعمال فشاری که در توان دستگاه است خاتمه می‌یابد. ضمناً اگر قطر گمانه بزرگ شده باشد (بدلیل حفاری زیاد و یا فرسایش و ریزش دیواره‌ها) ممکن است به حجم منبسط شده حداکثر، قبل از رسیدن به حجم لازم در اثر تزریق، دست یافت.

برای تفسیر نتایج پرسیومتر منارد، معمولاً تغییرات حجمی تغییر شکل بر حسب فشار در یک منحنی رسم می‌شود. میزان حجم در نقطه‌ای که منحنی تقریباً به صورت خطی در می‌آید با V_0 نمایش داده می‌شود که V_0 عبارت است از اختلاف بین حجم حفره و حجم اولیه محفظه استوانه‌ای. فشار متناظر با V_0 نیز p_0 نامگذاری می‌شود (شکل 3-4).

تغییرات بر اساس فشار



تغییرات بر اساس فشار

شکل 3-4- نمونه معمول تغییرات بر اساس فشار در پرسیومتر منارد

باید توجه داشت که p_0 معرف فشار واقعی زمین نیست چه در طول ایجاد گمانه، فشار واقعی برداشته می‌شود. در فشارهای بیشتر، حجم به آهستگی افزایش می‌یابد. تغییرات حجم ناشی از خزش در این مرحله ناچیز بوده و تقریباً ثابت است و این حکایت از آن دارد که خاک دارای رفتار الاستیک می‌باشد. شیب منحنی حجم بر حسب فشار در این محدوده فشارها به مدول برشی خاک نسبت داده می‌شود. فشار وارده در انتهای اندازه‌گیری حجم ثابت در اثر پدیده خزش (انتهای بخش مستقیم منحنی) با p_f نامگذاری می‌گردد. در فشارهای بالاتر حجم و حجم ناشی از پدیده خزش به سرعت افزایش می‌یابد که بیانگر گسیخته شدن در اطراف محفظه استوانه‌ای می‌باشد. معادله انبساط شعاعی حفره در اثر بارگذاری در یک محیط الاستیک بی‌نهایت عبارت است از:

$$G = v \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (21-3)$$

که در آن:

G = مدول برشی

v = حجم حفره

p = فشار در حفره

اگر چه به نظر می‌رسد پرسیمتر در طول آزمایش تنشهای فشاری به‌وجود می‌آورد، اما تنها نیروی برشی در خاک ایجاد می‌شود. بنابر این مدول اندازه‌گیری شده از آزمایش پرسیمتر از نوع برشی است.

در حالی که حجم از v_0 تا v_f تغییر می‌کند (شکل 3-4)، اما شیب آن $\frac{\Delta p}{\Delta v}$ در این فاصله ثابت است و بنابر این G بستگی به حجم حفره بارگذاری شده دارد که معمولاً در وسط پاره خطی انتخاب می‌شود که خاک دارای رفتار الاستیک است (وسط قسمت خطی) و با G_M نامگذاری می‌شود و از رابطه (21-3) به‌دست می‌آید.

$$G_M = (v_c + v_m) \left(\frac{p}{v} \right) \quad (22-3)$$

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2} \quad (23-3)$$

$$\frac{p}{v} = \frac{p_f - p_o}{v_f - v_o} \quad (24-3)$$

که در آن:

v_c = حجم اولیه محفظه قبل از متورم شدن در اثر بارگذاری

و نسبت p/v معرف شیب منحنی (فشار-حجم) در قسمت الاستیک است.

مدول یانگ با استفاده از نتایج آزمایش پرسیمتر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$E = 2G(1 + \mu_s) \quad (25-3)$$

در استاندارد منارد معمولاً نسبت ضریب پواسون $\mu_s = 0.33$ در نظر گرفته و مدول

منارد E_M با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$E_M = 2.66 G_M = 2.66 (v_c + v_m) \left(\frac{p}{v} \right) \quad (26-3)$$

لازم به تذکر است مقادیر دیگری برای نسبت پواسون بر حسب نوع خاک و شرایط

زهکشی می‌توان در نظر گرفت.

فشار حدی منارد معمولاً فشاری تعریف می‌شود که در آن حجم دو برابر حجم اولیه

حفره یعنی $2(v_o + v_c)$ است که مرتبط با حجم اندازه‌گیری شده $2v_o + v_c$ می‌باشد

در حالی که حجم اولیه حفره v_o در آغاز آزمایش در حجم اندازه‌گیری شده منظور نگردد.

در شرایطی که حفره ایجاد شده در خاک بزرگتر از حد نیاز بوده و یا مدول برشی خاک

خیلی بزرگ باشد، فشار حدی را ممکن است در خلال آزمایش نتوان به دست آورد.

در این شرایط p_I ممکن است از فشار خزش p_f با استفاده از رابطه تجربی زیر

به دست آید:

$$0.5 < p_f / p_I < 0.75 \quad (27-3)$$

مقادیر معمول فشار حدی و نسبت E_M / p_I پرسیمتر منارد در جدول 3-9 آمده است.

آزمایش پرسیومتر ابزار مناسبی برای شناسایی رس متوسط تا سخت، لای، ماسه، رسوبات یخچالی، سنگ هوازده و سنگهای بکر دارای مقاومت کم تا متوسط می‌باشد. همچنین می‌تواند برای خاکهای یخزده یا خاکهای محتوی گاز در حفرات آنها استفاده گردد. نوع منارد آن برای استفاده در خاک رس نرم یا شنی تمیز توصیه نمی‌شود.

جدول 3-9- مقادیر معمول پرسیومتر منارد (35)

نوع خاک	فشار حدی (kPa)	$\frac{E_M}{P_l}$
رس نرم	50-300	10
رس متوسط	300-800	10
رس سفت	600-2500	15
ماسه لای دارسست	100-500	5
لای	200-1500	8
ماسه و شن	1200-5000	7
یخرفت	1000-5000	8
خاکریزهای قدیمی	400-1000	12
خاکریزهای جدید	50-300	12

آزمایش پرسیومتر به طور معمول می‌تواند برای محاسبه ظرفیت باربری و نشست استفاده شود. مقاومت زهکشی نشده خاکهای ریز دانه را می‌توان از رابطه:

$$c_u = \frac{p_l - p'_{ho}}{2k_b} \quad (28-3)$$

محاسبه کرد که در آن:

p'_{ho} = فشار افقی مؤثر در حال سکون

k_b = ضریبی که برای غالب رسها بطور معمول بین 2/5 و 3/5 است.

3-4-7-5- آزمایش برش پره ASTM D-2573-72, (1978) (36)

با این آزمایش می‌توان حین حفاری گمانه، مقاومت برشی زهکشی نشده خاکهای رسی، بویژه رسهای نرم را تعیین کرد. دستگاه برش پره از چهار تیغه فولادی تشکیل شده که بانتهای میله‌ای جوش خورده‌اند.

پره‌ها بدون دست‌خوردگی زیاد از ته گمانه به درون خاک رانده شده و سپس به بالای میله لنگر پیچشی اعمال می‌شود. با افزایش لنگر پیچشی، پره‌ها می‌توانند در خاک یک سطح گسیختگی استوانه‌ای ایجاد کنند. با فرض توزیع یکنواخت تنشهای برشی حداکثر بر روی جداره و سروته استوانه گسیخته شده خاک می‌توان نشان داد که:

$$c_u = \frac{T}{\pi d^2 \left(\frac{h}{2} + \frac{d}{6} \right)} \quad (29-3)$$

که در آن:

T = حداکثر لنگر پیچشی اعمال شده

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده (مفهوم $f = 0$)

d = قطر یا پهنای پره

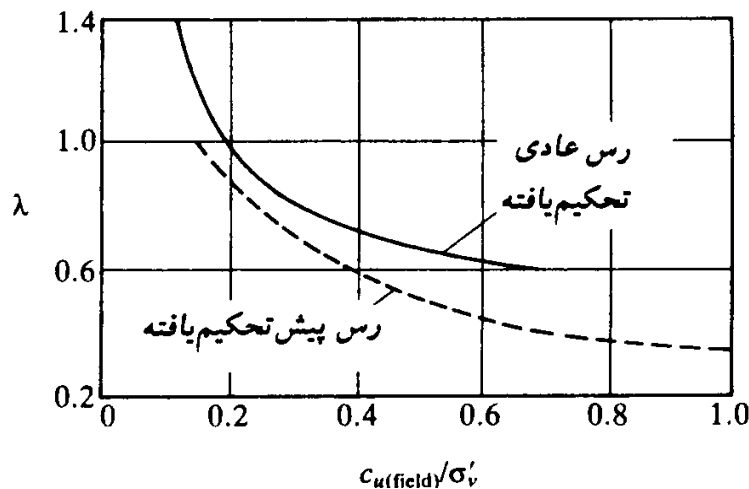
h = ارتفاع پره

با توجه به تجارب موجود برای تعیین مقاومت برشی طراحی، باید مقاومت به دست آمده از آزمایش برش پره صحرایی را اصلاح کرد. این اصلاح با رابطه زیر انجام می‌شود:

$$(c_u)_{\text{design}} = \lambda (c_u)_{\text{field}} \quad (30-3)$$

که در آن:

$(c_u)_{\text{design}}$ و $(c_u)_{\text{field}}$ و به ترتیب مقاومت برشی طراحی و مقاومت برشی به دست آمده از آزمایش برش پره است و ضریب λ برای اصلاح استفاده می‌شود. Aas et al. تغییرات λ را بر حسب نسبت $(c_u)_{\text{field}} / \sigma'_v$ مطابق شکل 3-5 برای رس‌ها ارائه کرده‌اند (37).


 شکل 3-5- ضریب λ از روش (37)

سایر موارد لازم درعمل، به هنگام استفاده از آزمایش برش پره، در قسمت 3-4-7-5 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

3-4-7-6- آزمایش بارگذاری صفحه (ASTM D1194-72 (1987) (38)

این آزمایش برای تخمین ظرفیت باربری شالوده‌ها و ضریب کشسانی خاک به منظور تعیین مقدار نشست شالوده‌های احداث شده در خاک و سنگ به کار می‌رود. در این آزمایش میزان بار وارده در برابر نشست صفحه در خاک و سنگ اندازه‌گیری می‌شود. این آزمایش عموماً در گودالهای کم عمق و در تراز قرارگیری شالوده انجام می‌گردد و به کمک آن معمولاً می‌توان ظرفیت باربری نهایی را تعیین کرد. در سنگ، یافتن چنین ظرفیتی ممکن است مقدور نباشد ولی می‌توان رفتار نیروی نشست را یافت.

صفحات به کار رفته در این آزمایش معمولاً از جنس فولاد با ضخامت 25 میلیمتر و قطر 150 تا 722 میلیمتر هستند گاهی هم از صفحات مربعی به ابعاد 305 x 305 میلیمتر استفاده می‌شود.

برای انجام آزمایش معمولاً گودالی به قطر حداقل 4B (B قطر صفحه آزمایش) تا عمق قرارگیری تراز کف شالوده صفر شده و صفحه در مرکز آن قرار داده می‌شود. سپس با افزایش بار بصورت پله‌ای (در هر پله معمولاً یک چهارم تا یک پنجم بار نهایی) و نگهداشتن هر پله بار حداقل به مقدار یک ساعت تا حداکثر ادامه می‌یابد و نمودار تغییرات بار - نشست رسم می‌شود. آزمایش ممکن است بصورت سرعت ثابت نفوذ صفحه در خاک نیز انجام گیرد. در صورت وارد کردن بار بصورت پله‌ای و افزایش یابنده به خاک فرصت تغییر شکل داده می‌شود و حتی ممکن است نشستهای تحکیمی در خاکهای ریز دانه اشباع نیز انجام گیرد. بنابراین آزمایش را تقریباً می‌توان زهکشی شده تلقی نمود. در صورت نفوذ صفحه در خاک با سرعت ثابت آزمایش در شرایط زهکشی نشده تلقی می‌شود و تغییر شکل خاک در شرایط زهکشی نشده صورت می‌گیرد. درجه زهکشی خاک عموماً بستگی به ابعاد صفحه، سرعت نفوذ صفحه در خاک، و نوع خاک دارد.

نتایج آزمایش بارگذاری صفحه غالباً می‌تواند به زمینی منسوب شود که به‌وسیله بارگذاری صفحه تحت اثر تنش قرار می‌گیرد که معمولاً حدود $1/5$ برابر قطر یا عرض صفحه است. عمقی که تحت اثر تنشهای ناشی از بارگذاری سازه در عمل قرار می‌گیرد بمراتب بیش از $1/5$ برابر قطر یا عرض صفحه است. بنابراین نتایج حاصل از بارگذاری صفحه به تنهایی نمی‌تواند به طور مستقیم نشانی از ظرفیت باربری و رفتار نشست پذیری خاک در اثر بارگذاری شالوده باشد. لذا بهتر است آزمایش بارگذاری صفحه در اعماق مختلف انجام گیرد.

یکی از مشکلات و محدودیتهای آزمایش بارگذاری صفحه دست خوردگی خاک برای نصب صفحه بارگذاری در محل و عمق مورد نظر است. حفاری محل قرارگیری صفحه بطور اجتناب ناپذیر باعث تغییرات تنش در خاک می‌گردد. بعنوان مثال در رسهای سفت پیش تحکیم یافته، تورم رس و احتمالاً ترک خوردگی در خلال آماده سازی محل آزمایش

به وجود می‌آید و ناچار باعث به دست آمدن مقدار کمتری برای ضریب دگر شکل پذیری می‌شود. علی‌رغم این مشکلات، ضریب دگر شکل پذیری که از این آزمایش به دست می‌آید هنوز قابل اعتمادتر از نتایج آزمایشگاهی استاندارد ماست. چگونگی استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه در قسمت 3-7-7 بیان خواهد شد.

نکات لازم در آزمایش بارگذاری صفحه

هنگام انجام آزمایش بارگذاری صفحه باید به نکاتی توجه داشت که برخی از آنها تحت عنوان “نکات لازم در آزمایش بارگذاری صفحه” در بند 3-4-7-6 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

- اگر سطح آب زیر زمینی بالا و اشباع بودن خاک در زمان بهره‌برداری مد نظر باشد می‌توان در زمان انجام آزمایش، خاک را اشباع و آزمایش را انجام داد و یا اگر خاک ماسه‌ای، غیر چسبنده و نفوذ پذیر باشد می‌توان آزمایش صفحه را در شرایطی که سطح آب پایین باشد انجام داد و سپس ظرفیت باربری به دست آمده را با ضریب اصلاحی زیر کاهش داد:

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f} \quad (31-3)$$

که در آن:

$$D_f = \text{عمق پی}$$

$$D_w = \text{عمق آب زیر زمینی از سطح زمین}$$

- در صورت وجود لایه‌ای ضعیف در عمقی از خاک، ممکن است ازدیاد تنش در اثر بارگذاری صفحه به لایه ضعیف نرسد، بنابراین استفاده از صفحه‌های بزرگ ارجح است. بطور کلی آزمایش صفحه برای تحلیل و طراحی شالوده‌های تکی احداث شده بر روی خاک همگن، بویژه ماسه‌ها مناسب و مفید است.

3-4-8- نمونه‌گیری

هدف از نمونه‌گیری، کسب اطلاعاتی درباره مقاومت، نفوذپذیری و تغییر شکل خاکهاست. در خاکهای چسبنده باید از نمونه‌های دست نخورده استفاده کرد، هر چند دست‌یابی به نمونه‌های کاملاً دست نخورده غیر ممکن است، می‌توان با احتیاط لازم دست‌خوردگی را به حداقل رساند. بعضی از عواملی که باعث دست‌خوردگی می‌شوند در قسمت بعد خواهند آمد.

3-4-8-1- عوامل دست‌خوردگی

- 1- نمونه در حین انتقال به آزمایشگاه از وضعیتی که در محل تحت فشار همه جانبه بوده است باربرداری می‌شود، در جداره گمانه تغییر شکل جانبی رخ می‌دهد و کمی دست‌خورده می‌شود.
- 2- نمونه‌هایی که از گودهای آزمایش برداشت می‌شوند ممکن است به واسطه تغییر حجم وسایل نمونه‌گیری، دست‌خورده گردند. بخصوص وجود شن در نمونه، دست‌خوردگی را بیشتر می‌کند.
- 3- در نمونه‌های گرفته شده به دلیل ایجاد اصطکاک بین خاک و لوله نمونه‌گیر، نمونه فشرده شده و دست‌خورده می‌شود.
- 4- تغییرات رطوبت در اطراف گمانه یا حین نمونه‌گیری.
- 5- از دست رفتن فشار هیدرواستاتیکی حین نمونه‌گیری یا بعد از آن و تشکیل حباب گاز در نمونه.
- 6- جابجایی و انتقال نمونه‌ها از سایت به آزمایشگاه و انتقال نمونه‌ها به دستگاههای آزمایش.
- 7- کیفیت و نحوه کار گروه حفار، کارکنان آزمایشگاه و سرپرست کار.
- 8- کاهش رطوبت یا یخ‌زدگی در جاهای خیلی گرم یا سرد در صورتی که نمونه‌ها محافظت نشوند.

3-4-8-2- نمونه‌گیری در خاکهای غیر چسبنده

نمونه‌گیری در خاکهای غیر چسبنده معمولاً بسیار مشکل است، البته می‌توان نمونه‌هایی با کیفیت خوب در ماسه‌های ریزدانه تا متوسط به کمک نمونه‌گیرهای استوانه‌ای جدار نازک تهیه کرد. در شن‌ها و کلیه مصالح متراکم، تهیه نمونه با دست‌خوردگی کم به دلیل پدیده اتساع با مشکلات زیادی توأم است. یکی از روشهای معمول نمونه‌گیری در خاکهای غیر چسبنده منجمد کردن اطراف نمونه یا تزریق قیر است که بعداً از نمونه گرفته می‌شود. در مواردی نیز نمونه در آزمایشگاه بر اساس چگالی نسبی خاک محل باز سازی می‌شود، البته باید توجه داشت که این کار در مقاومت و نفوذپذیری تأثیر می‌گذارد. بدلیل همین مشکلات عموماً تستهای، مقاومت و تغییر شکل‌پذیری با انجام تستهای نفوذ در محل انجام می‌گیرد. معمولترین روش فعلاً آزمایشات نفوذ مثل SPT است که مقاومت و تغییر شکل‌پذیری را نشان می‌دهد. در پروژه‌های مهم توصیه می‌شود SPT و CPT همزمان انجام و نتایج استخراج شود.

3-4-8-3- نمونه‌گیری در خاکهای چسبنده

در این نوع خاکها باید آزمایشات ظریف و حساس مانند برش و تحکیم بر روی نمونه‌های دست نخورده انجام شود. نمونه‌گیری با استوانه‌های جداره نازک با ضخامت در حدود 2 میلیمتر انجام می‌شود. این لوله‌ها معمولاً دو کفه‌ای هستند. پس از نمونه‌گیری و آزمایشات صحرایی، فقط تعداد محدودی از نمونه‌های دست نخورده، برای انجام آزمایش تحکیم لازم است.

به طور کلی میزان دست‌خوردگی نمونه‌ها به کمک نمونه‌گیرهای جدار نازک به عوامل زیر وابسته است:

- سرعت نفوذ نمونه‌گیر در خاک
- نوع نیرویی که به لوله نمونه‌گیر وارد می‌شود (فشار یا کوبش)
- مقدار شن موجود در خاک

- مقدار حجم خاک جابجا شده نسبت به حجم نمونه گرفته شده مقدار دست‌خوردگی، A_r ، بر اساس نسبت مساحت بیان می‌گردد.

$$A_r = \frac{D_0^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad (32-3)$$

که در آن:

D_i = قطر داخلی نمونه‌گیر

D_0 = قطر خارجی نمونه‌گیر، است.

معمولاً اگر A_r از 10% کمتر باشد نمونه دست‌نخورده محسوب می‌شود.

معیار دیگری که برای بیان مقدار دست‌خوردگی استفاده می‌شود معیار نسبت استخراج L_r است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$L_r = \frac{L_1}{L_2} \quad (33-3)$$

که در آن:

L_1 = طول واقعی نمونه گرفته شده

L_2 = طول نظری نمونه، است.

این رابطه بیشتر برای خاکهای چسبنده و مغزه‌گیری از سنگ استفاده می‌شود. در صورتی که $L_r = 1$ باشد طول نمونه تهیه شده برابر طولی از لوله نمونه‌گیر است که در لایه خاک فرو رفته است.

عموماً وقتی $L_r \geq 90\%$ باشد نمونه تقریباً دست‌نخورده تلقی می‌شود. در صورتی که $L_r > 1$ باشد جابجایی دانه‌ها زیاد است و در نمونه شل می‌شود. این امر می‌تواند بدلیل وجود ریشه گیاهان در نمونه و تاثیر زیاد حذف پیش بارگذاری باشد.

3-5- روند مطالعات ژئوتکنیکی دیوارهای حایل

با توجه به آنچه در بخش 3-4 گفته شد، روند مطالعات ژئوتکنیکی دیوارهای حایل بطور اختصار ذکر می‌شود:

- در نظر داشتن عوامل مؤثر در انتخاب نوع دیوار (بخش 2-5)
- توجه به فلسفه طراحی و حالات حدی (بخش 3-3)
- داشتن اطلاعات کلی از رفتار خاک‌های مختلف (بخش 3-4-2)، طبقه بندیهای معمول خاک (بخش 3-4-3)، و نیز خواص مهندسی خاکهای گوناگون (جدول 3-8 در تبیین ضوابط طراحی)
- آشنایی با آزمایشات آزمایشگاهی و صحرایی (بخش 3-4-4 و 3-4-7)
- طراحی و تدوین الگوی شناساییهای صحرایی با توجه به پارامترهای مورد نیاز ژئوتکنیکی در طراحی شامل اهداف شناسایی (بخش 3-4-6-1) و مراحل شناساییهای صحرایی (بخش 3-4-6-2)
- شناساییهای اولیه صحرایی محل پروژه از دیدگاه کلی (جمع‌آوری اطلاعات موجود در محل و در نظر داشتن کلیه عواملی که در روند مطالعات ژئوتکنیکی اثرگذار هستند که در بخش 3-4-6-3 آمده‌اند).
- جمع‌آوری اطلاعات موجود ژئوتکنیکی و عواملی که در روند مطالعات ژئوتکنیکی اثرگذار هستند (بخش 3-4-6-3)
- ارزیابی‌های اولیه خاک در محل با تکیه به اطلاعات جمع‌آوری شده در مرحله مقدماتی (بخش 3-4-3)
- تدوین گزارش اولیه شناساییهای صحرایی و تعیین کمبودها و ارائه راهکار برای مراحل بعدی با توجه به انتخاب اولیه نوع دیوار
- تعیین حدود و میزان شناساییهای صحرایی مورد نیاز از جمله عمق، فاصله و تعداد گمانه‌های اکتشافی (بخش‌های 3-4-6، 3-4-6-5 و 3-4-6-6).

- شناساییهای ژئوتکنیکی دقیق‌تر و جزئی‌تر از طریق نمونه‌گیری (بخش 3-4-8)، انجام آزمایشات آزمایشگاهی و یا در جا (بخش‌های 3-4-4 و 3-4-7)
- مدل‌سازی سیستم شالوده دیوار و ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی مؤثر در طرح (فصلهای 4، 5، 6، 7، 8، و 9)
- تهیه و تدوین گزارش نهایی ژئوتکنیکی بطور مستدل و کامل شامل:
 - اهداف شناساییهای صحرایی
 - طرح مقدماتی شناساییهای صحرایی
 - شیوه‌های اکتشافات صحرایی
 - اطلاعات جمع‌آوری شده
 - موقعیت، عمق و تراز اندازه‌گیریها، نوع آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی مورد نیاز و انجام شده
 - شیوه‌های نمونه‌گیری، جمع‌آوری، و انتقال نمونه‌ها به آزمایشگاه
 - تاریخ و شرایط نمونه‌گیری
 - مشخصات افراد، ارگانها و سازمانهای دست‌اندرکار برای انجام شناساییها و انجام آزمایشات
 - نتایج کامل بررسیها، آزمایشات و داده‌های به‌دست آمده
 - نحوه پردازش اولیه داده‌ها
 - تفسیر و تحلیل نتایج
 - ارائه پارامترهای ژئوتکنیکی لازم با توجه به تراز تنشها، شرایط هیدرولوژی محل، تاریخچه تنش در خاک محل، ناهمگنی و ناهمسانگردی خاک، وجود درز و شکافهای احتمالی در بستر خاک محل، آثار اشباع و خشک شدن متوالی خاک و....
 - ارائه مبانی شیوه‌ها و استدلالهای استفاده شده در یافتن پارامترهای ژئوتکنیکی لازم
 - صورت جلسات مباحثات مطالعه‌کنندگان ژئوتکنیکی و مهندسین طراح

توجه: آزمایشهای فوق باید در شرایط خاص و محیطهای غیرمعمول انجام گردد، تا بتوان به نتایج دقیق و قابل استناد رسید.

تهیه گزارش دقیق هم شرایط خاصی دارد که برای رسیدن به آن شرایط باید تمامی موارد و نکات ذکر شده در نظر گرفته شود و عیناً انجام شود تا به نتیجه قطعی و واقعی رسید. در فصلهای بعدی تمامی نکات مورد استفاده و مهم به صورت کلی و اجمالی تعریف شده است.

فصل چهارم

فشار جانبی وارد بر دیوارهای حایل در شرایط غیر زلزله

4-1- مقدمه

سازه‌های نگهدارنده عموماً برای نگهداری وجوه قائم یا تقریباً قائم خاک یا سنگ استفاده می‌شوند. شیوه‌ای که یک دیوار نگهدارنده احداث می‌گردد بطور کلی بستگی به جنس و سطح خاکی دارد که باید نگه داشته شود. اما این امر نقش اساسی در مقدار و توزیع فشار جانبی وارد بر دیوار دارد. بطور خلاصه می‌توان نحوه قرارگیری دیوار نسبت به خاک نگه داشته شده را در حالات زیر بررسی کرد:

الف - خاکریز نگه داشته شده بدون دیوار پابرجاست. در این صورت خاک دارای مقاومت برشی قابل ملاحظه‌ای است.

ب - دیوار نگهدارنده بدون حرکت جانبی است و خاک بدون تغییر شکل قابل توجهی به کمک تعادل تنشهای داخلی خود نگهداشته شده است (حالت K_0 یا سکون At rest). ضمناً دیوار بعد از وجود خاکریز احداث شده است.

پ- دیوار دارای حرکت جانبی است و به دنبال آن خاک نیز دچار تغییر شکل کافی می‌شود بطوری که تنشهای فشاری کاهش می‌یابد (حالت K_a یا فعال، Active)، در این صورت عموماً دیوار به سمت خارج خاکریز حرکت کرده است.

ت- دیوار دارای حرکت جانبی بطرف داخل خاکریز است بطوری که سبب تغییر شکل خاک می‌شود. این تغییر شکل سبب اعمال فشار زیادی بصورت غیر فعال بر دیوار می‌گردد (حالت K_p یا مقاوم، Passive).

ث- خاکریز پس از احداث دیوار نگهدارنده در مجاور دیوار اجرا می‌شود در این صورت شیوه انجام خاکریز فشارهای جانبی را کنترل می‌کند. سازه‌های مختلفی ممکن است در مجاورت خاک قرار گیرند که فشار جانبی بر آنها اثر کند. برای طرح اینگونه سازه‌ها، لزوم برآورد فشار جانبی ناشی از خاک و سایر عوامل به کمک نظریه‌های قابل قبول ضروری است. در این فصل، نخست عوامل ایجاد کننده فشار جانبی معرفی شده، سپس نظریه کولمب در برآورد فشار جانبی تشریح می‌گردد و در ادامه به مشخصات مصالح خاکریز پرداخته می‌شود.

4-2- عوامل ایجاد کننده فشار جانبی بر دیوارهای حایل

بطور کلی می‌توان گفت عواملی مانند خاک، آب، تورم، یخبندان، تراکم خاک، سربار، دما، موج، نیروی ناشی از برخورد کشتی و قایق، کشش مهارها، نیروی باد و نیروی زلزله، می‌توانند فشار جانبی بر دیوارهای حایل وارد کنند. در ادامه این فصل در مورد هر کدام از عوامل ذکر شده توضیح داده خواهد شد.

4-3- صور گوناگون فشارهای جانبی وارد بر دیوارهای حایل

حرکت دیوار نسبت به خاکریز پشت آن می‌تواند به صورتهای مختلف انجام شود. اگر بعنوان مثال پس از احداث یک دیوار، خاکریز پشت آن بتدریج اجرا شود و دیوار اجازه حرکت جانبی به سمت بیرون داشته باشد فشار جانبی وارد بر دیوار به دلیل جاری شدن مقاومت برشی خاک کاهش می‌یابد. پس از حرکت دیوار به حد کافی که نسبتاً کم است، ضریب فشار جانبی به حداقل خود می‌رسد بطوری که با افزایش بیشتر حرکت دیوار، فشار

جانبی کاهش بیشتری پیدا نمی‌کند. این حالت به نام شرایط فعال نامگذاری شده است. جدول 1-4 شرایط لازم برای ایجاد حالت فعال را نشان می‌دهد که در آن H ارتفاع دیوار نگهبان می‌باشد (1).

جدول 1-4- مقدار تغییر شکل جانبی خاک برای ایجاد حالت محرک بر حسب نوع و حالت خاکریز (H ارتفاع دیوار)

نوع و حالت خاک	مقدار تغییر مکان جانبی لازم برای ایجاد حالت محرک
خاک دانه‌ای متراکم	$0/001 H$ تا $0/002 H$
خاک دانه‌ای شل	$0/002 H$ تا $0/004 H$
خاک چسبنده سفت	$0/01 H$
خاک چسبنده متوسط	$0/01 H$ تا $0/02 H$
خاک چسبنده نرم	$0/02 H$ تا $0/05 H$

گاهی اوقات دیوار به سمت خاکریز حرکت داده می‌شود. در این صورت فشار جانبی زیادی لازم است که خاکریز بدلیل این حرکت جانبی به گسیختگی برسد و به حالت مقاوم در آید. از متعارف‌ترین نمونه‌ها می‌توان به خاکریز جلوی پنجه دیوارهای نگهبان اشاره کرد. جدول 2-4 شرایط لازم برای ایجاد حالت مقاوم خاک را بر حسب H ارتفاع دیوار نشان می‌دهد (1).

جدول 2-4- مقدار تغییر مکان جانبی لازم برای ایجاد حالت مقاوم در دیوارهای نگهبان بر حسب نوع و حالت خاکریز (H ارتفاع دیوار)

نوع و حالت خاک	میزان تغییر مکان جانبی لازم برای ایجاد حالت مقاوم
ماسه متراکم	$0/005 H$
ماسه شل	$0/01 H$
رس سفت	$0/01 H$
رس نرم	$0/05 H$

اگر دیوار با مقید شدن و یا بصورت طبیعی هیچگونه حرکتی نداشته باشد یا به میزانی که در جداول 1-4 و 2-4 آمده دچار حرکت نشود، گویند فشار جانبی خاک در حالت سکون است.

4-4- روشهای برآورد فشار جانبی

بطور کلی روشهای مختلفی برای ارزیابی و تخمین فشار جانبی وارد بر دیوارهای طره‌ای در حالت فعال و غیر فعال یا مقاوم وجود دارد. بدلیل استفاده وسیع و وجود تجارب زیاد، روش کولمب مبتنی بر تعادل حدی بررسی می‌شود.

4-5- روش رانکین (Rankine)

با وجود سادگی، سهولت، و قابلیت استفاده از این روش در موارد متنوع، بدلیل ضعفهای موجود که در قسمت 4-8 ارائه خواهد شد، این روش بعنوان روش برتر بر گزیده نمی‌شود. برای آشنایی با قابلیت‌های این روش، به قسمت 4-5 تبیین ضوابط طراحی مراجعه شود.

4-6 روش کولمب (Coulomb)

در این روش در اصل فرض شده خاک همسانگرد و همگن بوده و می‌تواند از نوع دانه‌ای باشد و گسیختگی در یک سطح از توده خاکریز در پشت دیوار اتفاق می‌افتد. ضمناً اصطکاک بین خاکریز و وجه پشتی دیوار ملحوظ می‌شود. هنگام گسیختگی خاک، فرض بر آن است که توده‌ای از خاکریز بصورت صلب دچار حرکت کافی جانبی شده که منجر به گسیختگی و جدا شدن از خاکریز می‌گردد.

روش کولمب در مجموع، از مقبولیت نسبتاً خوبی برخوردار بوده و قادر است علاوه بر ارائه نیروی جانبی در حالت استاتیک (39) در حالت بارگذاری دینامیکی و زلزله هم (40) نیروهای جانبی را در حد قابل قبول ارزیابی کند. امروزه با این روش می‌توان حتی در صورت وجود خاکریز لایه‌ای که مشخصات خاک یعنی وزن مخصوص و زاویه اصطکاک

داخلی آنها در عمق تغییر کند فشار جانبی و نیروی جانبی را برآورد کرد. تغییرات پارامترهای مقاومت برش در عمق می‌تواند فشار جانبی، نیروی برشی و لنگر خمشی مقاطع مختلف دیوار را تغییر دهد.

ویژگی روش کولمب آن است که می‌توان فشار جانبی را در حالتی که وجه پستی دیوار غیر قائم و یا سطح خاکریز نامنظم باشد محاسبه کرد. بویژه امکان در نظر گرفتن اصطکاک بین خاکریز و وجه پستی دیوار نیز مقدور می‌باشد که از محاسن این شیوه است. در روش کولمب اصطکاک بین خاکریز دانه‌ای و وجه پستی دیوار با δ نشان داده می‌شود. این ضریب بسته به نوع خاکریز و شرایط دیوار متفاوت خواهد بود. برای دیوارهای بتنی قائم در غالب موارد می‌توان δ را مقداری دلخواه بین نصف تا دو سوم مقدار ϕ در نظر گرفت. در بارگذاری دیوارهای مجاور خاک در این روش بسته به چسبندگی یا غیر چسبندگی بودن خاکریز، می‌توان از روابط مشخصی استفاده کرد که در قسمت 4-14 خواهد آمد.

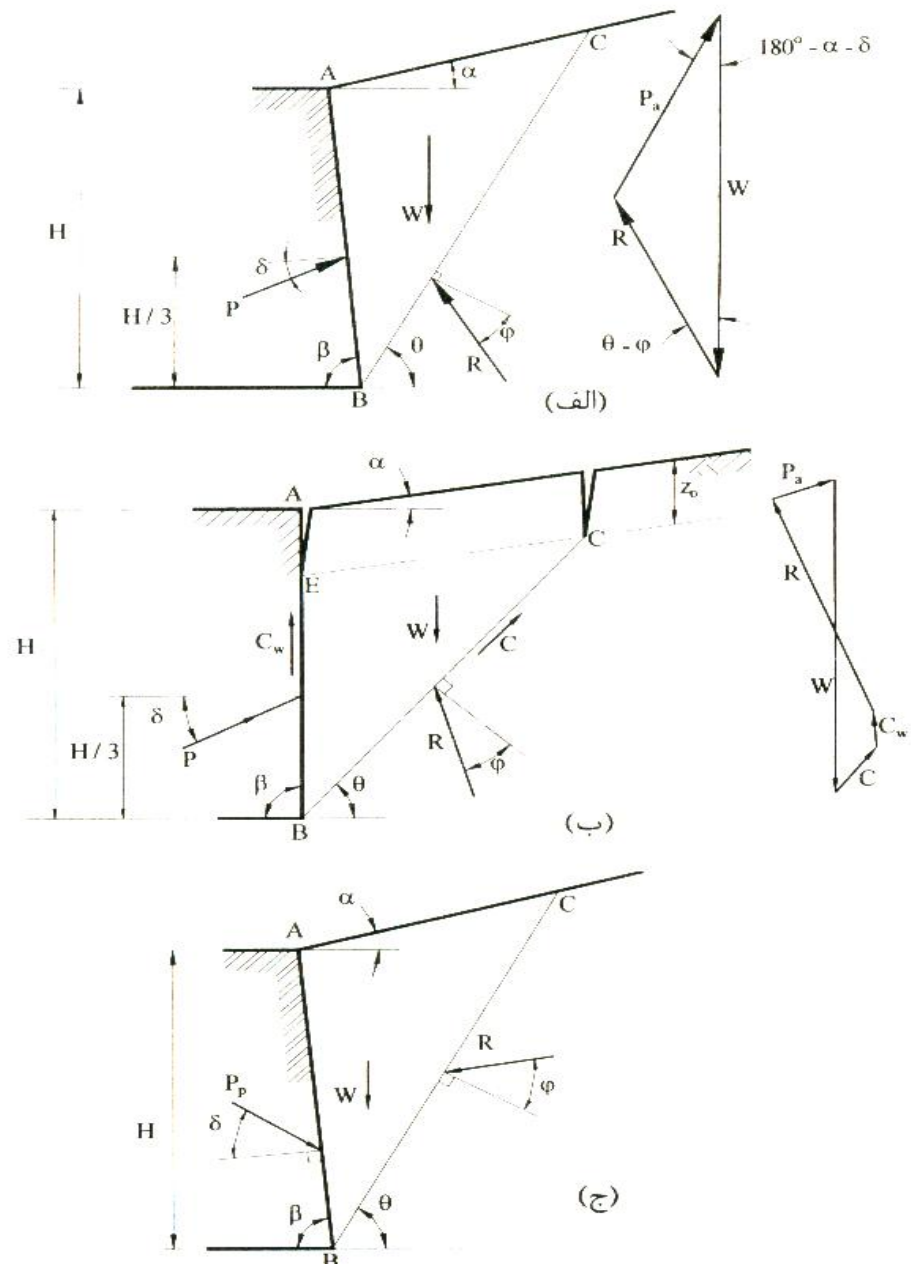
4-6-1- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیبدار و همگن

در شکل 4-1 الف خاکریز دانه‌ای شیبدار و همگن در پشت دیوار حایل نشان داده شده است. با توجه به شکل، 4-5 می‌توان فشار جانبی وارد بر دیوار را در عمق z از راس دیوار از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$p_a = K_a \gamma z \quad (1-4)$$

که در آن K_a ضریب فشار جانبی محرک بر روش کولمب بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2-4)$$



شکل 4-1- محل تاثیر نیروهای جانبی خاک بر اساس نظریه کولمب الف- حالت محرک و $c=0$

ب- حالت محرک و $c > 0$ و ج- حالت مقاوم و $c=0$

زاویه سطح شکست با سطح افق نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\eta_a = \phi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \alpha) + c_1}{c_2} \right] \quad (3-4\text{ الف})$$

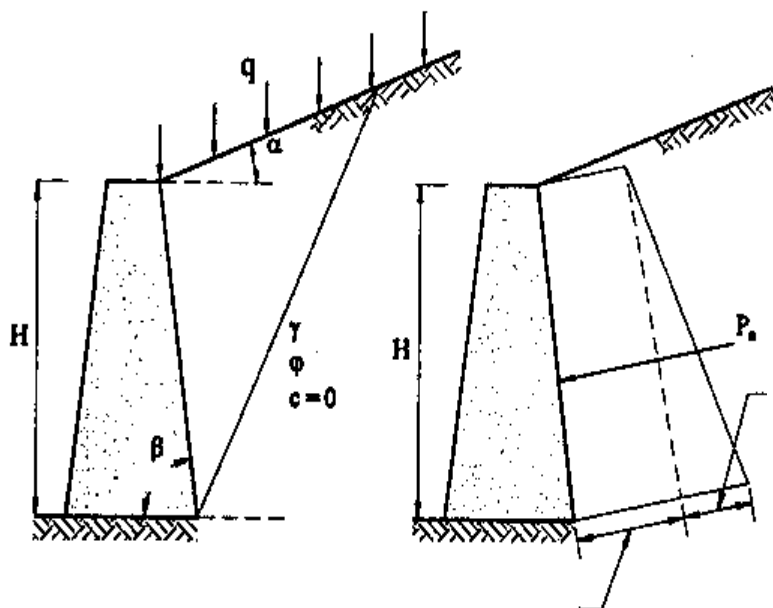
$$c_1 = \sqrt{\tan(\phi - \alpha)[\tan(\phi - \alpha) + \cot(\phi - \theta)][1 + \tan(\theta + \delta) \cot(\phi - \theta)]} \quad (3-4\text{ ب})$$

$$c_2 = 1 + [\tan(\theta + \delta)[\tan(\phi - \alpha) + \cot(\phi - \theta)]] \quad (3-4\text{ پ})$$

نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 \quad (4-4)$$

این نیرو به فاصله $H/3$ از پای دیوار و با زاویه δ نسبت به عمود بر وجه پشتی دیوار وارد می‌شود (شکل 2-4).



شکل 2-4- فشار جانبی کولمب با وجود سربار q بر سطح خاکریز دانه‌ای

اگر بر سطح خاکریز سربار گسترده و یکنواخت q اثر کند برای بارگذاری دیوار مجاور خاکریز می‌توان از روابط (1-4) تا (4-4) استفاده کرد، با این تفاوت که بجای γ از γ_{eq} استفاده می‌شود (شکل 2-4) بطوری‌که:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \left(\frac{2q}{H} \right) \cos \alpha \quad (5-4)$$

از طرفی می‌توان با جمع زدن مساحت زیر نمودار توزیع فشار جانبی، نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار، P_a را محاسبه کرد.

2-6-4- فشار جانبی مقاوم (غیرفعال) خاکریز غیر چسبنده ($C=0$)، شیبدار و همگن

با توجه به شکل 1-4-ج، در صورتی‌که خاکریز غیر چسبنده و همگن باشد می‌توان فشار جانبی در حالت مقاوم در عمق Z را از:

$$p_p = K_p \gamma Z \quad (6-4)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (7-4)$$

زاویه سطح شکست با سطح افق نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\eta_p = -\phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \alpha) + c_3}{c_4} \right] \quad (8-4 \text{ الف})$$

$$(8-4 \text{ ب})$$

$$c_3 = \sqrt{\tan(\phi + \alpha) [\tan(\phi + \alpha) + \cot(\phi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi + \theta)]}$$

$$c_4 = 1 + [\tan(\delta - \theta) [\tan(\phi + \alpha) + \cot(\phi + \theta)]] \quad (8-4 \text{ پ})$$

نیروی وارد بر واحد طول دیوار از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (9-4)$$

در روابط فوق:

P_a = شدت فشار جانبی محرک وارد بر سطح دیوار در عمق Z بر حسب کیلو پاسکال

P_p = شدت فشار جانبی مقاوم وارد بر سطح دیوار در عمق Z بر حسب کیلو پاسکال

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک بر حسب درجه

γ = وزن مخصوص خاک بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب

K_a = ضریب فشار جانبی محرک خاکریز

K_p = ضریب فشار جانبی مقاوم خاکریز

θ = زاویه وجه پشتی دیوار با امتداد قائم بر حسب درجه $(\theta = 90^\circ - \beta)$

α = زاویه سطح خاکریز پشت دیوار با امتداد افقی بر حسب درجه

δ = زاویه اصطکاک وجه پشتی دیوار با خاکریز بر حسب درجه

η_a = زاویه سطح شکست خاکریز با افق در حالت محرک بر حسب درجه

η_p = زاویه سطح شکست خاکریز با افق در حالت مقاوم بر حسب درجه

q = شیب سربار گسترده یکنواخت وارد بر سطح خاکریز بر حسب کیلو پاسکال

H = ارتفاع دیوار بر حسب متر

P_a = نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار بر حسب کیلونیوتن

P_p = نیروی جانبی مقاوم وارد بر واحد طول بر حسب کیلونیوتن

اگر بر سطح خاکریز، سربار یکنواخت و گسترده q اثر کند، می‌توان در روابط (4-6) و

(4-9) از γ_{eq} بجای γ استفاده کرد که γ_{eq} با رابطه (4-5) نشان داده شده است. بعلاوه

می‌توان از توزیع فشار جانبی نیز استفاده و نیروی جانبی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار را

محاسبه کرد.

4-6-3- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیر چسبنده ($C=0$)، شیب‌دار و لایه‌ای

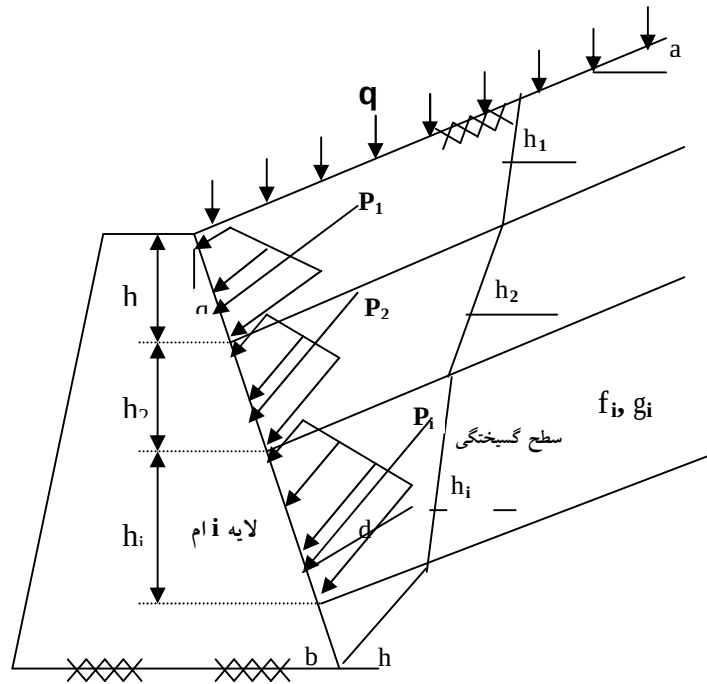
در حالتی که خاکریز غیر چسبنده پشت دیوار شیب‌دار و خواص آن در عمق تفاوت کند و پارامترهای هر لایه برای همان لایه تعریف شود توزیع فشار مطابق شکل 3-4 خواهد بود.

در انتهای لایه i ام، شدت فشار جانبی محرک خاکریز دانه‌ای لایه‌ای، بر روی وجه پشتی دیوار ناشی از لایه‌های خاک و سربار از رابطه (10-4) به دست می‌آید (41):

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (10-4)$$

که در آن K_{ai} ضریب فشار جانبی لایه i ام بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta_i) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta_i) \sin(\varphi_i - \alpha)}{\cos(\theta + \delta_i) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (11-4)$$



شکل 3-4- توزیع فشار جانبی بر روی دیوار حایل

زاویه سطح شکست لایه i ام با سطح افق نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\eta_{ai} = \phi_i + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi_i - \alpha) + c_1}{c_2} \right] \quad (12-4 \text{ الف})$$

(12-4 ب)

$$c_1 = \sqrt{\tan(\phi_i - \alpha)[\tan(\phi_i - \alpha) + \cot(\phi_i - \theta)][1 + \tan(\delta_i + \theta)\cot(\phi_i - \theta)]}$$

$$c_2 = 1 + [\tan(\delta_i + \theta)[\tan(\phi_i - \alpha) + \cot(\phi_i - \theta)]] \quad (12-4 \text{ پ})$$

همانطور که در شکل 3-4 ملاحظه می‌شود، امتداد توزیع فشار در هر لایه i، زاویه δ_i با عمود بر وجه پشتی دیوار در محل همان لایه i تشکیل می‌دهد. نیروی جانبی محرک وارد بر دیوار بوسیله هر لایه i را می‌توان با محاسبه مساحت زیر نمودار توزیع فشار در محل همان لایه i محاسبه کرده و با زاویه δ_i نسبت به عمود بر وجه پشتی دیوار اعمال کرد.

4-6-4- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده ($C=0$)، شیبدار و لایه‌ای
اگر خاکریز دارای لایه‌بندی متفاوت باشد و هر لایه با مشخصات خودش در نظر گرفته شود فشار جانبی در حالت مقاوم در انتهای لایه i ام ناشی از بار لایه‌های بالایی و سربار q را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد (41):

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (13-4)$$

که در آن K_{pi} ضریب فشار جانبی در حالت مقاوم بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta_i) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i + \alpha)}{\cos(\theta - \delta_i) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (14-4)$$

زاویه سطح شکست لایه i ام با سطح افق نیز از رابطه (15-4) به دست می‌آید:

$$\eta_{pi} = -\phi_i + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi_i + \alpha) + c_3}{c_4} \right] \quad (15-4 \text{ الف})$$

$$(15-4 \text{ ب})$$

$$c_3 = \sqrt{\tan(\phi_i + \alpha) [\tan(\phi_i + \alpha) + \cot(\phi_i + \theta)] [1 + \tan(\delta_i - \theta) \cot(\phi_i + \theta)]}$$

$$c_4 = 1 + [\tan(\delta_i - \theta) [\tan(\phi_i + \alpha) + \cot(\phi_i + \theta)]] \quad (15-4 \text{ پ})$$

که در آن:

p_{ai} = شدت فشار جانبی محرک وارد بر سطح دیوار در زیر لایه i ام بر حسب کیلو پاسکال

p_{pi} = شدت فشار جانبی مقاوم وارد بر سطح دیوار در زیر لایه i ام بر حسب کیلو پاسکال

ϕ_i = زاویه اصطکاک داخلی خاک لازم i ام بر حسب درجه

γ_j = وزن مخصوص خاک لایه j ام بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب

h_j = ضخامت لایه j ام بر حسب متر

K_{ai} = ضریب فشار جانبی محرک لایه i ام

K_{pi} = ضریب فشار جانبی مقاوم لایه i ام

θ = زاویه وجه پستی دیوار با امتداد قائم بر حسب درجه ($\theta = 90^\circ - \beta$)

α = زاویه سطح خاکریز پشت دیوار با امتداد افقی بر حسب درجه

δ_i = زاویه اصطکاک وجه پشتی دیوار با خاکریز لایه i ام بر حسب درجه

η_{ai} = زاویه سطح شکست خاکریز لایه i ام با افق در حالت محرک بر حسب درجه

η_{pi} = زاویه سطح شکست خاکریز لایه i ام با افق در حالت مقاوم بر حسب درجه

q = شیب سربار گسترده یکنواخت وارد بر سطح خاکریز بر حسب کیلو پاسکال

برای هر لایه می‌توان توزیع فشار را به‌دست آورد. بدیهی است مانند حالت محرک در اینجا نیز امتداد فشار و نیروی مقاوم در هر لایه i نسبت به عمود بر وجه پشتی دیوار زاویه δ_i همان لایه را تشکیل می‌دهد. با محاسبه سطح زیر نمودار توزیع فشار مربوط به هر لایه می‌توان نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار را محاسبه کرد.

4-6-5- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز چسبنده - اصطکاکی با سطح افقی

در حالتی که خاکریز پشت دیوار از نوع چسبنده اصطکاکی باشد، می‌توان فرض کرد که ترکهای کششی تا عمق Z_0 ادامه یابند. در این حالت معمولاً برای محاسبه نیروهای جانبی از روش ترسیمی استفاده می‌شود (شکل 4-1-ب). با این وجود، در حالت خاصی که وجه دیوار سمت خاکریز همگن کاملاً قائم و سطح خاکریز افقی باشد، می‌توان فشار جانبی در عمق Z در حالت محرک را از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$p_a = K_a \gamma z - K_{ac} c \quad (4-16-الف)$$

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c_w}{c'}\right)} \quad (4-16-ب)$$

که در آن K_a از معادله (4-2) با قرار دادن α و θ برابر صفر به‌دست می‌آید.

مقادیر c و ϕ که در رابطه (4-16) استفاده می‌شود باید پارامترهای مقاومت برشی موثر (زهکشی شده) باشند.

در حالتی که خاکریز لایه‌ای باشد می‌توان رابطه زیر را به‌کار برد:

$$p_a = K_a \sigma_v - K_{ac} c \quad (4-17)$$

که در آن σ_v تنش قائم در عمق z است. در خصوص سربار گسترده یکنواخت q که بر سطح خاکریز افقی وارد می‌شود باید از $\sigma_v = \gamma z + q$ استفاده شود.

برای محاسبه فشار جانبی رسها در دراز مدت که دارای زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع نیز هستند، می‌توان از روابط (16-4) و (17-4) نیز استفاده کرد.

در شرایطی که خاک رس اشباع تحت تنشهای برشی قرار می‌گیرد و می‌توان آن را در شرایط زهکشی نشده فرض کرد تحلیل باید بر اساس تنش کل انجام گیرد. در این صورت فشار جانبی رس اشباع در شرایط زهکشی نشده و کوتاه مدت را می‌توان از رابطه:

$$p_a = \sigma_v - K_{ac} c_u \quad (18-4)$$

به‌دست آورد که K_{ac} از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$K_{ac} = 2 \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad (19-4)$$

که در آن c_u مقاومت برشی زهکشی نشده رس و c_w چسبندگی بین خاک رس و وجه پستی دیوار می‌باشد و مقدار c_w در جدول 3-4 داده شده است.

در حالت خاص اخیر، حداکثر عمق ترک کششی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad (20-4)$$

اگر سربار q بر سطح خاکریز اثر کند مقدار z_0 را می‌توان از فرمول زیر تعیین کرد:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} - \frac{q}{\gamma} \quad (21-4)$$

برای محاسبه نیروی جانبی می‌توان از تنشهای کششی که از روابط (16-4) تا (18-4)

حاصل می‌گردد صرف‌نظر کرد و انتگرال‌گیری از این روابط را در محدود z_0 تا H انجام داد.

4-6-6- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز چسبنده - اصطکاکی با سطح افقی

در حالتی که وجه پستی دیوار حایل قائم و سطح خاکریز افقی و خاکریز از جنس

$c - \phi$ باشد، فشار جانبی خاکریز همگن وارد بر دیوار در عمق z را می‌توان از رابطه:

$$p_p = K_p \gamma z + K_{pc} c \quad (22-4 \text{ الف})$$

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p \left(1 + \frac{c_w}{c'}\right)} \quad (22-4 \text{ ب})$$

به‌دست آورد. در حالتی که خاکریز دارای لایه بندی با خواص گوناگون باشد می‌توان p_p را از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$p_p = K_p \sigma_v + K_{pc} c \quad (23-4)$$

از روابط (22-4) و (23-4) نیز می‌توان برای رس در شرایط دراز مدت و کوتاه مدت استفاده کرد.

در صورتی که رفتار دراز مدت رس مورد نظر باشد. پارامترهای c ، ϕ باید مقادیر زهکشی شده باشند.

اگر رفتار کوتاه مدت رس اشباع مدنظر باشد فشار جانبی مقاوم در عمق Z از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$p_p = \sigma_v + K_{pc} c_u \quad (24-4)$$

که در آن K_{pc} از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$K_{pc} = 2 \sqrt{1 + \frac{c_w}{c_u}} \quad (25-4)$$

مقدار c_w معمولاً از c_u 30% برای رس سفت تا c_u برای رس نرم متغیر است. درغیاب هر گونه شواهد تجربی می‌توان $c_w = 0.45 c_u$ در نظر گرفت. آیین‌نامه (CP2 1951) حداکثر c_w را برابر 50kPa توصیه می‌کند (42). جدول 3-4 مقادیر c_w را بر حسب مقدار c نشان می‌دهد.

جدول 3-4- مقادیر c_w بر حسب c در حالات محرک و مقاوم

بر اساس توصیه CP2 (1951) (42)

حالت مقاوم	حالت محرک	محدوده c
$c_w = 0/5 c$	$c_w = c$	$c < 50 \text{ KPa}$
$c_w = 25 \text{ kPa}$	$c_w = 50 \text{ kPa}$	$c \geq 50 \text{ KPa}$

برای تعیین نیروی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار، می‌توان از معادلات (4-22) تا (4-23) در فواصل صفر تا H انتگرال‌گیری کرد.

7-4- روش گوه‌ها

7-4-1- کلیات

به طور کلی روش گوه، به یک آنالیز تعادل حدی از یک سری اجسامی که صلب فرض می‌شوند (نظیر خاک یا عناصر سازه‌ای) و آنها را گوه می‌نامند، گفته می‌شود (43). نیروی افقی خاک روی طرف محرک یا مقاوم یک سازه نگهبان، می‌تواند به وسیله این تحلیل با در اختیار گرفتن صحیح پارامترهای مقاومتی، تخمین زده شود.

ارجحیت این روش در مقایسه با روش کولمب آن است که در روش کولمب بعضی از متغیرهای موثر در مسأله نمی‌توانند در نظر گرفته شوند. برخی از این متغیرها عبارتند از خاکریزهای لایه بندی شده با مرزهای نامشخص، موقعیت و شرایط سطح آب زیرزمینی، سطح نامنظم خاکریز. برای آشنایی با این روش به بخش 7-4 تبیین ضوابط طراحی مراجعه شود.

4-8- ارزیابی روشهای رانکین، کولمب و گوه ها

از روش رانکین در صورتی می‌توان استفاده کرد که ارتفاع دیوار کم باشد (معمولاً کمتر از 6 متر)، وجه پشتی دیوار قائم باشد و بتوان اصطکاک بین خاکریز و وجه پشتی دیوار را نادیده گرفت. ضمناً اثر شیب منفی خاکریز را در این روش نمی‌توان در نظر گرفت. مزیت این روش، سهولت در استفاده از آن است.

در روش کولمب می‌توان محدودیتهای فوق را رفع کرد. بویژه تحلیلها نشان می‌دهد اصطکاک بین خاکریز و خاک می‌تواند در مقدار نیروی جانبی وارد بر دیوار مؤثر باشد. در نظر گرفتن این اصطکاک بویژه در منطقه مقاوم خاک نقش اساسی دارد، بطوری‌که در دیوارهایی که پایداری آنها از فشار منطقه مقاوم تامین می‌شود (مانند سپرها) می‌تواند اثرات قابل ملاحظه‌ای در طراحی داشته باشد. از ویژگیهای دیگر روش کولمب، امکان در نظر گرفتن نیروهای ناشی از زلزله بصورت شبه استاتیکی و شبه دینامیکی است. معمولاً در تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حایل با روشهای ساده تعادل حدی، به محاسبه نیروی جانبی در حالت زلزله و بدون آن نیاز است و این دو را شاید نتوان با دو روش متفاوت محاسبه کرد. روش گوه‌ها عمومیت بیشتری دارد بطوری‌که می‌تواند محدودیتهای روش کولمب را نیز مرتفع سازد. تحلیل نیروهای جانبی وارد بر دیوارهای حایل در شرایطی که سطح خاکریز نامنظم باشد و یا لایه‌بندی خاکریز پیچیده باشد با روش گوه‌ها سهولت امکان‌پذیر است. حال آنکه در روش کولمب روشهای تحلیلی چندان ساده بنظر نمی‌رسد. لیکن استفاده از روش گوه‌ها مستلزم محاسبات بیشتری است.

با توجه به موارد فوق در تبیین این آیین‌نامه مبانی هر سه روش ذکر گردیده‌اند، اما روش کولمب با توجه به سادگی و در عین حال با قابلیت ملحوظ کردن غالب مواردی که در عمل پیش می‌آید انتخاب می‌شود.

4-9- فشار جانبی خاک در حالت سکون

4-9-1- کلیات

اگر کرنش جانبی خاکریز پشت دیوار صفر باشد، که در صورت مقید بودن دیوار و عدم حرکت جانبی آن به وقوع می‌پیوندد، فشار جانبی موجود، فشار در حالت سکون خواهد بود. در این حالت معمولاً تنشهای مؤثر تعیین کننده فشار جانبی خواهند بود. حالت سکون نمی‌تواند در خاک گسیختگی ایجاد کند. در این صورت باید مقدار k_0 ضریب فشار جانبی در حالت سکون از آزمایشات یا روابط تجربی برآورد گردد. در آزمایش سه محوری می‌توان با افزایش همزمان فشار همه جانبه و فشار محوری بطوری که کرنش جانبی در طول آزمایش صفر نگه داشته شود مقدار K_0 را به دست آورد. آزمایش صحرایی پرسیمتر نیز می‌تواند در برآورد K_0 مورد استفاده قرار گیرد.

4-9-2- روابط تجربی K_0 برای خاکهای عادی تحکیم یافته (NC)

روابط تجربی زیادی برای محاسبه K_0 وجود دارند که بعضی از آنها در جدول 4-4 قسمت 4-9-2 تبیین ضوابط طراحی آمده و معروفترین آنها رابطه Jaky است که برای خاکهای ریزدانه عادی تحکیم یافته به کار می رود (44):

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4-26 \text{ الف})$$

که در آن ϕ' زاویه اصطکاک زهکشی شده است.

4-9-3- روابط تجربی مقادیر K_0 برای خاکهای پیش تحکیم (OC)

برای خاکهای پیش تحکیم یافته می‌توان از رابطه:

$$(K_0)_{OC} = (K_0)_{NC} (OCR)^n \quad (4-26 \text{ ب})$$

استفاده کرد که در آن OCR نسبت پیش تحکیمی، $(K_0)_{NC}$ ضریب فشار جانبی در حالت سکون برای خاک عادی تحکیم یافته (رابطه 4-26 الف) و n ضریبی است که تابع نوع آزمایش و جنس خاک می‌باشد.

برای n توصیه‌های زیادی شده که برای ماسه‌ها $\sin\phi$ و برای غالب خاکها $0/5$ توصیه شده است. دیگر مقادیر پیشنهادی، جدول 4-5 قسمت 4-8-2 تبیین ضوابط طراحی آمده است. معمول‌ترین مقدار n برابر $0/5$ است (1).

4-9-4- ضریب فشار جانبی در حالت سکون برای خاکریزهای شیبدار

معادله زیر توسط Danish Code (Danish Geotechnical Institute, 1978)

برای خاکریز شیب دار با زاویه شیب α ارائه شده است (43):

$$(K_o)_{\alpha} = (K_o)_{\alpha=0} (1 + \sin \alpha) \quad (27-4)$$

و فشار جانبی در حالت سکون در حالت کلی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p_o = (K_o)_{\alpha} \gamma z \quad (28-4)$$

لازم به تذکر است که مقدار زاویه α برای خاکریزهای با شیب مثبت، (خاکریزهایی که تراز آنها با دور شدن از دیوار به سمت افزایش می‌یابد) مثبت و برای خاکریزهای با شیب منفی، (خاکریزهایی که بسمت تراز پایین‌تر گسترش دارند) منفی در نظر گرفته می‌شود.

4-10- تأثیر سربارهای قائم بر فشار جانبی خاک

برآورد فشار جانبی ناشی از وجود سربار روی خاکریز پشت دیوار، بر سازه نگهدارنده خاکریز، با استفاده از تئوری الاستیسیته امکان‌پذیر است. در ادامه این مبحث، فشار جانبی ناشی از وجود چند سربار متداول بر سطح خاکریز بررسی خواهد شد.

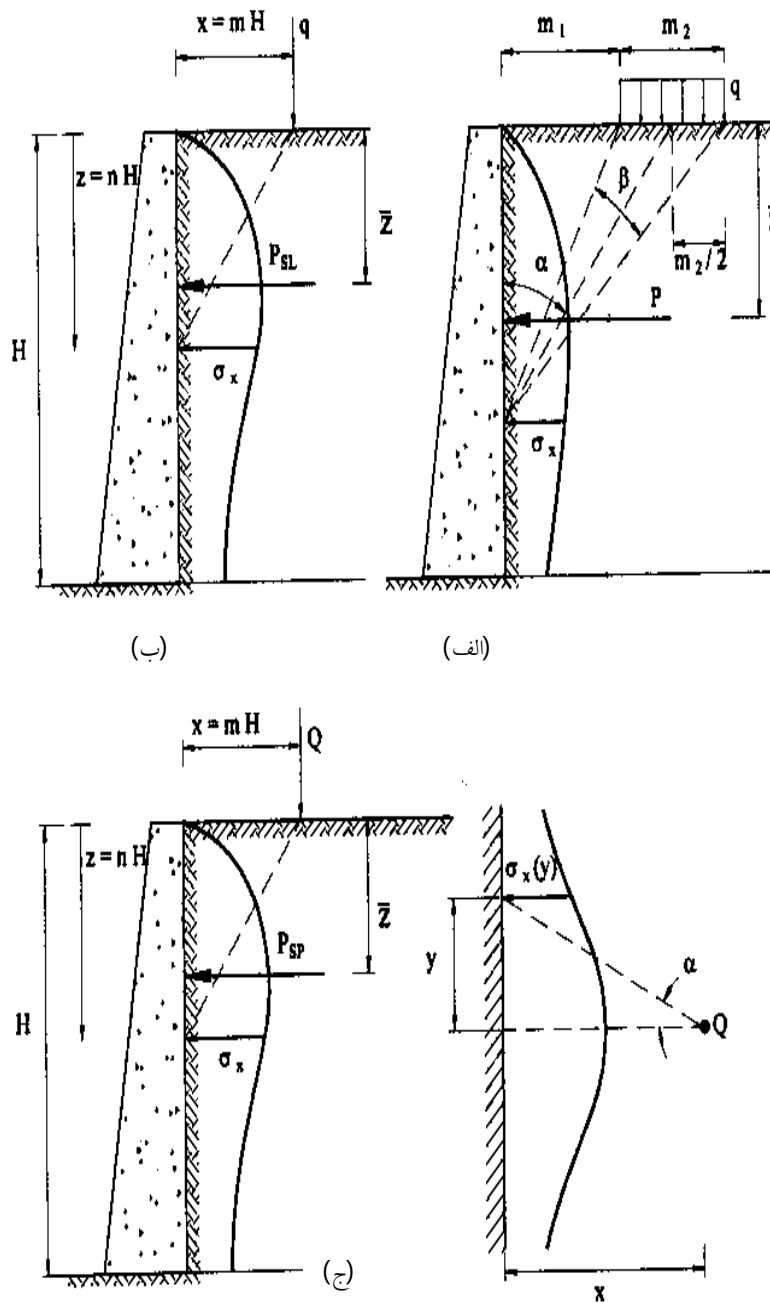
4-10-1- سربار گسترده یکنواخت

سربار گسترده یکنواخت یکی از سربارهای معمول می‌باشد که ممکن است بر سطح خاکریز اثر کند. چنین سرباری را عموماً بصورت وزن خاک (به صورت مجازی) مدل کرده و فشار جانبی ناشی از آن را با اعمال ضرایب فشار جانبی در نظر می‌گیرند. در مباحث

قبلی تأثیر سربار گسترده یکنواخت با شدت q بر فشار جانبی خاک بیان گردید (قسمت 4-4).

2-10-4 سربار یکنواخت نواری محدود

اگر سربار نواری با عرض ثابت m_2 و شدت q ، به فاصله m_1 از لبه یک خاکریز با ارتفاع H اثر کند، بر اساس تئوری الاستیسیته شدت تنش جانبی وارد بر دیوار حایل، σ_x در ارتفاع z از لبه خاکریز برابر خواهد بود با:



شکل 4-4- فشار جانبی وارد بر دیوار ناشی از سربار، الف-سربار نواری، ب- سربار خطی، ج- سربار نقطه‌ای

$$\sigma_x = \frac{2q}{H}(\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (29-4)$$

پارامترهای به کار رفته در این رابطه در شکل 4-4-الف نشان داده شده‌اند. با انتگرال‌گیری از σ_x در کل ارتفاع خاکریز، می‌توان برآیند نیروی جانبی P_a را که بصورت خطی بر دیوار اثر می‌کند، به دست آورد. همچنین می‌توان با انتگرال‌گیری مناسب، نقطه اثر این نیروی برآیند (فاصله $\bar{z}$ در شکل 4-4-الف) را نیز تعیین کرد. نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$P_a = \frac{q}{90}[H(A_2 - A_1)] \quad (30-4 \text{ الف})$$

که در آن:

$$A_2 = \tan^{-1}\left(\frac{m_1 + m_2}{H}\right), \quad A_1 = \tan^{-1}\left(\frac{m_1}{H}\right) \quad (30-4 \text{ ب})$$

بوده و A_1 و A_2 بر حسب درجه هستند.

فاصله $\bar{y}$ محل وارد شدن برآیند P_a از پایه دیوار از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$\bar{y} = \frac{H^2(A_2 - A_1) - (R - Q) + 57.3m_2 H}{2H(A_2 - A_1)} \quad (31-4 \text{ الف})$$

که در آن:

$$R = (m_1 + m_2)^2(90 - A_2) \quad (31-4 \text{ ب})$$

$$Q = m_1^2(90 - A_1) \quad (31-4 \text{ پ})$$

4-10-3- سربار نواری مثلثی

مطابق شکل 4-5 سربار بصورت مثلثی بر سطح خاکریز پشت دیوار نگهدارنده اثر می‌کند که از صفر شروع و تا q افزایش می‌یابد.

برای محاسبه فشار جانبی افقی در عمق Z و به فاصله X از لبه دیوار این فرمول به دست می‌آید.

$$\sigma_h(Z) = \frac{q}{\pi} \left(\frac{X}{B} \alpha - \frac{Z}{B} \operatorname{Log}_e \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \sin 2\beta \right) \quad (4-32-الف)$$

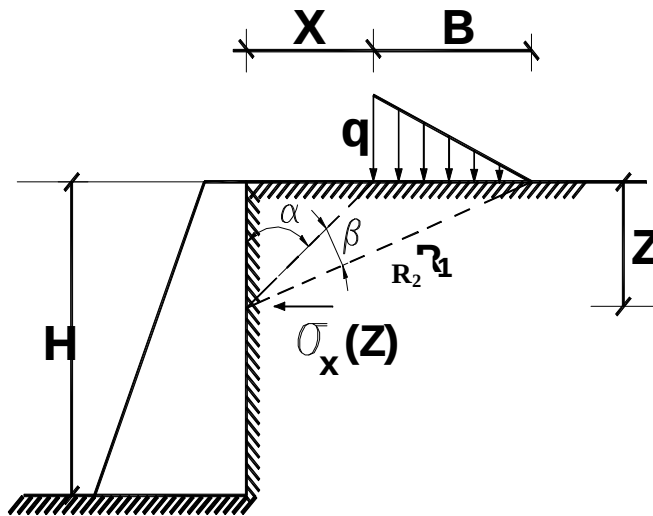
$$R_1 = \frac{Z}{\cos(\beta + \alpha)} \quad (4-32-ب)$$

$$R_2 = \frac{Z}{\cos \beta} \quad (4-32-پ)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{X}{Z} \quad (4-32-ت)$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{B+X}{Z} - \alpha \quad (4-32-ث)$$

با یافتن توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار و انتگرال‌گیری، می‌توان مقدار نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار و محل اثر آن را یافت.

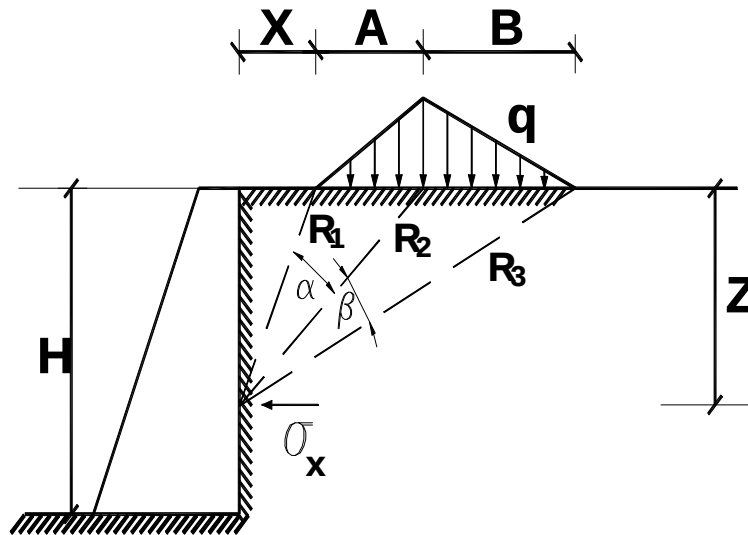


شکل 4-5- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار مثلی وارد بر سطح خاکریز

4-10-4- سربار نواری دو مثلی

اگر مطابق شکل 6-4 سرباری بصورت دو مثلی با شدت q به موازات طول دیوار حایل اثر کند فشار جانبی وارد بر دیوار بفاصله Z از سطح خاکریز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma_x(z) = \frac{q}{\pi} \left\{ \frac{-X}{A} \alpha + \frac{A+B+X}{B} \beta + \frac{2Z}{A} \text{Log}_e \frac{R_2}{R_1} + \frac{2Z}{B} \text{Log}_e \frac{R_2}{R_3} \right\} \quad (33-4)$$



شکل 6-4- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار نواری دو مثلی

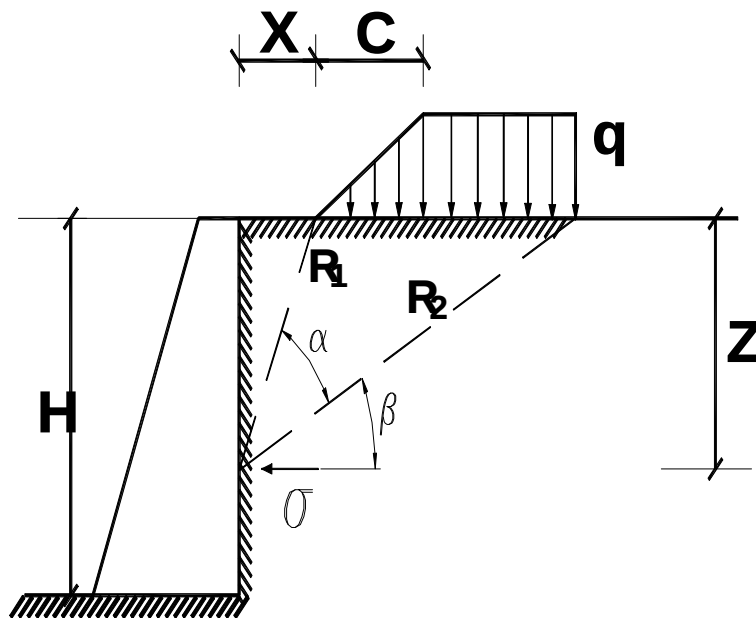
با داشتن توزیع σ_x در ارتفاع دیوار می‌توان نیروی جانبی وارد بر دیوار و محل برآیند آن را تعیین کرد.

4-10-5- سربار نواری مثلی - یکنواخت

در صورتی که مطابق شکل 7-4 سربار بصورت رامپ بر سطح خاکریز وارد شود فشار جانبی σ_x در عمق Z از رابطه (34-4) حاصل می‌گردد:

$$\sigma_x(z) = \frac{q}{\pi C} \left[C\beta - X\alpha + 2Z \operatorname{Log}_e \frac{R_1}{R_2} \right] \quad (34-4)$$

ضمناً یادآوری شود که ممکن است در اعماق کم Z ، فشار منفی به دست آید. ضمناً با داشتن توزیع σ_x می‌توان انتگرال‌گیری کرده و مقدار و محل نیروی جانبی را یافت.



شکل 4-7- محاسبه فشار جانبی ناشی از سربار نواری مثلثی-یکنواخت

4-10-6- سربار خطی

شکل 4-4- ب خاکریز مجاور دیوار را تحت یک بار خطی با شدت q و به فاصله $x=m.H$ از لبه خاکریز نشان می‌دهد. تنش جانبی وارد بر دیوار حایل، σ_x ، در ارتفاع $z=n.H$ از لبه خاکریز برابر خواهد بود با:

$$\sigma_x = \frac{4qm^2n}{\pi H(m^2 + n^2)^2}, \quad m \geq 0.4 \quad (35-4)$$

برای مقادیر $m < 0.4$ ، با قرار دادن $m = 0.4$ می‌توان از رابطه (35-4) استفاده کرد. با انتگرال‌گیری مناسب از رابطه (35-4)، می‌توان برآیند فشار جانبی ناشی از بار خطی و نقطه اثر آن را به دست آورد.

4-10-7- سربار نقطه‌ای

شکل 4-4-ج خاکریز مجاور دیوار را تحت بار نقطه‌ای با شدت Q و به فاصله $x = m.H$ از لبه خاکریز نشان می‌دهد. تنش جانبی وارد بر دیوار حایل، σ_x ، در ارتفاع $z = n.H$ و در صفحه قائم گذرنده از بار برابر است با:

$$\sigma_x = \frac{1.77Qm^2n^2}{H^2(m^2 + n^2)^3}, m \geq 0.4 \quad (36-4)$$

اگر $m < 0.4$ باشد، σ_x از همین رابطه و با قرار دادن $m = 0.4$ محاسبه می‌شود. همان‌گونه که از شکل 4-4-ج مشخص می‌شود، این تنش در پلان، با تغییر y ، توزیع متغیری دارد که مقدار آن را می‌توان از رابطه زیر یافت:

$$\sigma_x(y) = \sigma_x \cos^2(1.1\alpha) \quad (37-4)$$

در حالت بار نقطه‌ای نیز می‌توان با انتگرال‌گیری مناسب، برآیند فشار جانبی ناشی از بار نقطه‌ای و نقطه اثر آن را تعیین کرد.

4-11- فشار آب

4-11-1- فشار آب در حالت هیدرواستاتیکی

در جایی که توزیع فشار جانبی خاک بصورت محرک، مقاوم و یا در حالت سکون در نظر گرفته می‌شود، اگر خاکریز کاملاً اشباع باشد، فشار جانبی خاک با γ برآورد می‌شود. در این حالت فشار جانبی ناشی از آب، بصورت هیدرواستاتیکی محاسبه و بر روی دیوار حایل اعمال می‌گردد.

4-11-2- فشار آب در حالت تراوش در دیوارهای حایل پاشنه‌دار مستقر بر روی خاک
اگر تراوش در خاکریز و خاک شالوده دیوارهای حایل در حال انجام است تحلیل
تراوش باید صورت گیرد، که با رسم شبکه جریان، روشهای عددی، یا روشهای تقریبی
قابل انجام است. برای این منظور، ضریب نفوذپذیری خاک در جهت افقی و قائم و
موقعیت زهکش باید مد نظر قرار گیرد. شکل 4-8 روش شبکه جریان را در تحلیل تراوش
به همراه مثال نشان می‌دهد.

نقطه A: $156 = \text{هد کل}$

$156 = \text{هد ارتفاعی}$

$0 = \text{هد فشاری}$

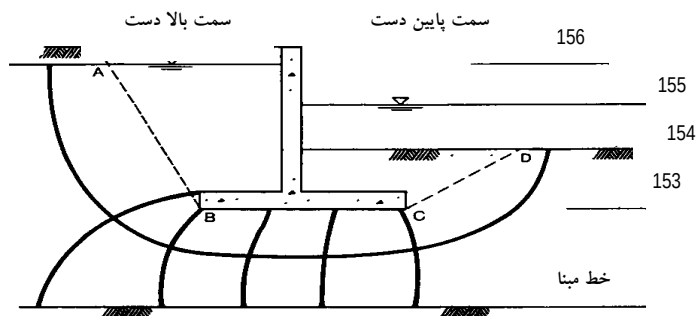
$0 = \text{فشار}$

نقطه B: $155/7 \text{ m} = (156 - 155) \times (2/6) = \text{هد کل}$

$153 = \text{هد ارتفاعی}$

$\text{هد فشاری} = 155 - 153 = 2/7 \text{ m}$

$26/5 \text{ kPa} = (2/7) (9/81) = \text{فشار}$



شکل 4-8- نحوه تعیین فشار آب از شبکه جریان

روشهای ساده شده‌ای نیز وجود دارد مانند «روش خط خزش» که می‌تواند برای مطالعات اولیه طراحی استفاده شود. شکل 4-9 نحوه محاسبه فشار تراوش را با استفاده از این روش به همراه مثال نشان می‌دهد (43).

طول کوتاهترین مسیر تراوش $A'BCD'$ =

نقطه A: متر 156 = هد کل

متر 156 = هد ارتفاعی

متر 0 = هد فشاری

نقطه B: $156 - \frac{A'B}{A'BCD'} (156 - 155)$ = هد کل

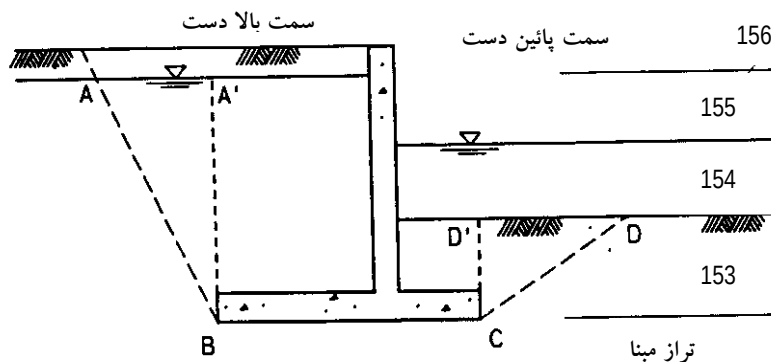
متر 153 = هد ارتفاعی

هد ارتفاعی - هد کل = هد فشاری

نقطه C: $156 - \frac{A'BC}{A'BCD'} (156 - 155)$ = هد کل

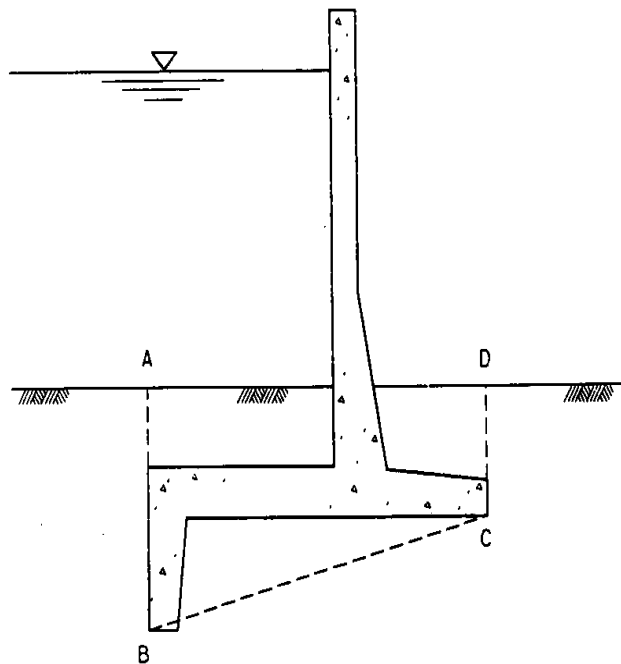
متر 153 = هد ارتفاعی

$\gamma_w \times \text{هد فشاری} = \text{فشار آب}$



شکل 4-9- تعیین فشار آب با استفاده از روش خط خزش

روش خط خزش ممکن است فشارهای برکنش وارد بر کف دیوار حایل را کمتر تخمین بزند که در این صورت احتیاط رعایت نشده است. لذا در طراحی نهایی باید روش بهتری انتخاب گردد. چنانچه در شکل 4-9 ملاحظه می‌شود بار آبی (هدکل) در نقاط B و C با فرض تغییرات خطی بار آبی در کوتاهترین مسیر ($A'BCD'$) تعیین می‌شود. با داشتن هد آب در نقاط B و C، فشارهای برکنش U_B و U_C را می‌توان با کم کردن هد ارتفاعی از هد کل و ضرب کردن آن در وزن مخصوص آب، γ_w ، محاسبه نمود. اگر از زبانه برشی در کف دیوار استفاده شود نقطه B را می‌توان در رأس زبانه اختیار و مطابق شکل 4-10 خط BC را به صورت قطری رسم کرد.



شکل 4-10- مسیر تراوش در روش خط خزش در دیوارهای دارای زبانه برشی

4-11-3- فشار آب در حالت تراوش در دیوارهای حایل پاشنه‌دار مستقر بر روی سنگ

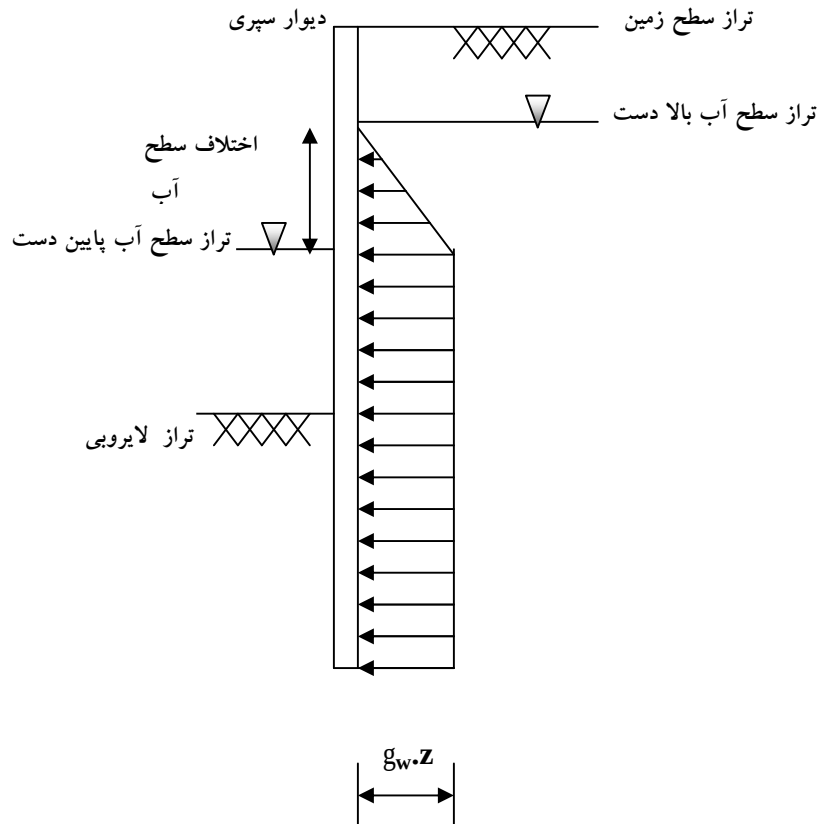
تراوش در زیر دیوار حایل پاشنه‌دار مجاور آب که بر روی سنگ اجرا می‌شود از طریق سطح تماس بستر سنگی و دیوار صورت نمی‌گیرد همچنانکه برای خاک فرض می‌شود. در این شرایط، تراوش از طریق درز و شکافهای سنگ انجام می‌شود. بنابراین فرضیاتی که برای تراوش آب بصورت دوبعدی در خاکهای معمولی در نظر گرفته می‌شود برای بسترهای سنگی قابل اعتبار نیست. هذکل، فشار برکنش و مقدار تراوش آب از شالوده سنگی دیوار تا حد زیادی بستگی به نوع، اندازه، موقعیت و پیوستگی درز و شکافهای سنگ دارد. بعلاوه مسائل اجرایی شالوده سنگی نیز می‌تواند اثر گذار باشد. برای کنترل تراوش آب، قبل از اجرای بتن شالوده دیوار، بهتر است کلیه درز و شکافها با روش تزریق پر شود.

برای دیوارهای حایلی که بر روی سنگ اجرا می‌شوند می‌توان فرض کرد مسیر کلی تراوش طولی از پایه دیوار است که تحت بارگذاریهای موجود در فشار باشد (43).

4-11-4- فشار تراوش در دیوارهای حایل سپری

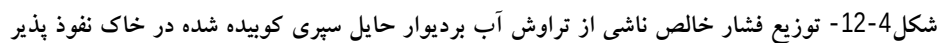
برای تحلیل تراوش آب از خاکریز و شالوده دیوارهای حایل سپری می‌توان از رسم شبکه جریان، اجزای محدود و روشهای ساده استفاده کرد. روش ساده شده زیر می‌تواند برای بارگذاری ناشی از تراوش در دیوارهای حایل سپری مورد استفاده قرار گیرد. این روش در آیین‌نامه BS 6349 (1984) توصیه شده است (45).

الف - برای حالتی که سپر در لایه نفوذناپذیر کوبیده شود می‌توان گفت که تراوش صورت نمی‌گیرد و توزیع فشار خالص آب مطابق شکل 4-11 می‌باشد.



شکل 4-11- توزیع فشار خالص ناشی از تراوش آب بر روی دیوار حایل سپری
کوبیده شده در خاک نفوذ ناپذیر

ب- برای حالتی که سپر در خاک نفوذ پذیر کوبیده می‌شود توزیع تقریبی فشار خالص آب در حالت تراوش مطابق شکل 4-12 صورت می‌گیرد. ضمناً فشارهای جانبی محرک و مقاوم به صورت موثر محاسبه شده و با فشار ناشی از آب جمع بسته می‌شوند. یادآوری می‌گردد که تراوش آب باعث افزایش فشار موثر محرک، کاهش فشار موثر مقاوم و کاهش فشار خالص آب می‌شود.



ممکن است ترک کششی ایجاد شده در خاکریز چسبنده پشت دیوارهای حایل از آب پرشود، در این صورت فشار جانبی اضافی که ممکن است به دیوار وارد آید باید در طراحی مدنظر قرار گیرد. این فشار در طراحی معمولاً بصورت هیدرواستاتیک در نظر گرفته می‌شود. در این شرایط و در صورتی که ترک کششی در نزدیکی دیوار تشکیل شود، در طراحی باید موارد زیر را توجه داشت:

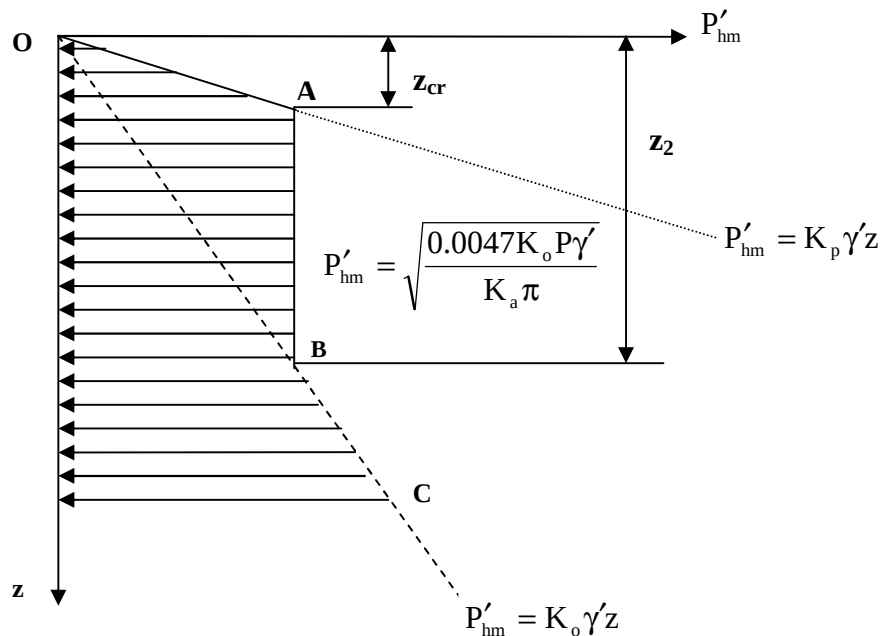
الف - برای کلیه خاکریزهای رسی، در پایان ساخت طراحی باید بر اساس مقاومت برشی زهکشی نشده C_u بوده و بعلاوه ترک کششی را بطور کامل یا تا حدی از آب پر فرض کرد.

ب- برای رسهای سخت یا سنگهای ضعیف در تحلیل بارگذاری، باید از پارامترهای c' و ϕ' و با فرض ترک کششی پر از آب یا تا قسمتی دارای آب، استفاده کرد. اگر قسمتی از ترک کششی پر از آب فرض شود باید تراز آن کمی بالاتر از تراز تعادل سطح آب باشد.

4-12- تاثیر تراکم در فشار جانبی

بطور کلی با افزایش تراکم خاکریز پشت دیوارهای حایل، فشار جانبی وارد بر دیوار بیشتر می‌شود. مسائلی از قبیل عرض منطقه خاکریزی شده پشت دیوار، نوع خاکریز، نوع و شیوه تجهیزاتی که برای تراکم خاک به کار می‌رود، برآورد دقیق فشار جانبی ناشی از تراکم را پیچیده می‌کند. در عمل، معمولاً برای تاثیر تراکم بر فشار جانبی ناشی از خاکریز دانه‌ای، محل اعمال نیروی جانبی بجای ارتفاع $0/3$ در ارتفاع $0/4$ تا $0/5$ در نظر گرفته می‌شود (1). البته عده‌ای فشار اضافی ناشی از تراکم را صرفنظر می‌کنند به فرض اینکه دیوار به حد کافی انعطاف پذیر باشد. در این صورت، دیوار به حد کافی می‌تواند چرخش داشته باشد تا فشار جانبی خاک صرفنظر از فشار اولیه کاملاً بسیج شود.

استفاده از غلتک‌های سنگین برای تراکم خاکریز پشت دیوارها در عمل اجتناب ناپذیر است. در این شرایط اگر چه تراکم معینی برای افزایش مقاومت برشی خاک و کاهش نشست پذیری خاکریز نیاز است، اما باید از تراکم بیش از حد خاکریز اجتناب ورزید. Ingold روشی را برای تخمین فشار جانبی ناشی از تراکم پیشنهاد کرده (46 و 47) که توسط USACE کمی اصلاح شده است (43). اگر فرض شود غلتک بار خطی P بر حسب کیلو نیوتن بر متر (وزن غلتک و ماشین آلات) را وارد می‌کند، نمودار توزیع فشار جانبی مطابق شکل 4-13 خواهد بود.



شکل 4-13- نمودار توزیع فشار برای تراکم دیوارهای حایل ثابت

در این نمودار سه قسمت خطی دیده می‌شود:

الف- فشار در راس دیوار بصورت خطی تا مقدار P'_{hm} در عمق Z_{cr} افزایش می‌یابد (قسمت OA). در این منطقه، در اثر عبور چرخ غلتک در حین تراکم، فشار افقی زیاد می‌شود و سپس با دور شدن چرخ غلتک به وسیله گسیختگی مقاوم کاهش می‌یابد.

ب- فشار جانبی از عمق Z_{cr} تا Z_2 ثابت است و عمل تراکم انجام می‌شود (قسمت AB).

پ- در عمق Z_2 فشار ایجاد شده در اثر تراکم برابر فشار ناشی از وزن توده خاک فشار جانبی در حالت سکون خواهد بود. از عمق Z_2 به بعد، فشار جانبی با توزیع نشان داده

شده بر اساس K_o خواهد بود (قسمت BC).

فشار جانبی ناشی از تراکم تنها برای طرح سازه‌ای مورد نیاز است. برای کنترل واژگونی، ظرفیت باربری و لغزش، هر گونه حرکت دیوار حایل ناشی از فشار تراکم منجر به کاهش فشارهای جانبی می‌شود.

مراحل استفاده شده از روش اصلاح شده Ingold عبارت است از:

گام 1- تعیین K_a و K_0

گام 2- محاسبه Z_{cr} بر حسب متر از رابطه زیر:

$$Z_{cr} = \sqrt{\frac{2K_a K_0 P}{\pi \gamma'}} \quad (38-4)$$

که در آن:

P = نیروی ناشی از وزن غلتک بر حسب کیلونیوتن بر متر (برای غلتک‌های لرزه‌ای P دو برابر می‌شود)

Z_{cr} = عمق بر حسب متر

گام 3- محاسبه Z_2 بر حسب متر از رابطه:

$$Z_2 = \sqrt{\frac{2P}{K_a K_0 \pi \gamma'}} \quad (39-4)$$

گام 4- رسم نمودار توزیع فشار بصورت زیر:

از صفر تا Z_{cr} (قسمت OA) بصورت خطی با رابطه:

$$P'_{hm} = K_p \gamma z \quad (40-4)$$

از Z_{cr} به بعد (قسمت AB) بصورت خطی با رابطه:

$$P'_{hm} = \sqrt{\frac{2K_0 P \gamma'}{K_a \pi}} \quad (41-4)$$

از Z_2 به بعد (قسمت BC) بصورت خطی با رابطه:

$$P'_{hm} = K_0 \gamma z \quad (42-4)$$

لازم به تذکر است که فشار جانبی به دست آمده از این روش، در بخشهای بالائی (حدود چند ده سانتیمتر) خاکریز ممکن است بیشتر از فشار جانبی در حالت سکون باشد مگر آنکه نیروی ناشی از غلتک خیلی زیاد باشد.

4-13- اثر سایر عوامل در ایجاد فشارهای جانبی

دیوارهای حایل کاربرد زیادی دارند و بنابراین در معرض نیروهای دیگر بجز از نیروهای آب و خاک نیز ممکن است قرار گیرند. در این قسمت، اثر سایر عوامل در ایجاد فشار جانبی ذکر می‌شود.

4-13-1- اثر تورم در فشار جانبی

رسهای بسیار پیش تحکیم یافته که دارای پتانسیل متورم شدن هستند ممکن است فشار جانبی بیش از آنچه بر اساس خواص پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده یا نشده آنها به دست می‌آید بر دیوارهای حایل وارد کنند. اینگونه فشارها را نمی‌توان به کمک روشهای تعادل حدی محاسبه کرد.

از این نوع خاکها نباید در اطراف دیوارهای نگهدارنده استفاده کرد. اصولاً استفاده از خاکهای رسی چه بعنوان خاکریز در پشت دیوارهای حایل و چه بعنوان خاک شالوده می‌تواند یکی از علل عمده خرابی محسوب شود (قسمت 8-11).

در صورتی که از رسهای متورم شونده بعنوان خاکریز در پشت دیوارهای حایل استفاده شود، می‌تواند با جذب آب بیشتر متورم شده و فشار جانبی قابل ملاحظه‌ای بر دیوار وارد کند. اگر بناچار از خاکهای رسی بعنوان خاکریز استفاده شود باید تحت شرایط کاملاً کنترل شده اجرا شود.

نباید از توده‌های رسی بعنوان خاکریزی استفاده کرد. بعلاوه باید از رطوبتی خیلی بیش از رطوبت بهینه استفاده کرد. علاوه بر علت بیان شده تورم در اثر یخزدگی نیز می‌تواند خطرناک باشد. افزایش رطوبت خاک سطحی و جذب آب توسط خاکهای با خاصیت

مویینگی در محل‌هایی که سطح آب نزدیک سطح زمین باشد می‌تواند رطوبت خاک را افزایش دهد.

پدیده مؤیینگی می‌تواند مقدار زیادی آب را به ترازهای بالاتر منتقل کند که در اثر سرد شدن منجر به ایجاد عدسیه‌های یخ در خاک می‌شود. این یخزدگی می‌تواند فشار جانبی اضافی بر دیوار حایل وارد کند.

با گرم شدن هوا، عدسیه‌های یخی ذوب شده و باعث افزایش رطوبت خاک می‌شوند. افزایش رطوبت ممکن است پارامترهای مقاومت برشی خاک را کاهش داده و باعث زیادتر شدن فشار جانبی خاک گردد.

برای ارزیابی فشار تورم، می‌توان از آزمایشات آزمایشگاهی استفاده کرد و این فشارها را در طراحی مدنظر قرار داد. بعلاوه می‌توان از یک لایه فیلتری مصالح زهکش بین دیوار و مصالح خاکریز، که دارای استعداد متورم شدن هستند، استفاده کرد. در این صورت فشار تورم کاهش می‌یابد و یا از بین می‌رود.

بطور خلاصه برای جلوگیری از پدیده یخزدگی در خاکریزها، می‌توان یکی از روشهای زیر را به کار برد:

الف- خاکریز را بطور دائمی از مرطوب شدن حفظ کرد. برای این کار می‌توان از سیستم زهکشی مناسب استفاده نمود و یا از یک مانع آب بند برای جلوگیری از رسیدن آب به خاکریز استفاده نمود.

ب- می‌توان از مصالح درشت دانه و سیستم زهکشی مناسب را به کار برد.

پ- در نزدیکی سطح خاکریز، از یک لایه نفوذ ناپذیر استفاده کرد و با تمهیدات مناسب از جمله شیب‌بندی لازم، آب‌های سطحی را از محدوده دیوار جمع‌آوری و به بیرون هدایت کرد.

4-13-2- اثر یخبندان بر فشار جانبی

وجود آب در خاکهای ریزدانه مانند سیلتها و سیلتهای رسی (CL, MH, ML, OL) می‌تواند در صورت برودت منجر به یخزدگی شود. اگر آب منفذی موجود در اینگونه خاکها یخ بزند فشار جانبی بیشتری می‌تواند بر دیوار حایل وارد کند. معمولاً در مناطق سردسیر، اگر آب یخ بزند می‌تواند حدود 9 درصد افزایش حجم پیدا کند. اگر خاک اشباع و دارای درجه پوکی معمولی یعنی در حدود 40 درصد باشد، می‌تواند در اثر یخزدگی، حدود 4 درصد افزایش حجم پیدا کند (48).

4-13-3- اثر تغییرات دما بر فشار جانبی

دیوارهای حایل می‌تواند در برابر انبساط و انقباض اعضایی که در معرض تغییرات درجه حرارت قرار می‌گیرند، قید ایجاد کنند و باعث ازدیاد فشارهای ناخواسته گردند. برای جذب این اثر، می‌توان از درزهای انبساط، غلتک یا مفصل استفاده کرد. بطور معمول این پدیده می‌تواند در پایه‌های انتهایی پلها و موارد مشابه به وجود بیاید.

4-13-4- اثر آب و هوا بر فشار جانبی

تغییرات آب و هوا می‌تواند به صورتهای گوناگون بر سیستم دیوارهای حایل تأثیر بگذارد. در این زمینه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف- انبساط و انقباض ناشی از تغییرات درجه حرارت می‌تواند نیروهای مهارهای دیوارهای حایل مهار شده را تغییر داده و در مواردی منجر به آسیب رسانی شود.

ب- انبساط خاک در اثر یخزدگی می‌تواند منجر به ازدیاد فشار جانبی گردد.

پ- افزایش رطوبت در خاکهای رسی می‌تواند فشار تورم را افزایش دهد. کاهش رطوبت می‌تواند باعث ایجاد ترکهای کششی شده و پایداری توده خاک را به خطر اندازد.

ت- تغییرات غیر طبیعی درجه حرارت مانند حرارت ناشی از دیگهای بخار و یا سردی ناشی از مواد برودت‌زا می‌تواند بارگذاری دیوارهای حایل را تغییر دهد. علاوه بر آن،

ممکن است منجر به ایجاد تغییر شکل در خاک یا دیوار و یا هر دو شود. بطور کلی دیوارهای حایل وزنی، بتن مسلح و دیوارهای ساخته شده از مصالح بنایی، ممکن است با حرکت خاک شالوده آسیب ببینند. حرکت خاک ممکن است در اثر پدیده تورم، در اثر یخ‌زدگی، یا تغییرات رطوبت در خاکهای متورم شونده باشد.

4-13-5- نیروهای ناشی از امواج

نیروهای جانبی ایجاد شده توسط امواج بستگی به طول، ارتفاع نقطه شکست، فرکانس، عمق و زاویه برخورد موج به دیوار دارد. امواج می‌توانند فشارهای جانبی قابل ملاحظه‌ای به دیوار حایل وارد کنند و لذا باید فشارهای دینامیکی آنها بدقت برآورد گردد. در شرایطی که دیوار حایل نسبتاً نفوذناپذیر است در طراحی، باید اختلاف ارتفاع آب در دو طرف دیوار ناشی از جزر و مد افزایش داده شود. برای این منظور باید اختلاف ارتفاع آب در سمت خاکریز (بالادست) و ارتفاع آب در پایین دست (سمت لایروبی دیوار) را بیشتر در نظر گرفت. نحوه ملاحظه اثر موج، افزایش اختلاف ارتفاع آب در بالادست و پایین دست به اندازه حداقل نصف ارتفاع موج ایستایی است که حادث می‌شود. در شرایطی که دیوار حایل نفوذ ناپذیر، مصالح نفوذپذیری را نگه می‌دارد، باید این اثر موج، که بتدریج تراز آب را در منطقه خاکریزی افزایش می‌دهد در نظر گرفته شود.

4-13-6- نیروهای کشتی و قایق

اگر چه طراحی یک دیوار حایل برای نیروهای ضربه‌ای ناشی از کشتیهای بزرگ غیر عملی است، اما در هر حال، سازه‌های ساحلی و مجاور آب می‌توانند در معرض ضربات و نیروهای کشتی ناشی از قایقهای کوچک یا کشتیهای کوچک‌تر که در اثر باد یا جریانهای دریایی به وجود می‌آید قرار گیرند. احداث پشته‌های خاکریز محافظت کننده مستغرق در آب، می‌تواند احتمال خطر برخورد را کاهش دهد. اگر دیوار سپری در معرض ضربات کشتی قرار گیرد می‌توان سیستم حایلی برای آن ایجاد کرد تا انرژی برخورد را جذب و توزیع کند.

در هر حال، طراح باید خطرات برخورد و خسارات احتمالی وارده را دقیقاً ارزیابی کند. اگر شرایط ایجاب می‌کند که نیروهای برخورد باید در طراحی مدنظر قرار گیرند، در این صورت باید این نیروها را بر اساس میزان انرژی جذب شده توسط دیوار ارزیابی کرد. بزرگی و محل انتقال این نیروها به دیوار، بستگی به جرم کشتی، سرعت نزدیک شدن آن به دیوار و نیز زاویه میل نزدیک شدن آن به دیوار دارد.

4-13-7- کشش مهارها

نیروهای جانبی کششی ایجاد شده به وسیله کشتیها بستگی به جرم آنها، فشار ناشی از باد و نیروهای جریانهای دریایی دارد. این نیروها می‌توانند بسیار زیاد و قابل ملاحظه باشند. لذا توصیه می‌شود از سیستم‌های مجزا از دیوار حایل سپری، برای انتقال نیروهای ناشی از مهارها ایجاد گردد.

4-13-8- نیروی ناشی از یخ

حرکت توده‌های یخی می‌تواند سازه‌های مجاور آب را تحت فشار قرار دهد. نیروهای جانبی ناشی از فشار توده یخ شناور و یا انبساط حجم آب در اثر یخ‌زدن، می‌تواند قابل ملاحظه باشد. یخ‌زدگی آب در حفرات خاکریز پشت دیوارها نیز می‌تواند منشاء دیگری برای ایجاد نیروی جانبی باشد. این اثر می‌تواند با استفاده از ماسه، شن و سایر مصالح زهکش و سیستم زهکشی مناسب و با جمع‌آوری آب نفوذ کرده به درون خاکریز برطرف شود.

4-13-9- نیروی باد

باد می‌تواند طی ساخت و یا دوران بهره‌برداری دیوارهای حایلی که در محلهای باز قرار دارند نیروهای جانبی ایجاد کند. برای دیوارهای حایل سپری تا ارتفاع حدود 6 متر (20 فوت) که در معرض وزش تند بادهای با سرعت تا 100 مایل بر ساعت قرار می‌گیرند یک بار گسترده یکنواخت معادل حدود 245 کیلوگرم بر مترمربع (50 پوند بر فوت مربع) فرض می‌شود.

در شرایط معمولی و برای دیوارهای تا ارتفاع 6 متر بار طراحی 146 کیلوگرم

30) پوند بر فوت مربع) کافی است. برای شرایط خیلی حاد، بارگذاری باد باید طبق آیین‌نامه‌ها محاسبه و اعمال شود (49).

4-14- مشخصات مصالح

یکی از مهمترین عواملی که در طراحی دیوارهای حایل مؤثر است مشخصات خاکریز است. چه، نوع خاکریز می‌تواند تا حد زیادی در تعیین فشار جانبی مؤثر باشد. بعلاوه مسائلی از قبیل قابلیت زهکشی، تورم‌پذیری، تراکم‌پذیری و پارامترهای مقاومت برشی خاک می‌تواند تا حد زیادی چه در طراحی اولیه و چه در طراحی نهایی دیوار تأثیر گذار باشند. بر اساس خواصی از خاک که در بالا اشاره شد می‌توان پنج دسته خاک را که ممکن است در عمل بعنوان خاکریز و یا خاک شالوده دیوارهای حایل استفاده شود، برشمرد:

الف - دسته A شامل: خاکهای SP, SW, GP, GW

ب - دسته B شامل: SM-SW, SM-SP, GM-GW, GM-GP

پ - دسته C شامل: SC, SM, GC, GM

ث - دسته D شامل: CH, CL, MH, ML

ج - دسته E شامل: خاک رس بصورت توده‌ای

در عمل، توصیه اکید می‌شود که مصالح دسته A و بطور کلی مصالح درشت دانه بعنوان خاکریز پشت دیوارهای حایل استفاده شود. از رس یا سایر خاکهای ریز دانه و همچنین خاکهای دانه‌ای که محتوی مقدار قابل ملاحظه‌ای رس و لای (معمولاً بیشتر از 15 درصد) باشد بعنوان خاکریز پشت دیوارهای حایل استفاده نمی‌شود. اگر به ناچار، استفاده از اینگونه مصالح اجتناب ناپذیر باشد، با توجه به قابلیت زهکشی نه چندان خوب اینگونه خاکها، فشار جانبی بیشتری به دیوار اعمال می‌شود. بعلاوه مسائلی همچون تورم و یخزدگی آنها می‌تواند فشار جانبی بیشتری بر دیوار وارد کند.

برآورد فشار جانبی در حالت محرک و مقاوم بستگی به تخمین مقدار اصطکاک بین خاکریز و وجه پشتی دیوار دارد. معمولاً اثر اصطکاک دیوار خاکریز فشار جانبی محرک ناچیز است و می‌تواند صرف‌نظر شود مگر آنکه نشست دیوار قابل ملاحظه باشد. تأثیر اصطکاک بر روی فشار جانبی مقاوم قابل توجه است. در حالت لرزه‌ای نیز برای برآورد

فشار جانبی خاکریزهای دانه‌ای، اصطکاک بین دیوار و خاکریز اثر چندانی بر روی فشار جانبی محرک ندارد، حال آنکه اثر بسیاری بر فشار جانبی مقاوم دارد (50)، لذا بهبود خواص خاک می‌تواند اثر بیشتری بر خاک منطقه مقاوم داشته باشد و ضرایب اطمینان را بالاتر ببرد. در طراحی دیوارهای حایل، زاویه اصطکاک بین دیواره و خاک معمولاً δ بین $0/5\phi$ تا $0/7\phi$ در نظر گرفته می‌شود (2). جدول 4-4 مقادیر اصطکاک و چسبندگی بین دو سطح تماس مصالح مختلف را نشان می‌دهد (51).

جدول 4-4- اصطکاک و چسبندگی بین مصالح مختلف (51)

زاویه اصطکاک بین دو مصالح (درجه)	مصالح دیگر
	بتن بر روی مصالح زیر:
35	* سنگ بکر و تمیز
29 - 31	* شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، ماسه درشت
24 - 29	* ماسه تمیز ریز تا متوسط، ماسه متوسط تا درشت مخلوط با سیلت، شن لای‌دار، شن رس‌دار
19 - 24	* ماسه تمیز ریز، ماسه ریز تا متوسط دارای رس یا سیلت
17 - 19	* سیلت محتوی ماسه ریز، سیلت غیر خمیری
26 - 22	* رس خیلی سفت، رس سخت، رس پیش تحکیم یافته
	سپهرهای فولادی بر روی مصالح زیر:
22	* شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه‌بندی شده
17	* ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه محتوی لای، سنگریزه‌های سخت با دانه‌بندی یکنواخت
14	* ماسه لای‌دار، شن یا ماسه مخلوط با لای یا رس
11	* لای محتوی ماسه ریز، لای غیر خمیری
	بتن شکل داده شده یا سپهرهای بتنی بر روی مصالح زیر:

22 - 26	*شن تمیز، مخلوط شن و ماسه، سنگریزه خوب دانه‌بندی شده
17 - 22	*ماسه تمیز، مخلوط شن و ماسه محتوی سیلت
17	*ماسه لای دار، شن یا ماسه مخلوط با لای یا رس
14	*سیلت محتوی ماسه ریز، سیلت غیر خمیری
	مصالح سازه‌ای متنوع :
	آجر روی آجر، سنگ‌های آذرین و دگرگونی
35	*سنگ نرم پوشیده شده بر روی سنگ نرم پوشیده شده
33	*سنگ سخت پوشیده شده بر روی سنگ نرم پوشیده شده
29	*سنگ سخت پوشیده شده بر روی سنگ سخت پوشیده شده
6	*آجر روی چوب (در سطح مقطع)
17	*فولاد روی فولاد در اتصال دادن سپرها
مقدار چسبندگی بین دو سطح (kPa) *	چسبندگی دو سطح * (مقاومت برشی زهکشی نشده بر حسب kPa)
0 - 12	*خاک‌های چسبنده خیلی نرم (0-12)
12 - 24	*خاک‌های چسبنده نرم (12-24)
24 - 27	*خاک‌های چسبنده متوسط (24-49)
37 - 46	*خاک‌های چسبنده سفت (49-97)
46 - 63	*خاک‌های چسبنده خیلی سفت (97-195)

(* تذکر: اعداد از سیستم واحدهای انگلیسی به فارسی برگردانده شده‌اند.)

فصل پنجم

فشار جانبی وارد بر دیوارهای حایل در شرایط زلزله

5-1- مقدمه

در شرایط زلزله خاک می‌تواند فشار جانبی بیشتری بر دیوارهای حایل وارد کند. این فشار می‌تواند به روش مونونوبه - اکابه برآورد شود. در این روش، اثر زلزله بصورت نیروهای شبه استاتیکی و به کمک شتابهای ثابت افقی و قائم اعمال می‌گردد. شتاب ثابت افقی بصورت $a_h = k_h g$ و شتاب ثابت قائم بصورت $a_v = k_v g$ تعریف می‌شوند که g شتاب جاذبه زمین و k_h و k_v به ترتیب ضرایب شتاب زلزله در جهات افقی و قائم هستند. نیروهای ناشی از زلزله بر گوه گسیختگی می‌تواند با $k_h W$ و $k_v W$ تعریف شود که در آن W وزن گوه خاک است (شکل 5-1). نکات لازم در انتخاب k_h و k_v در قسمت 5-10 ارائه خواهد شد.

در روش مونونوبه - اکابه فرض می‌شود حرکت دیوار به حد کافی انجام می‌شود بطوریکه مقاومت برشی خاک در سطح گسیختگی گوه با سایر خاک بطور کامل جاری می‌گردد (مانند فرضیه روش کولمب). نیروی جانبی محرک ناشی از زلزله P_{ae} که از روش

مونونوبه-اکابه به دست می‌آید از نیروی جانبی استاتیکی P_a بزرگتر و نیروی جانبی مقاوم در شرایط زلزله P_{pe} از نیروی جانبی استاتیکی P_p کوچکتر است.

5-2- روش کولمب

شیوه معمول ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای حایل بر اساس روش شبه استاتیکی انجام می‌شود که ضرایب لرزه‌ای، بر حسب کسری از شتاب جاذبه زمین، برای تعیین نیروهای اینرسی ناشی از زلزله استفاده می‌شود. اگر چه رفتار دیوارهای حایل بسیار پیچیده‌تر از آن است که در این روش ساده عمل می‌شود، اما این شیوه کاربرد، هنوز تقریباً در همه نقاط دنیا معمول است.

زاویه اینرسی لرزه‌ای، ψ ، در شرایط زلزله با فرض شتاب افقی یکنواخت $k_h g$ و شتاب قائم $k_v g$ ، با رابطه زیر معرفی می‌شود:

$$\psi = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (1-5)$$

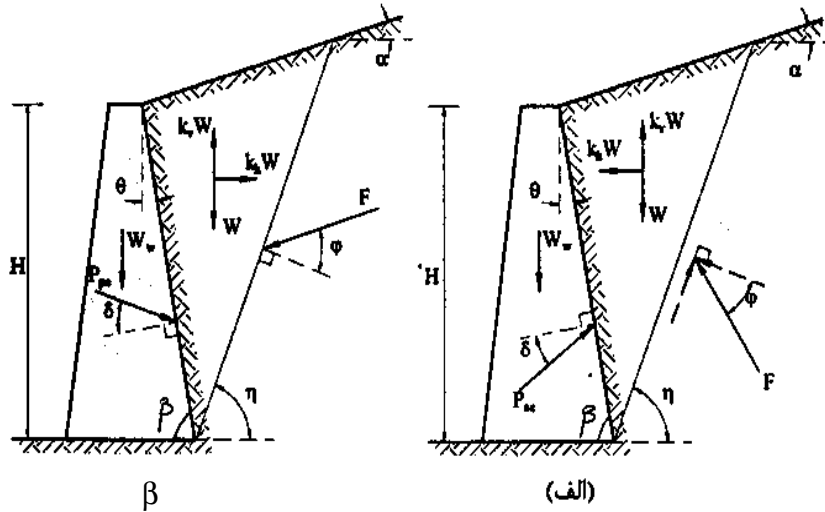
که در آن:

g = شتاب جاذبه زمین است.

معادله مونونوبه-اکابه با اعمال نیروهای افقی و قائم با شتابهای ذکر شده و توده گسیختگی کولمب به دست می‌آید (52 و 53).

5-2-1- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیبدار و همگن

دیوار و خاکریز مجاور آن با خاک دانه‌ای، تحت اثر نیروی زلزله در جهات افقی و قائم، در شکل 5-1 نشان داده شده است. نیروهای زلزله بصورت شبه استاتیکی (استاتیکی معادل) و با مقادیر $k_h W$ و $k_v W$ مشخص شده‌اند.



شکل 3-5-1- تأثیر زلزله بر نیروی جانبی خاک به روش مونونوبه - اکابه: الف - حالت محرک خاک،
ب - حالت مقاوم خاک.

فشار جانبی محرک در عمق دلخواه z از راس دیوار (شکل 3-5) را می‌توان از رابطه
(2-5) به‌دست آورد (41):

$$p_{ae} = K_{ae} \left[\gamma z + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (2-5)$$

K_{ae} ضریب فشار محرک خاک در حالت عملکرد زلزله است و بر اساس رابطه زیر
محاسبه می‌شود:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \psi)}{\cos(\theta + \delta + \psi) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3-5)$$

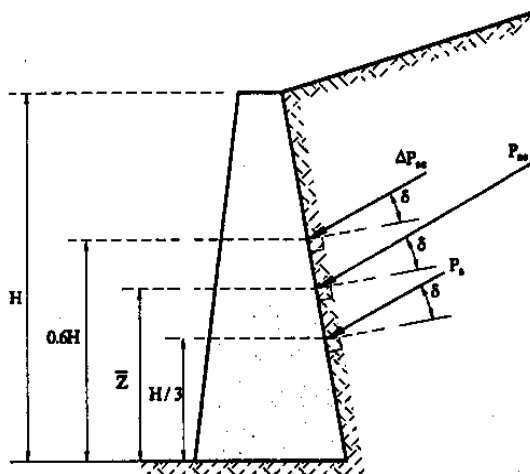
زاویه سطح شکست خاکریز با سطح افق، η_{ae} ، نیز از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\eta_{ae} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \alpha) + c_1}{c_2} \right] \quad (4-5-الف)$$

$$c_2 = 1 + [\tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \alpha) + \cot(\phi - \psi - \theta)]] \quad (4-5-ب)$$

برای تعیین نیروی جانبی محرک، می‌توان مساحت زیر نمودار توزیع فشار را محاسبه کرد. در حالت بدون سربار خارجی ($q=0$)، نیروی جانبی محرک P_{ae} وارد بر واحد طول دیوار، به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (5-5)$$



شکل 2-5- نحوه تعیین محل اثر نیروهای P_{ae} و ΔP_{ae} در حالت بدون سربار

دقت شود که در شرایط غیر زلزله، ψ برابر صفر و در نتیجه $K_{ae}=K_a$ خواهد بود. برای تعیین نقطه اثر نیروی جانبی خاک در حالت عملکرد زلزله P_{ae} که از رابطه (5-5) به دست می‌آید، می‌توان مطابق شکل 2-5، از روش توصیه شده توسط Seed and Whitman استفاده کرد (54).

در این روش فرض می‌شود:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \quad (6-5)$$

که P_a فشار جانبی خاک در حالت محرک در شرایط غیر زلزله (ψ برابر صفر) بوده و از روابط (3-5) و (5-5) محاسبه می‌شود و ΔP_{ae} جزئی از نیروی جانبی است که به وسیله

زلزله ایجاد می‌شود. حال به فرض این که ΔP_{ae} به فاصله ارتفاع 0/6 از پای دیوار اثر کند، فاصله نقطه اثر P_{ae} از پای دیوار ($\bar{z}$) را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$\bar{z} = \frac{P_a \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta P_{ae} (0.6H)}{P_{ae}} \quad (7-5)$$

5-2-2- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیبدار و همگن

شدت فشار جانبی مقاوم خاکریز دانه‌ای لایه‌ای بر روی وجه پشتی دیوار در نقطه معین در عمق z از راس دیوار (شکل 5-3) از معادله زیر به دست می‌آید (41):

$$P_{pe} = K_{pe} \left[\gamma z + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (8-5)$$

K_{pe} = ضریب فشار مقاوم خاک در حالت عملکرد زلزله است و بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(j + q - y)}{\cos^2 q \cos y \cos(q - d - y) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(j + d) \sin(j + a - y)}{\cos(q - d - y) \cos(q - a)}} \right]^2} \quad (9-5)$$

زاویه سطح شکست خاکریز با سطح افق، η_{pe} ، نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\eta_{pe} = \psi - \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi + \alpha - \psi) + c_3}{c_4} \right] \quad (10-5 \text{ الف})$$

در حالت بدون سربار خارجی ($q=0$)، نیروی جانبی مقاوم P_{pe} وارد بر واحد طول دیوار با در نظر گرفتن اثر زلزله به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (11-5)$$

که در آن:

P_{ae} = فشار جانبی محرک وارد بر سطح دیوار در عمق z بر حسب کیلو پاسکال

P_{pe} = فشار جانبی مقاوم وارد بر سطح دیوار در عمق z بر حسب کیلو پاسکال

- ϕ = زاویه اصطکاک داخلی بر حسب درجه
- γ = وزن مخصوص خاک بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب
- K_{ae} = ضریب فشار جانبی محرک در حالت زلزله
- K_{pe} = ضریب فشار جانبی مقاوم در حالت زلزله
- ψ = زاویه اینرسی لرزه‌ای ناشی از زلزله بر حسب درجه
- θ = زاویه وجه پشتی دیوار با امتداد قائم بر حسب درجه ($\theta = 90 - \beta$)
- α = زاویه سطح خاکریز پشت دیوار با امتداد افقی بر حسب درجه
- δ = زاویه اصطکاک وجه پشتی دیوار با خاکریز بر حسب درجه
- η_{ae} = زاویه شکست خاکریز با افق در حالت محرک بر حسب درجه
- η_{pe} = زاویه شکست خاکریز با افق در حالت مقاوم بر حسب درجه
- q = شیب سربار گسترده یکنواخت وارد بر سطح خاکریز بر حسب کیلو پاسکال
- H = ارتفاع دیوار بر حسب متر
- P_{ae} = نیروی جانبی محرک وارد بر واحد طول دیوار بر حسب کیلو نیوتن
- P_{pe} = نیروی جانبی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار بر حسب کیلو نیوتن

5-2-3- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیبدار و لایه‌ای

با توجه به شکل 5-3، شدت فشار جانبی محرک خاکریز دانه‌ای لایه‌ای بر روی وجه

پشتی دیوار ناشی از لایه i ام با رابطه زیر به دست می‌آید (41):

$$P_{aei} = K_{aei} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (12-5)$$

(13-5)

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta_i + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i - \alpha - \psi)}{\cos(\theta + \delta_i + \psi) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

زاویه سطح شکست لایه i ام با سطح افق نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\eta_{aei} = \phi_i - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi_i - \psi - \alpha) + c_1}{c_2} \right] \quad (14-5 \text{ الف})$$

(14-5 ب)

$$c_1 = \sqrt{\tan(\phi_i - y - a)[\tan(\phi_i - y - a) + \cot(\phi_i - y - q)][1 + \tan(\phi_i + y + q)\cot(\phi_i - y - q)]}$$

$$c_2 = 1 + [\tan(\delta_i + \psi + \theta)[\tan(\phi_i - \psi - \alpha) + \cot(\phi_i - \psi - \theta)]] \quad (14-5 \text{ ب})$$

4-2-5- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز غیر چسبنده، شیبدار و لایه‌ای

با توجه به شکل 3-5، شدت فشارهای جانبی مقاوم خاکریز دانه‌ای لایه‌ای بر روی وجه پشتی دیوار در نقطه معین از لایه i ام از معادله زیر به دست می‌آید (41):

$$p_{pei} = K_{pei} \left[\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + \frac{q \cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \right] \cos \theta \quad (15-5)$$

(16-5)

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\theta - \delta_i - \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i) \sin(\phi_i + \alpha - \psi)}{\cos(\theta - \delta_i - \psi) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

زاویه سطح شکست لایه i ام با سطح افق نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\eta_{pei} = \psi - \phi_i + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi_i + \alpha - \psi) + c_3}{c_4} \right] \quad (17-5 \text{ الف})$$

(17-5 ب)

$$c_3 = \sqrt{\tan\phi_i + \alpha - \psi)[\tan\phi_i + \alpha - \psi) + \cot\phi_i + \theta - \psi)][1 + \tan\delta_i - \theta + \psi)\cot\phi_i + \theta - \psi)]}$$

$$c_4 = 1 + [\tan(\delta_i - \theta + \psi)[\tan(\phi_i + \alpha - \psi) + \cot(\phi_i + \theta - \psi)]] \quad (17-5 \text{ پ})$$

که در آن:

P_{aei} = فشار جانبی محرک وارد بر سطح دیوار در زیر لایه i ام بر حسب کیلو پاسکال

P_{pei} = فشار جانبی مقاوم وارد بر سطح دیوار در زیر لایه i ام بر حسب کیلو پاسکال

ϕ_i = زاویه اصطکاک داخلی خاک لازم i ام بر حسب درجه

γ_j = وزن مخصوص خاک لایه j ام بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب

h_j = ضخامت لایه j ام بر حسب متر

K_{aei} = ضریب فشار جانبی محرک لایه i ام در حالت زلزله

K_{pei} = ضریب فشار جانبی مقاوم لایه i ام در حالت زلزله

p = زاویه اینرسی لرزه‌ای ناشی از زلزله بر حسب درجه

θ = زاویه وجه پشتی دیوار با امتداد قائم بر حسب درجه ($\theta = 90 - \beta$)

α = زاویه سطح خاکریز پشت دیوار با امتداد افقی بر حسب درجه

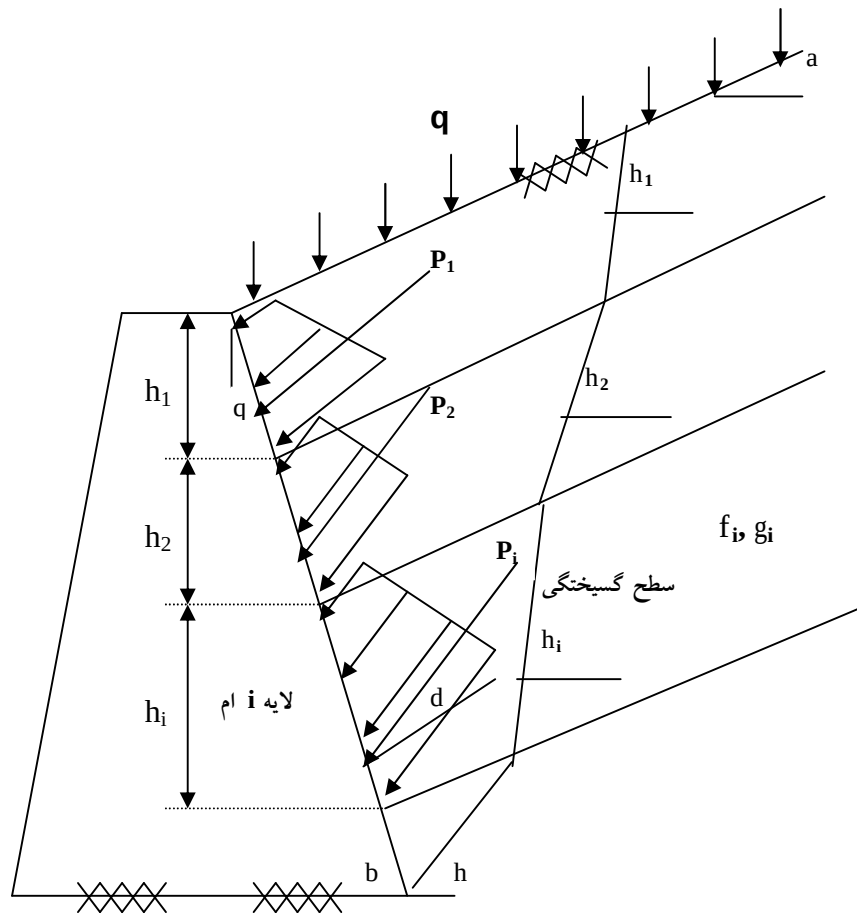
δ_i = زاویه اصطکاک وجه پشتی دیوار با خاکریز لایه i ام بر حسب درجه

η_{aei} = زاویه سطح شکست خاکریز لایه i ام با افق در حالت محرک بر حسب درجه

η_{pei} = زاویه سطح شکست خاکریز لایه i ام با افق در حالت مقاوم بر حسب درجه

q = شیب سربار گسترده یکنواخت وارد بر سطح خاکریز بر حسب کیلو پاسکال

H = ارتفاع دیوار بر حسب متر



شکل 5-3- توزیع فشار جانبی بر روی دیوار حایل ناشی از خاکریز لایه‌ای

5-2-5- فشار جانبی محرک (فعال) خاکریز چسبنده

فشار جانبی محرک در خاکریز چسبنده و زاویه شکست با امتداد افق به ترتیب عبارتند از (41):

$$p_{aei} = \frac{\sum_{j=1}^i (\gamma_j h_j + q) \sin(\eta_{aei} + \psi)}{\cos \psi \sin \eta_{aei}} - \frac{c_i}{\cos \eta_{aei} \sin \eta_{aei}} \quad (18-5)$$

$$\eta_{aei} = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum_{j=1}^i \gamma_j h_j + 2q}{2c_i} \right)} \tan \psi \quad (19-5)$$

که در آن:

p_{aei} = فشار جانبی محرک وارد بر سطح دیوار بر حسب کیلو پاسکال

γ_j = وزن مخصوص خاک بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب

h_j = ضخامت لایه بر حسب متر

q = شدت سربار یکنواخت وارد بر سطح خاکریز بر حسب کیلو پاسکال

c_i = چسبندگی خاک بر حسب کیلو پاسکال

لازم بتذکر است که هنگام محاسبه نیروی جانبی کل، از کشش ایجاد شده در رابطه (18-5)، صرف نظر می شود.

5-2-6- فشار جانبی مقاوم (غیر فعال) خاکریز چسبنده

در حالت لرزه‌ای، برای سهولت در محاسبات، می توان فشار جانبی مقاوم وارد بر دیوار را از رابطه زیر، که برای حالت غیر لرزه‌ای هم استفاده می شود، به کار برد (41):

$$P_{pi} = \sum_{j=1}^i (\gamma_j h_j + q) + 2c_i \quad (20-5)$$

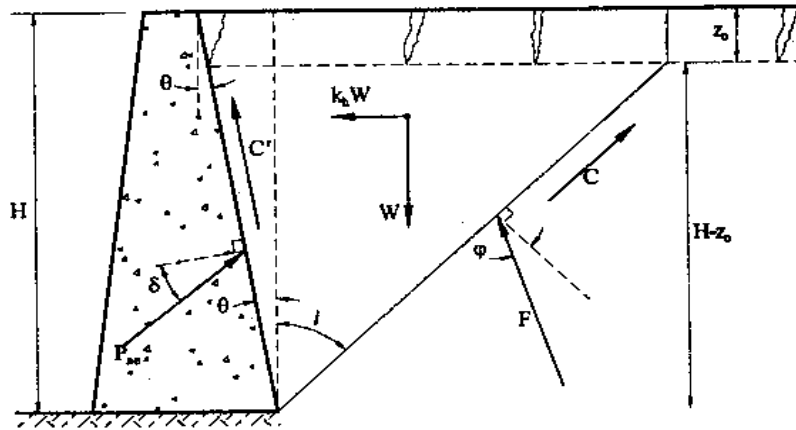
که در آن:

p_{pi} = فشار جانبی مقاوم وارد بر سطح دیوار در انتهای لایه i ام بر حسب کیلو پاسکال

5-2-7- محاسبه نیروی جانبی

برای محاسبه نیروی جانبی وارد بر طول دیوار، می توان مساحت زیر نمودار توزیع فشارهای به دست آمده را در هر یک از حالات ذکر شده قبل محاسبه کرد. در محاسبه

نیروی جانبی با استفاده از توزیع به‌دست آمده در رابطه (5-18) برای خاکریزهای چسبنده، باید از فشار منفی (کشش ایجاد شده) صرف‌نظر گردد. ضمناً امتداد توزیع فشار و نیروی برآیند در هر لایه نسبت به امتداد عمود بر وجه پشتی دیوار با زاویه δ بوده و برای هر لایه ممکن است متفاوت باشد.



شکل 4-5- سطح گوه‌ای لغزش در خاک c-j مجاور دیوار حایل

5-2-8- نیروی جانبی محرک (فعال) خاکریز چسبنده- اصطکاکی (c - f)

روش مونوبوه-اکابه برای برآورد نیروی جانبی محرک خاکریز با در نظر گرفتن اثر زلزله، برای خاک چسبنده- اصطکاکی نیز تعمیم داده شده است (55 و 56). شکل 4-5 سطح گوه‌ای لغزش خاک چسبنده - اصطکاکی در مجاورت یک دیوار حایل را در هنگام زلزله نشان می‌دهد. عمق ترک کششی در این خاک برابر است با:

$$z_o = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (21-5)$$

که در آن:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi / 2) \quad (22-5)$$

با در نظر گرفتن پارامترهای نشان داده شده در شکل 4-5، نیروی جانبی محرک خاکریز در حالت عملکرد زلزله را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

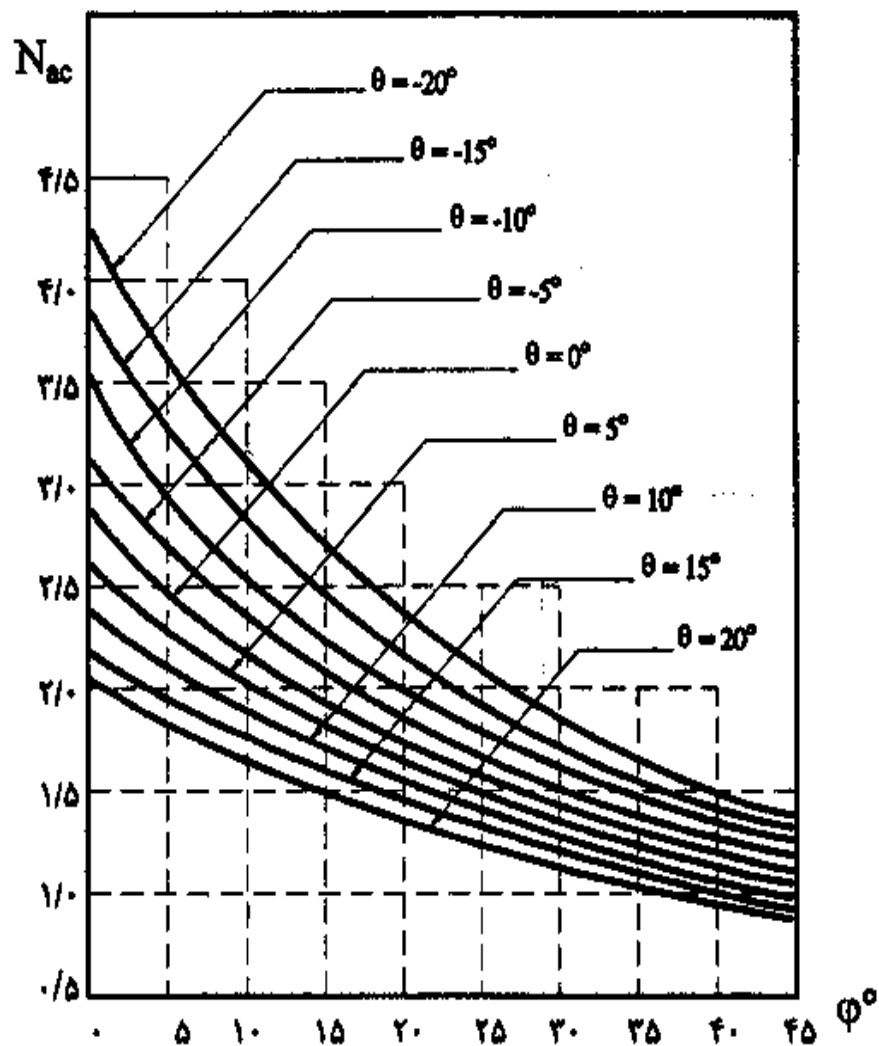
$$P_{ae} = \gamma(H - z_o)^2 N'_{ay} - c(H - z_o)N'_{ac} \quad (23-5)$$

که در آن ضرایب N'_{ay} و N'_{ac} به صورت زیر تعیین می‌شود:

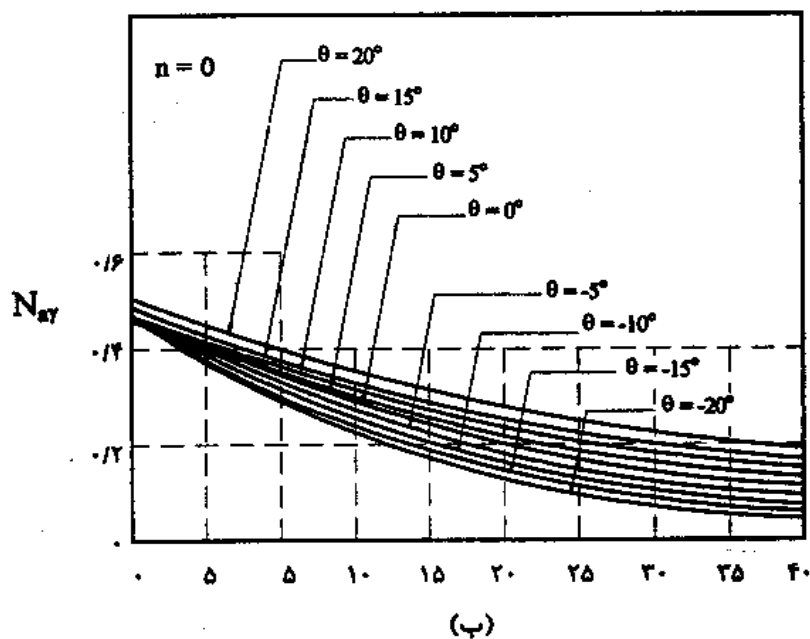
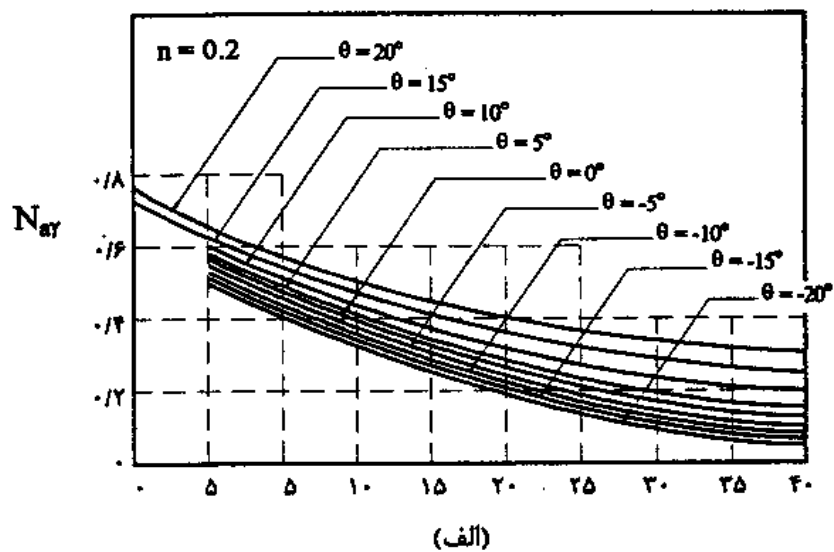
ضریب N_{ac} با استفاده از شکل 5-5 تعیین شده و آنگاه $N'_{ac} = N_{ac}$ گرفته می‌شود. ضریب N_{ay} برای دو حالت n برابر 0/2 و صفر، به ترتیب از شکل‌های 5-6-الف و 5-6-ب تعیین می‌شود که در آن n با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$n = \frac{z_o}{H - z_o} \quad (24-5)$$

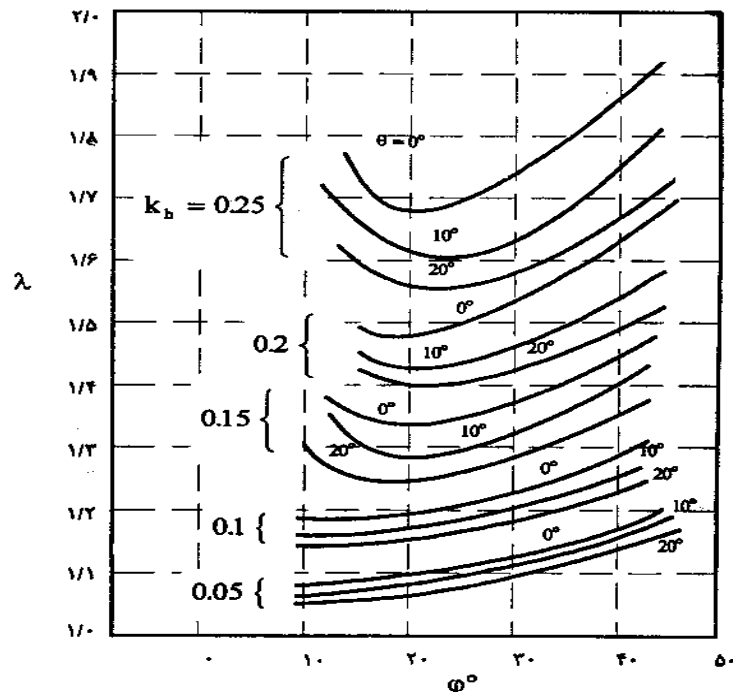
همچنین ضریب λ با استفاده از شکل 5-7 تعیین و نهایتاً $N'_{ay} = \lambda N_{ay}$ در نظر گرفته می‌شود.



شکل 5-5- منحنی تغییرات $N'_{ac} = N_{ac}$ بر حسب ϕ و θ



شکل 5-6- منحنی N_{ag} بر حسب z و q ، الف - برای $n=0/2$ ، ب - برای $n=0$


 شکل 5-7- منحنی تغییرات ضریب k_h بر حسب k_0 و θ

3-5- فشار جانبی ناشی از زلزله در خاکهای اشباع

معادله مونونویه-اکابه برای حالت خاکریز اشباع هم استفاده می شود. برای خاکریز اشباع، معمولاً فرض می شود آب منفذی با دانه های خاک حرکت می کند (61). این فرض بستگی به ضریب نفوذپذیری خاک دارد که در قسمت 5-6 بحث خواهد شد. اگر گوه گسیختگی در روش کولمب کاملاً اشباع باشد نیروی اینرسی ناشی از شتاب افقی زلزله، متناسب با وزن مخصوص اشباع خاک، γ_{sat} و نیروی وزن در جهت قائم، متناسب با وزن مخصوص شناور γ' خواهد بود که $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ است. بنابراین برای یک خاکریز همگن اشباع، ضریب شتاب افقی زلزله با رابطه زیر معرفی می شود (41 و 57):

$$k'_h = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} k_h \quad (25-5)$$

ضمناً ضریب زلزله در جهت قائم، k_v ، برای خاکریز اشباع تغییری نمی کند.

با داشتن k_v و k_h می‌توان زاویه اینرسی لرزه‌ای ظاهری ψ' را از رابطه (5-1) محاسبه کرده و از آنجا توزیع فشار جانبی را با استفاده از معادلات (5-2)، (5-8)، (5-12)، (5-15)، (5-18) و (5-20) و با جایگذاری γ' بجای γ_{sat} و ψ' به جای ψ برای هر لایه به دست آورد.

5-4- فشار جانبی ناشی از زلزله در خاکهای نیمه مستغرق در آب

در حالتی که بخشی از خاکریز پشت دیوار در زیر سطح آب باشد وزن مخصوص هر لایه خاک در بالای سطح آب γ_{wet} (وزن مخصوص معمولی) و در زیر سطح آب γ' مربوط به همان لایه خواهد بود. ضمناً k_h هر لایه در زیر سطح آب با استفاده از رابطه (5-25) و زاویه ψ' مربوطه محاسبه می‌شود. مجدداً می‌توان از روابط (5-2)، (5-8)، (5-12)، (5-15)، (5-18) و (5-20) استفاده کرد و برای هر لایه بالای سطح آب با استفاده از γ_{wet} و ψ مربوطه توزیع فشار جانبی و از آنجا نیروی وارد بر واحد طول دیوار را محاسبه نمود.

5-5- محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله (روشی ساده‌تر)

در حالت خاصی که سطح خاکریز دانه‌ای افقی و دارای لایه‌بندی با مشخصات متفاوت باشد می‌توان از روش ساده شده‌ای برای محاسبه نیروهای جانبی ناشی از زلزله در حالت محرک و مقاوم استفاده کرد. در این روش همان معادلات قسمت 5-2 به کار می‌رود و اصلاحاتی برای تفاوت لایه‌ها و اشباع بودن احتمالی بعضی از لایه‌های خاکریز اعمال می‌گردد. ضمناً فرض می‌شود تراز آب در دو طرف دیوار برابر نیست. با توجه به شکل 5-8، ضخامت لایه‌ها به ترتیب از پائین به بالا با H_1 تا H_n و وزن مخصوص لایه دلخواه m ام با γ_m نشان داده می‌شود. اگر این لایه در زیر سطح آب باشد γ_m وزن مخصوص اشباع و γ'_m وزن مخصوص ظاهری آن است. چنانچه این لایه بالای سطح آب قرار داشته باشد γ_m وزن مخصوص معمولی آن است.

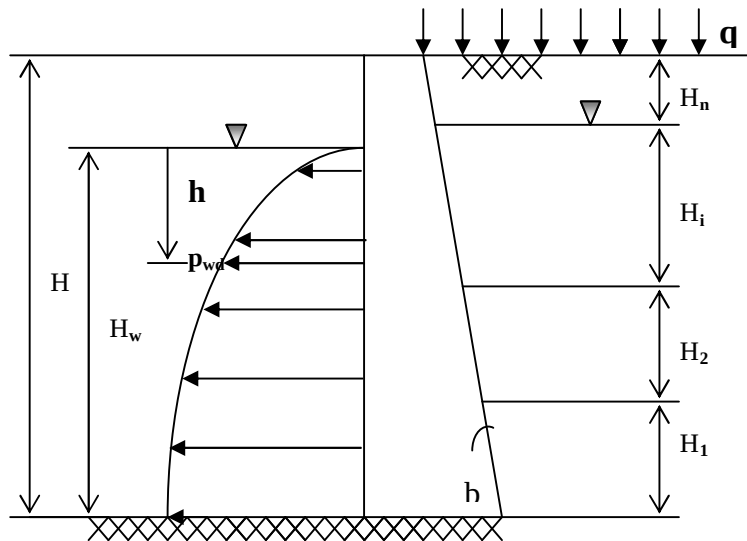
برای محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار می‌توان از مراحل زیر استفاده نمود:

گام 1- محاسبه متوسط وزنی زاویه اصطکاک داخلی برای خاکریز از:

$$\phi_{av} = \frac{1}{H} \sum_{k=1}^n \phi_k H_k \quad (26-5)$$

گام 2- محاسبه متوسط وزنی زاویه اصطکاک خاکریز و وجه دیوار از:

$$\delta_{av} = \frac{1}{H} \sum_{k=1}^n \delta_k H_k \quad (27-5)$$



شکل 5-8- خاکریز لایه‌ای

گام 3- محاسبه وزن مخصوص معادل گوه گسیختگی با استفاده از وزن مخصوص هر

لایه که درون گوه گسیختگی قرار می‌گیرد از:

$$\gamma_{eq} = \sum_{k=1}^n \frac{H_k}{H} \left[\frac{2 \sum_{j=1}^k H_j - H_k}{H} \right] \gamma_k \quad (28-5)$$

که در آن:

γ_{eq} = وزن مخصوص معادل کل گوه گسیختگی

n = تعداد لایه‌های خاکریز

H_k = ضخامت لایه k ام بر اساس شکل 8-5

γ_k = وزن مخصوص لایه k ام، چنانچه بالای سطح آب باشد γ_{wet} همان لایه و چنانچه زیر سطح آب باشد g' همان لایه خواهد بود.

گام 4- محاسبه ضریب شتاب جاذبه افقی برای کل خاکریز از رابطه:

$$k'_h = \frac{qH + \sum_{k=1}^n \left[H_k \gamma_k \left(2 \sum_{j=1}^k H_j + H_k \right) \right]}{qH + \sum_{k=1}^n \left[H_k \gamma'_k \left(2 \sum_{j=1}^k H_j + H_k \right) \right]} k_h \quad (29-5)$$

که در آن:

k'_h = ضریب شتاب جاذبه افقی معادل برای کل گوه گسیختگی

γ'_k = وزن مخصوص لایه k ام، اگر بالای سطح آب باشد γ_{wet} همان لایه و چنانچه زیر سطح آب باشد γ' همان لایه خواهد بود.

گام 5- تعیین وزن مخصوص لایه

گام 6- تعیین ψ با استفاده از k'_h گام 4 و k_v از:

$$\tan \psi' = \frac{k'_h}{1 - k_v} \quad (30-5)$$

گام 7- تعیین K_{pe} و K_{ae} با داشتن δ_{av} و ϕ_{av}

گام 8- محاسبه نیروی جانبی محرک وارد بر واحد طول دیوار از:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma_{eq} K_{ae} (1 - k_v) H^2 \quad (31-5)$$

و نیروی جانبی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار از:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma_{eq} K_{pe} (1 - k_v) H^2 \quad (32-5)$$

5-6- فشار جانبی خاکریزهای درشت دانه در شرایط زلزله

در شرایطی که خاکریز پشت دیوار خیلی درشت باشد (مانند شن یا سنگ)، اسکلت خاک و آب منفذی در شرایط زلزله، مستقل از هم حرکت می‌کنند. معمولاً ضریب نفوذپذیری k بعنوان مبنائی برای این حرکات مستقل به کار می‌رود (58).

مقادیر 10^{-2} سانتی‌متر تا 10 سانتی‌متر برای k بعنوان شرایط انتقالی حرکت جدا از هم آب و دانه‌های خاک، و یا حرکت توأمان آنها در نظر گرفته می‌شود. اما در عمل، توافق کلی و روشن برای مقدار حدی نفوذپذیری برای این دو حالت وجود ندارد. در منطقه انتقالی هنگام گذر از "حرکت با هم آب و خاک" به "حرکت مستقل آب و خاک"، درصدی از آب منفذی بوسیله عوامل دیگری همچون فشردگی پذیری دانه‌های خاک، آهنگ بارگذاری تناوبی و شرایط مرزی تحت تاثیر قرار می‌گیرد. با این پیچیدگیها، مشکل بتوان فرضیات قاطعی برای فشار جانبی خاکریزهای درشت دانه اشباع پیشنهاد کرد. در یک روش ساده، می‌توان فرض نمود که رانش جانبی را در این حالت می‌توان ناشی از دو نیرو دانست:

- نیروی ناشی از اسکلت خاک که در حالت اشباع می‌توان آن را از روابط (31-5) و

(32-5) با قرار دادن γ' محاسبه کرد.

- نیروی جانبی ناشی از فشار هیدرودینامیکی آب که با استفاده از روش (59) محاسبه

می‌شود (قسمت 5-7).

5-7- اثر فشار آب منفذی اضافی

در محاسبه فشار جانبی خاکریز اشباع ناشی از زلزله وارد بر دیوارهای حایل، اثر فشار آب منفذی بسیار مهم است. یک شیوه برای در نظر گرفتن این اثر، کاهش دادن زاویه اصطکاک داخلی خاک است که همان مقاومتی را پیدا می‌کند که تحت فشار همه جانبه کمتری دارد (60). این شیوه بشرطی مقبول است که ارزیابی صحیحی از مقدار فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده موجود باشد. بسیاری از آزمایشات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که فشار آب منفذی با شروع تغییر شکل خاک در اثر بارگذاری، ثابت نیست. پدیده اتساع نیز در کرنشهای بزرگ رفتار ماسه اشباع را در بارگذاری تناوبی پیچیده‌تر می‌کند. بعلاوه تنش انحرافی اولیه، شرایط تنش ناهمسانگرد و چرخش محور تنش اصلی نیز رفتار ماسه را در بارگذاری تناوبی پیچیده‌تر می‌کنند.

روش معمول برای ملحوظ کردن اثر آب در خلال لرزش ناشی از زلزله، در نظر گرفتن بارگذاری تناوبی آب آزاد بر سازه‌های مجاور است. این اثر که بنام فشار هیدرودینامیکی آب نامیده می‌شود در عمق h (شکل 5-8) می‌تواند بصورت زیر بیان شود (59):

$$p_{dw} = \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \sqrt{H_w h} \quad (33-5)$$

که در آن:

p_{dw} = فشار در عمق h از سطح آب

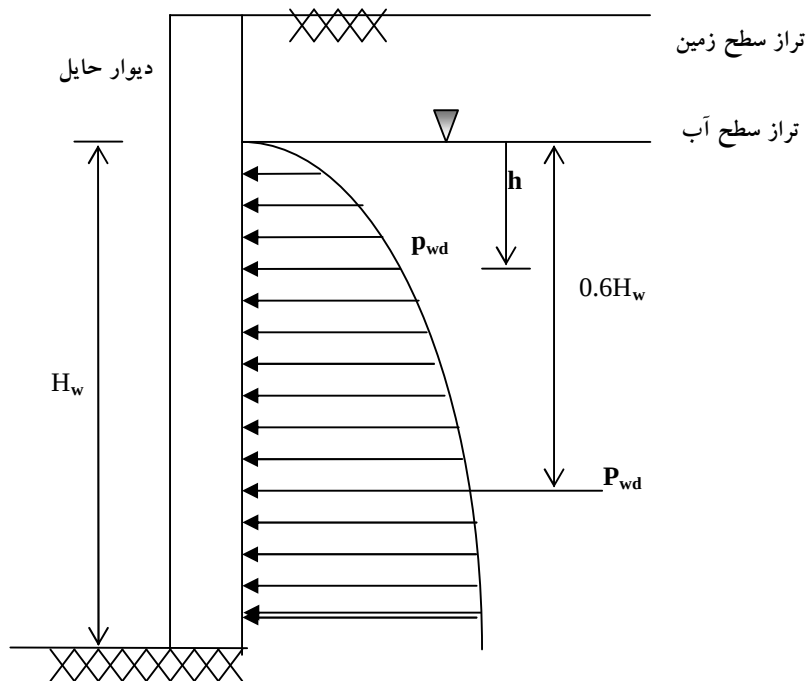
γ_w = وزن حجمی آب

H_w = ارتفاع آزاد آب در جلوی دیوار

نیروی جانبی وارد بر دیوار P_{dw} برابر است با:

$$P_{dw} = \frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^2 \quad (34-5)$$

که در فاصله $0/6H$ از سطح آب وارد می‌شود.



شکل 5-9- نیروی هیدرودینامیک آب ناشی از زلزله در خاکریز با نفوذپذیری زیاد

5-8- ضریب زلزله معادل

برای سهولت در محاسبات عملی معمولاً $k_v=0$ فرض می‌شود. ضریب اطمینان معمولاً با رابطه:

$$SF = \frac{k_t}{k_e} \quad (35-5)$$

تعریف می‌شود که در آن:

k_t = ضریب حدی زلزله که از تحلیل شبه استاتیکی بدست می‌آید.

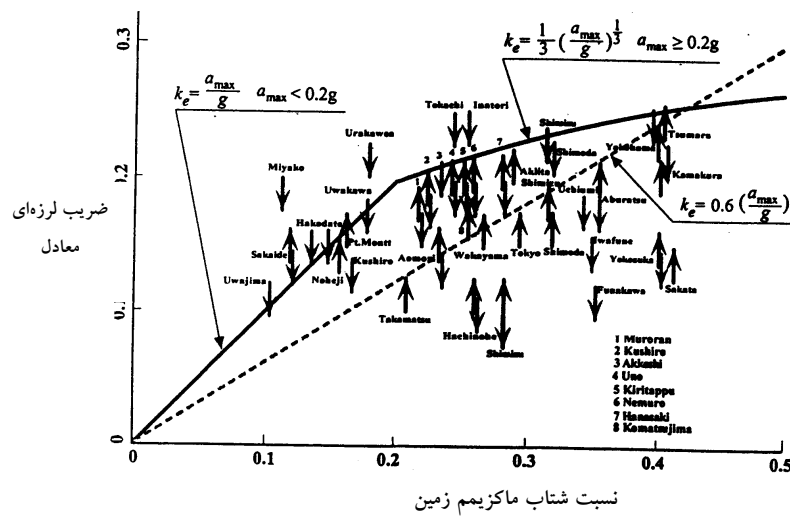
k_e = ضریب زلزله معادل طرح که بر اساس تراز حرکات زمین تعیین می‌شود.

مقدار k_t حدی است که برای سازه تعریف می‌شود و در مقادیر بیشتر از آن سیستم سازه - خاک از حالت تعادل حدی شبه استاتیکی خارج می‌شود. مثلاً یک دیوار حایل وزنی ساحلی ممکن است در اثر لغزش، واژگونی و ظرفیت باربری از حالت تعادل خارج شود.

با افزایش بزرگی ضریب زلزله k_h در تحلیل شبه استاتیکی، در صورتی که ضریب اطمینان برای هر کدام از مواردی که ذکر شد، یک شود، آن عامل کنترل کننده بوده و در وضعیت حادی قرار گرفته است. در این حالت، ضریب زلزله را با k_h نشان داده و آن را ضریب لرزه‌ای حدی گویند.

ضریب لرزه ای معادل، k_e ، معرف ضریب شتابی است که در تحلیل شبه استاتیکی بعنوان کسری از شتاب جاذبه بکار می‌رود و مبتنی بر حرکت واقعی زمین در اثر زمین لرزه معینی است. ضریب k_e معمولاً بر اساس داده‌های تجربی و قضاوت مهندسی انتخاب می‌شود (مثلاً می‌توان با تحلیل برگشتی سازه‌های آسیب دیده و سازه‌های سالم محلی که خاک آن قابلیت روانگرایی نداشته است مقادیر حدی بالا و پائین ضریب زلزله معادل را تعیین کرد. ضریب زلزله حدی یک سازه آسیب دیده، می‌تواند حد پائین تخمین باشد زیرا ضریب موثر باید از ضریب حدی لرزه‌ای بیشتر باشد تا خسارت به سازه وارد آید. بر عکس، ضریب زلزله حدی یک سازه سالم مانده، مقدار حدی بالا را نشان می‌دهد زیرا آثار حرکات زلزله که بوسیله ضریب زلزله موثر بیان می‌شود باید کمتر از مقدار حدی ناپایدار کننده باشد).

بر اساس مطالعه 129 مورد از نحوه عملکرد دیوارهای حایل ساحلی در 12 زلزله، شکل 5-10 توسط Noda et al. ارائه شده است (62). در این شکل محدوده‌های پائین و بالا تخمین زده شده‌اند. انتهای پیکانهای نشان داده شده در شکل مقادیر دقیق را نشان می‌دهند. پیکانهای رو به بالا تخمینهای حد پائین و پیکانهای رو به پائین تخمین حد بالا را معرفی می‌کنند.



شکل 5-10- ضریب لرزه‌ای معادل، k_e ، برای دیوارهای حایل ساحلی ماکزیمم زمین (a_{max}/g)

با توجه به شکل 5-10، ضریب لرزه‌ای معادل برای پوش حد بالا می‌توان به صورت زیر تعریف کرد (62):

$$k_e = \frac{a_{max}}{g} \quad a_{max} < 0.2g \quad (5-36 \text{ الف})$$

$$k_e = \frac{1}{3} \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad a_{max} \geq 0.2g \quad (5-36 \text{ ب})$$

مطالعه مشابهی برای دیوارهای حایل سپری مهار شده در مجاور آب نیز با استفاده از داده‌های حاصل از 110 مطالعه موردی انجام شد. نتایج نشان داد که رابطه اخیر، را نیز می‌توان برای دیوارهای حایل سپری مهار شده به کار برد (63).

با توجه به شکل 5-10، می‌توان رابطه‌ای متوسط بین ضریب لرزه‌ای موثر و شتاب حداکثر زمین بصورت زیر تعریف کرد:

$$k_e = 0.6 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (5-37 \text{ پ})$$

5-9- روش گوه‌ها

5-9-1- کلیات

در شرایطی که از روش کولمب نتوان در برآورد نیروهای جانبی ناشی از زلزله استفاده کرد، میتوان روش گوه‌ها را به‌کار برد. بطور ساده، در این روش، می‌توان نیروهای ناشی از زلزله در جهات قائم و افقی را با ضرب ضرایب شتاب زلزله در این دو جهت در وزن گوه به‌دست آورد (43). جزئیات استفاده از این روش در قسمت 5-9 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

5-10- ضرایب شتاب لرزه‌ای

رایج‌ترین مقادیر k_h به‌وسیله National Research Council معرفی شده است (64). آئین نامه AASHTO نیز برای طراحی پلهای بزرگراه‌ها مقادیری را برای k_h پیشنهاد می‌کند که می‌توان برای سازه‌های حایل خاک نیز به‌کار برد. AASHTO توصیه می‌کند از $k_h=0/5A$ تا تغییر مکان دیوار باندازه $25/4A$ (بر حسب سانتیمتر) استفاده شود که A ضریب شتاب پیک زلزله است. اما به عقیده Whitman & Liao استفاده از $k_h=0/5A$ ضرورتاً برای مناطق با لرزه‌خیزی شدید محافظه کارانه نیست (65). بر اساس فرضیات ساده شده و نظریه Whitman & Liao (65) می‌توان مقادیر k_h را مطابق جدول 5-1 اختیار کرد (60).

جدول 5-1- مقادیر k_h برحسب تغییر مکان و ضریب شتاب پیک زلزله

محدوده تغییر مکان	$A=0/2$	$A=0/4$
کمتر از $2/54$ سانتی متر (یک اینچ)	$k_h=0/13$	$k_h=0/30$
کمتر از 10 سانتی متر (4 اینچ)	$k_h=0/10$	$k_h=0/25$

انتخاب مقداری برای ضریب شتاب قائم زلزله، k_v ، امری پیچیده است زیرا گاهی این مقدار می‌تواند برابر شتاب افقی پیک باشد یا حتی از آن بیشتر گردد، بویژه اگر محل مورد مطالعه در حوالی مرکز زلزله باشد. با این وجود معمولاً در صورتی که $k_h \geq 0/1$ باشد برای دیوار حایل وزنی و اگر $k_h \geq 0/05$ باشد برای دیوارهای حایل سپری مهار شده مقداری برای k_v در نظر گرفته می‌شود (60). برای تاثیر شتاب قائم زلزله، بطور کلی توصیه می‌شود سه حالت زیر در نظر گرفته شود:

الف - جهت شتاب قائم زلزله بطرف بالا

ب - جهت شتاب قائم زلزله بطرف پایین

پ - شتاب قائم زلزله برابر صفر

اگر با حالات فوق مشخص شود k_v اثر قابل ملاحظه‌ای دارد و انتخاب محافظه‌کارانه‌ترین حالت، می‌تواند اثرات اقتصادی بسزایی در پروژه داشته باشد، باید از تحلیلهای دینامیکی پیشرفته‌تری استفاده شود.

5-11- تحلیل لرزه‌ای دیوارهای حایل وزنی با معیار تغییر مکان

روش تحلیلی دیوارهای حایل وزنی در شرایط زلزله با اعمال تغییر مکان محدود برای نخستین بار توسط Richards & Elms پیشنهاد شد (66). در این روش شتاب افقی N^*g برابر شتابی است که دیوار حایل وزنی دچار لغزش می‌شود، اگر چه خاک شالوده ممکن است دارای شتابی بیش از N^*g باشد ($N^* =$ ضریب شتاب افقی زلزله). در نتیجه دیوار و خاک شالوده نسبت به هم تغییر مکان نسبی پیدا می‌کنند. برای یافتن شتاب گسیختگی (زمانی که دیوار در آستانه لغزش قرار می‌گیرد)، معمولاً زاویه اصطکاک داخلی پس ماند خاک انتخاب می‌شود تا زاویه اصطکاک پیک. اگر چه این انتخاب محافظه‌کارانه است، اما امروزه بطور معمول مورد استفاده قرار می‌گیرد. لازم بتذکر است که تحلیل، بر اساس تغییر مکان محدود، شامل تغییر شکل ایجاد شده در خاک در اثر پدیده خزش نمی‌شود.

در این قسمت، نخست فرض می‌گردد که خاکریز اشباع نیست و پدیده روانگرایی غیر متحمل است. در قسمت 5-11-3 در مورد خاکریزهای اشباع بحث خواهد شد.

5-11-1- طرح دیوار در شرایط لرزه‌ای برای تغییر مکان محدود و خاکریز خشک

روش ارائه شده توسط Richards & Elms (66) بوسیله Whitman & Liao اصلاح شده است (65). بر این اساس، مراحل زیر نحوه تحلیل دیوارهای حایل وزنی نگهدارنده خاکریز خشک را بر اساس تغییر مکان محدود ارائه می‌نماید:

گام 1- انتخاب تغییر مکان محدود برای دیوار، d_r ، که در اغلب موارد معمولاً چندین سانتیمتر (چند اینچ) در نظر گرفته می‌شود.

گام 2- انتخاب شتاب متوسط افقی پیک، A_g ، و سرعت متوسط افقی خاکریز، V

گام 3- بر اساس روش اصلاح شده Whitman & Liao فرض شود $k_v=0$ است.

گام 4- محاسبه حداکثر شتاب ممکن که می‌تواند بر دیوار اعمال شود یعنی N^*g ، که N^* با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$N^* = A \left\{ 0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \left[\frac{d_r (A.g)}{V^2} \right] \right\} \quad (38-5)$$

که در آن:

$A.g$ = شتاب مبنا بر حسب متر بر مجذور ثانیه

V = سرعت بر حسب متر بر ثانیه

d_r = تغییر مکان مجاز دیوار بر حسب متر

g = شتاب جاذبه زمین بر حسب متر بر مجذور ثانیه

به کمک این رابطه می‌توان با احتمال 95% اطمینان داشت که تغییر مکان دیوار، با A و

V مبنای طرح، بیش از d_r نخواهد شد. معادله (38-5) بر اساس 14 رکورد زلزله استخراج

شده است و شدت این زلزله‌ها بجز دو مورد، بین 6/3 تا 6/7 بوده است.

گام 5- تعیین نیروی محرک جانبی زلزله، P_{ae} ، با استفاده از روش مونونوبه-اکابه با استفاده از N^* بجای k_h و با $k_v=0$

گام 6- محاسبه وزن مورد نیاز برای دیوار با استفاده از رابطه (39-5):

$$T = (P_{ae})_x + k_h W = (P_{ae})_x + N^* W \quad (39-5)$$

که در آن:

T = کل نیروی جانبی وارد بر از طرف دیوار

$(P_{ae})_x$ = مولفه افقی نیروی جانبی خاک

W = وزن دیوار

$k_h W$ = نیروی اینرسی افقی وارد بر دیوار

گام 7- محاسبه نیروی بسیج شده در تراز کف دیوار با استفاده از:

$$T_{ult} = N \tan \delta_b \quad (40-5)$$

که در آن:

N = نیروی کل قائم وارد بر خاک شالوده (شامل وزن دیوار و مولفه قائم نیروی جانبی محرک)

δ_b = زاویه اصطکاک بین کف دیوار و خاک شالوده

گام 8- محاسبه نیروی وزن مورد نیاز دیوار از رابطه زیر:

$$W = \frac{(P_{ae})_x - (P_{ae})_y \tan \delta_b}{\tan \delta_b - N^*} \quad (41-5)$$

که در آن:

$(P_{ae})_y$ = مولفه قائم نیروی جانبی کل در شرایط زلزله

گام 9- تنظیم ابعاد هندسی دیوار بطوری که دیوار در برابر واژگونی مقاوم باشد. ضمناً

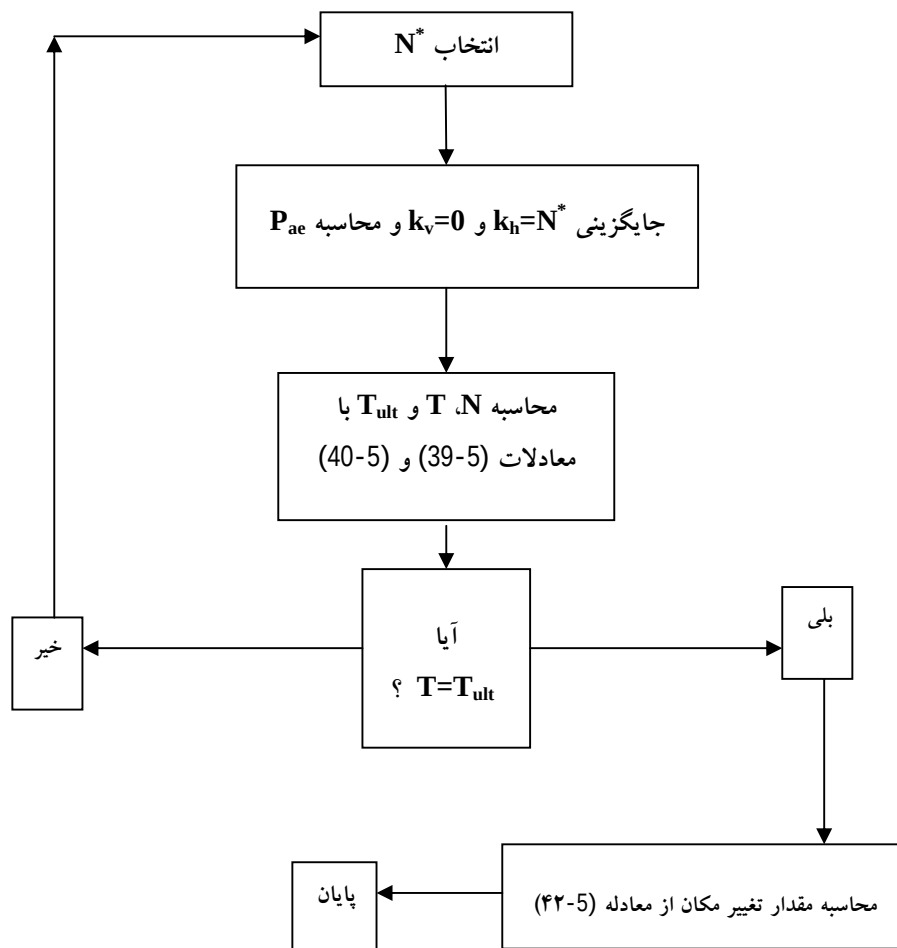
سایر کنترل‌های لازم نیز باید برای دیوار صورت گیرد.

11-5-2- محاسبه تغییر مکان دیوار در شرایط لرزه‌ای و خاکریز خشک

بر اساس روش Whitman & Liao می‌توان با استفاده از رابطه:

$$d_r = \left(\frac{495V^2}{A.g} \right) e^{-9.4 \frac{N^*}{A}} \quad (42-5)$$

و فلوچارت نشان داده شده در شکل 11-5، مقدار تغییر مکان دیوار حایل وزنی در شرایط لرزه‌ای ناشی از زلزله را محاسبه کرد (65).



شکل 11-5- مراحل محاسبه تغییر مکان دیوار حایل وزنی در شرایط زلزله

5-11-3- طرح دیوار در شرایط لرزه‌ای برای تغییر مکان محدود و خاکریز اشباع و بدون افزایش فشار آب منفذی

اگر در شرایط زلزله، فشار آب منفذی در خاکریز به وجود نیاید، می‌توان شیوه ارائه شده در قسمت 5-11-1 و 5-11-2 را برای خاکریزهای اشباع تعمیم داد. مراحل زیر نحوه محاسبه تغییر مکان دیوار نگهدارنده خاکریز اشباع را در شرایط زلزله نشان می‌دهد:

گام 1- انتخاب تغییر مکان محدود برای دیوار، d_r ، که در اغلب موارد معمولاً چندین سانتیمتر (چند اینچ) در نظر گرفته می‌شود.

گام 2- انتخاب شتاب متوسط افقی پیک، $A.g$ ، و سرعت متوسط افقی خاکریز، V

گام 3- در روش اصلاح شده Whitman & Liao فرض شود $k_v=0$ است.

گام 4- محاسبه حد اکثر شتاب ممکن که می‌تواند بر دیوار اعمال شود

گام 5- تعیین نیروی جانبی محرک مؤثر P_{ae} با جایگزینی N^* بجای k_h (باید توجه داشت تحلیل دقیق‌تری برای فرض $k_v=0$ ممکن است مورد نیاز باشد)

گام 6- محاسبه وزن مورد نیاز برای دیوار از رابطه:

$$W = \frac{(P_{ae})_x - (P_{ae})_y \tan \delta_b + U_{static} - U_{pool} + U_{inertia} + U_b}{\tan \delta_b - N^*} \quad (43-5)$$

که در آن:

U_{static} = برآیند نیروی ناشی از آب در حالت هیدرواستاتیک در بالادست (پشت دیوار و سمت خاکریز)

U_{pool} = برآیند نیروی ناشی از آب در حالت هیدرواستاتیکی در پائین دست (جلوی دیوار)

$U_{inertia}$ = نیروی هیدرودینامیکی آب در حالت زلزله

U_b = برآیند نیروی برخاست ناشی از آب در پایه دیوار (در این شرایط باید نیروهای مؤثر قائم برای N در رابطه (5-40) در نظر گرفته شود).

گام 7- عدم استفاده از ضریب اطمینان برای تعیین W

گام 8- تنظیم هندسه دیوار طوری که پایداری در برابر واژگونی تامین شود. ضمناً سایر کنترل‌های لازم برای دیوار هم باید انجام شود.

برای محاسبه مقدار تغییر مکان دیوار ناشی از زلزله در شرایط فوق می‌توان روند بالا را با استفاده از N^* بجای k_H دنبال و مقدار d_r را محاسبه کرد.

4-11-5- طرح دیوار در شرایط لرزه‌ای برای تغییر مکان محدود و خاکریز اشباع و با افزایش فشار آب منفذی

در این قسمت هم نیروی جانبی محرک مؤثر طبق معمول محاسبه می‌شود و مقدار وزن لازم برای دیوار از رابطه زیر:

(44-5)

$$W = \frac{(P_{ae})_x - (P_{ae})_y \tan \delta_b + U_{static} + U_{shear} - U_{pool} + U_{inertia} + U_b + \Delta U}{\tan \delta_b - N^*}$$

محاسبه می‌شود که در آن:

U_{shear} = برآیند نیروی ناشی از فشار آب منفذی اضافی در خاکریز و وارد بر پشت دیوار شرایط زلزله

ΔU = برآیند نیروی ناشی از فشار آب منفذی اضافی وارد بر کف دیوار

سپس هندسه دیوار طوری تنظیم می‌شود که پایداری آن در برابر واژگونی تامین شود. بعلاوه جابجایی اضافی دیوار در اثر مستهلک شدن فشار آب منفذی اضافی نیز باید در نظر گرفته شود. ضمناً در محاسبات پایداری، باید از نیروی مؤثر قائم در رابطه (40-5) استفاده کرد.

فصل ششم

پایداری دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه‌دار

6-1- کلیات

در این فصل کنترل پایداری دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه‌دار مورد بررسی قرار می‌گیرد. اصولاً برای طراحی دیوارهای حایل نیاز به معلوم بودن شرایط ژئوتکنیکی خاکریز و خاک شالوده، شرایط حدی، بارگذاری و تحلیل می‌باشد. در این فصل، به تشریح روشهای معمول در کنترل پایداری دیوارهای حایل پرداخته می‌شود.

6-2- ابعاد اولیه دیوار

هنگام طراحی دیوار حایل، باید ابعاد اولیه‌ای برای آن حدس زده شود و با کنترل پایداری، شرایط مطمئن ایجاد گردد. برای تخمین ابعاد اولیه می‌توان از تجارب موجود شکل 2-7 استفاده کرد. لازم به تذکر است که برای امکان بتن ریزی، حداقل ضخامت بالای دیوار معمولاً 30 سانتیمتر و حداقل عمق پی سازی نیز معمولاً 60 سانتیمتر در نظر گرفته

می‌شود. ضمناً عمق یخبندان نیز باید مد نظر قرار گیرد و پی سازی از پایین‌تر از این عمق انجام گیرد. ابعاد اولیه دیوارهای حایل طره‌ای بنا به تجربه مطابق شکل 2-7 می‌باشد.

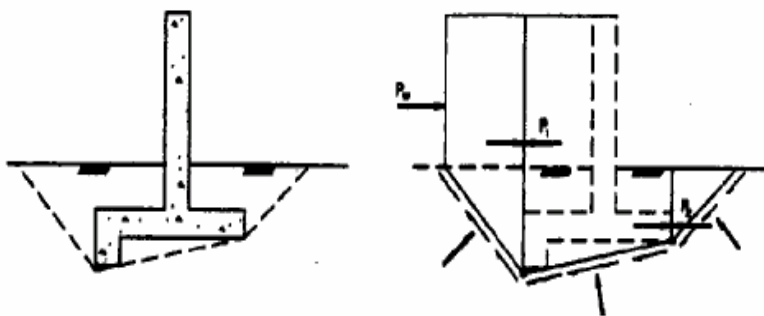
برای دیوارهای حایل پشت بنددار، هندسه دیوار در ساقه و پایه شامل دیوارهای حایل طره‌ای پاشنه دار است. حداقل ضخامت پشت بندها 30 سانتیمتر و فواصل معمول پشت بندها ارتفاع 0/3 تا ارتفاع 0/7 است.

6-3- شرایط بارگذاری

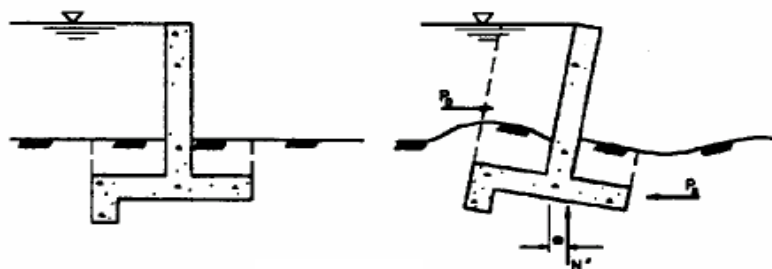
شرایط بارگذاری اصولاً بر حسب عملکرد و انتظاری که از دیوار حایل می‌رود باید در نظر گرفته شود. این شرایط را می‌توان بصورت زیر خلاصه کرد (43):

- حالت R_1 ، شرایط عادی - خاکریز در تراز نهایی خود قرار می‌گیرد و سربار اگر حضور دارد اعمال می‌شود. پایداری در این شرایط با حضور، یا بدون حضور سربار کنترل می‌شود. اگر آب حضور دارد شرایط آن بر اساس واقعیت اعمال می‌شود.
 - حالت R_2 ، شرایط غیر عادی - این شرایط مانند R_1 است، تنها ممکن است سطح آب درون خاکریز برای مدتی کوتاه بالا بیاید یا اعمال انواع دیگر بارگذاری مانند بار باد یا ماشین آلات اجرایی بصورت کوتاه مدت و سریع وارد مطرح باشند.
 - حالت R_3 ، شرایط زلزله - این حالت نیز مانند R_1 است با این تفاوت که نیروهای جانبی و قائم حضور پیدا می‌کنند.
- این سه حالت معمولاً برای دیوارهای حایل معمولی صدق می‌کند.
- برای دیوارهای حایل سیل‌بند نیز شرایط خاصی برقرار است که باید مد نظر قرار گیرد.
- شرایط مختلف بارگذاری برای دیوارهای حایل سیل‌بند آب عبارتند از (43):
- حالت I- طراحی برای بارگذاری سیل که در این حالت:
- خاکریز تا تراز نهایی اجرا می‌شود

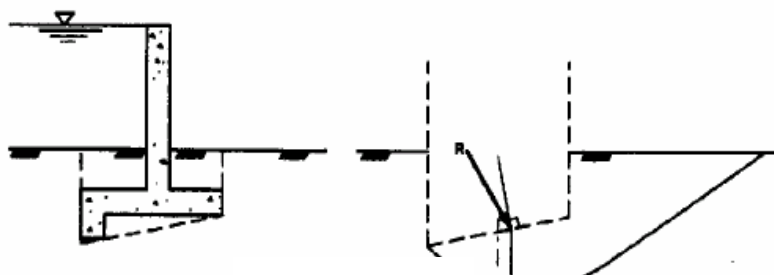
- تراز آب در تراز سیل طرح است (تراز فوقانی دیوار منهای فاصله آزاد برای آب)
 - فشار برکنش
- حالت II- تراز آب در تراز رأس دیوار
- مانند حالت I است با این تفاوت که تراز آب در بالای دیوار قرار می‌گیرد.
- حالت III – بارگذاری زلزله که در این حالت:
- خاکریز تا تراز نهایی اجرا می‌شود
 - آب در تراز معمولی خود مانند زمان غیر سیل قرار دارد
 - فشار برکنش اگر عمل کند در نظر گرفته می‌شود
 - بارگذاری زلزله در جهات افقی و قائم (اگر عمل کند) در نظر گرفته می‌شود (توجه شود که این مورد در صورتی نیاز است که در زمان غیرسیل، بارگذاری قابل ملاحظه‌ای بر دیوار وارد کند).
- حالت IV- بارگذاری کوتاه مدت در زمان ساخت که در این حالت:
- دیوار در جای خود قرار دارد و بارگذاری احتمالی که در زمان ساخت موجود است وارد می‌شود، لیکن مدت زمان بارگذاری کوتاه است (مانند وزش باد شدید، و سربار ناشی از ماشین آلات در گیر ساخت و ساز).



لغزش



واژگونی



ظرفیت باربری

شکل 6-1- ملاحظات پایداری دیوارهای حایل طره‌ای معمولی و دیوارهای سیل بند

6-4- ملاحظات پایداری

شکل 6-1 انواع مختلف شکست و گسیختگی را نشان می‌دهد که باید در پایداری مد نظر قرار گیرد. پایداری کلی نیز در قسمت 6-9 مورد بررسی قرار خواهد گرفت. مواردی که در پایداری دیوارهای حایل باید مدنظر قرار گیرد عبارتند از:

- الف- دیوار باید ایمنی لازم را در برابر لغزش در کف و در مجاورت خاک، داشته باشد.
- ب- دیوار باید دارای ایمنی کافی در برابر واژگونی نسبت به نوک پنجه خود باشد.
- دیوارهای حایل وزنی باید در هر سطح افقی درون بدنه دیوار، این ایمنی را دارا باشند.
- پ- دیوار باید از نقطه نظر شکست برشی خاک شالوده مصون باشد.
- ت- نشستهای بیش از حد خاک شالوده نباید باعث ناپایداری دیوار گردد.

5-6- معیار پایداری در برابر واژگونی

1-5-6- دیوارهای با کف پایه تخت و افقی و بدون کلید برشی

مطابق شکل 2-6 می‌توان واژگونی دیوار را کنترل کرد که در آن کلیه نیروهای عمل کننده بر قسمتی از خاک-دیوار نشان داده شده اند. این نیروها بر گوه سازای (قسمتی از سازه و توده ای از خاک در مجاورت سازه) وارد می گردد.

لنگر واژگونی نیروهای یاد شده نسبت به نقطه O جمع بسته و از آنجا X_R بصورت زیر محاسبه می شود:

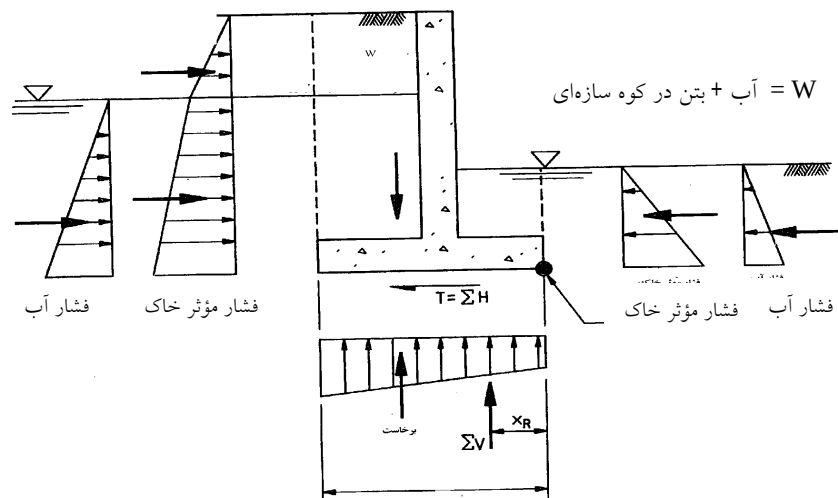
$$X_R = \frac{\sum M_0}{\sum V} \quad (1-6)$$

که در آن:

$\sum V$ = نیروی قائم وارد شونده بر کف برای ایجاد تعادل

$\sum M_0$ = مجموع لنگرها نسبت به نقطه O

نسبت برآیند را می‌توان بصورت X_R/B تعریف کرد که B عرض پایه دیوار است.



شکل 2-6- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل طره‌ای با کف افقی

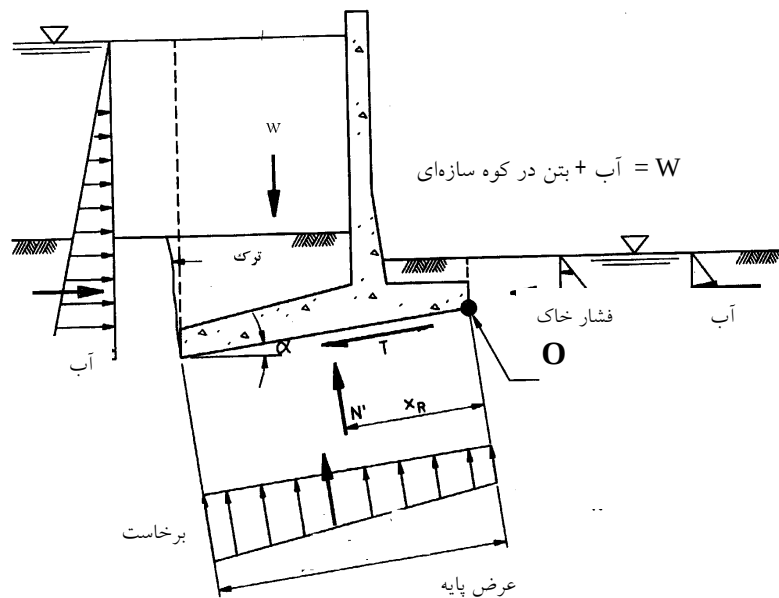
2-5-6- دیوارهای با کف پایه شیبدار و بدون کلید برشی

معادله (1-6) برای کف افقی دیوار صادق است (شکل 2-6) و در صورت وجود زبانه برشی یا شیب دار بودن کف، نباید استفاده شود. در صورتی که کف دیوار زاویه α با افق بسازد (شکل 3-6)، مقدار X_R از تساوی زیر به دست می‌آید:

$$X_R = \frac{\sum M_o}{N'} \quad (2-6)$$

که در آن N' نیروی موثر عمود بر کف است.

نسبت برآیند از تقسیم X_R بر طول شیب دار کف دیوار به دست می‌آید. مقدار نسبت برآیند معرف قسمتی از عرض پایه دیوار است که می‌تواند بر خاک فشار وارد کند (شکل 3-6) و این قسمت می‌تواند مبنایی برای معیار پایداری در برابر واژگونی باشد.



شکل 3-6- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل طره‌ای با کف شیبدار

ضریب اطمینان در برابر واژگونی را می‌توان از تقسیم مجموع لنگر نیروهای جانبی مقاوم نسبت به مجموع لنگرهای واژگونی نسبت به نوک پنجه محاسبه کرد. در این صورت با توجه به شکل 3-6 خواهیم داشت:

$$SF_{\text{overturning}} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_o} \quad (3-6)$$

که در آن:

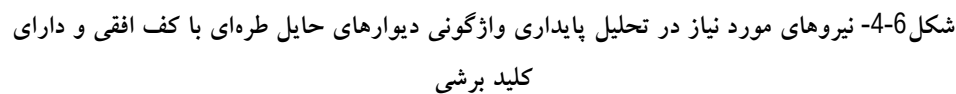
ΣM_R = مجموع لنگرهای مقاوم حول نقطه o (شکل 3-6)

ΣM_o = مجموع لنگرهای واژگونی حول نقطه o

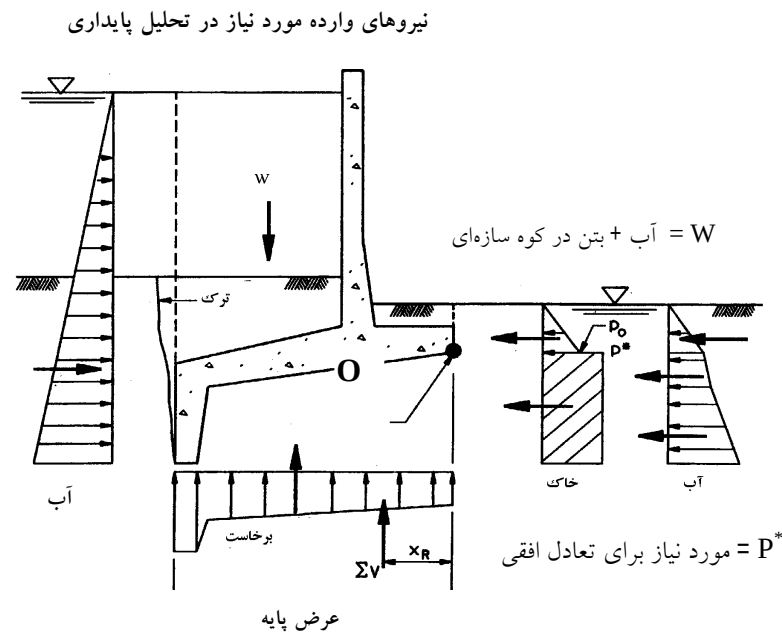
در محاسبه ΣM_R معمولاً از نیروی جانبی مقاوم جلوی پنجه دیوار صرف‌نظر می‌کنند زیرا دخالت دادن مقاومت این قسمت در محاسبات، ممکن است در اثر عوامل زیر چندان قابل اعتماد نباشد:

- هوازدگی
- به هم ریختگی خاک به دلیل ترافیک
- عملیات ساختمانی
- مجرای عبور تاسیسات
- رشد و نمو ریشه‌های درختان
- ترک خوردگی در خاکهای رسی

غالب طراحان لنگر مقاومت کننده نیروی S را (شکل 6-6) که مولفه قائم نیروی جانبی محرک است در ΣM_R ملحوظ می‌کنند. برای کنترل واژگونی باید تاثیر ترک کششی در سطح خاکریز در نظر گرفته و اثر پر آب شدن آن بر واژگونی ملحوظ شود. در این حالت علاوه بر فشار جانبی خاک، فشار هیدرواستاتیکی آب جمع شده در ترک نیز باید در محاسبات وارد گردد. بعضی از طراحان بخش ترک خورده خاک را بعنوان سرباری برای بقیه خاکریز در نظر می‌گیرند که احتمالاً منجر به برآورد نیرو و لنگر خمشی بزرگتری در



برای تحلیل پایداری اینگونه دیوارها، باید نیروی مقاومی را که در امتداد برشی و کف پایه اثر می‌کند در نظر گرفت. از آنجا که این نیروها نامعین هستند و با روشهای تعادل نمی‌توانند محاسبه شوند فرضیه ساده کننده‌ای در نظر گرفته می‌شود بطوریکه تحلیل پایداری، امکان پذیر شود. برای یک دیوار با پایه افقی و دارای کلید برشی، مقاومت برشی کف پایه صفر در نظر گرفته می‌شود و نیروی افقی مقاوم وارد شده بر کلید برشی نیرویی است که برای ایجاد تعادل نیاز است (شکل 4-6).

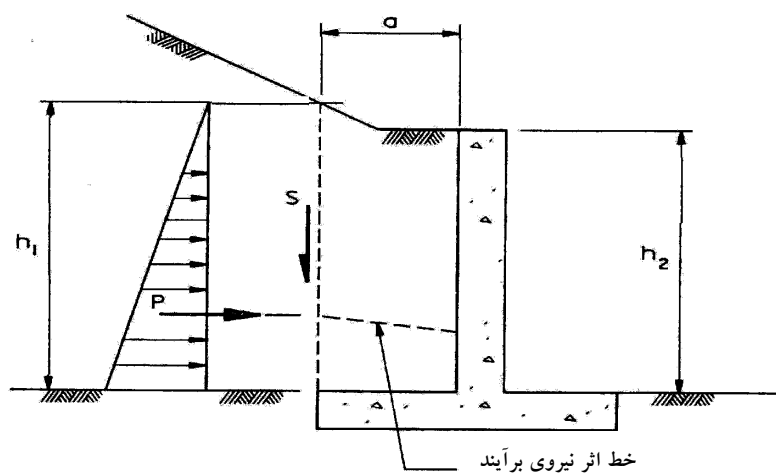


شکل 5-6- نیروهای مورد نیاز در تحلیل پایداری واژگونی دیوارهای حایل طره‌ای با کف شیبدار و دارای کلید برشی

برای یک دیوار پاشنه‌دار با کف شیبدار و دارای کلید برشی، فرض می‌شود نیروی افقی مورد نیاز برای ایجاد تعادل، بر کلید برشی وارد می‌گردد، که در شکل 5-6 نشان داده شده است. در هر مورد، نیروی مقاوم خاک را ممکن است با فشار جانبی در حالت سکون محاسبه کرد، بشرطی که خاک در منطقه مقاوم، مقاومت خود را در اثر تغییرات رطوبت و یا سایر عوامل محیطی از دست ندهد. به علاوه، فرسایش و یا حفاری نیز در دوران بهره برداری از دیوار در خاک این منطقه انجام نگیرد. لازم به تذکر است که قبل از انجام تحلیل پایداری در برابر واژگونی، باید عمق کلید برشی و عرض پایه، اساس پایداری در برابر لغزش تعیین شود.

4-5-6- خاکریزهای شیبدار

برای خاکریزهایی که دارای شیب مثبت هستند، نیروی برشی اضافه‌ای باید در نظر گرفته شود، که در شکل 6-6 نشان داده شده است. مقدار این نیروی برشی به‌حدی می‌تواند بزرگ باشد که بتواند بر ساقه دیوار، نیروی افقی معادل نیروی ناشی از گوه مستقر بر روی پاشنه ایجاد کند. این باعث می‌گردد، نیرویی که در طرح سازه‌ای تیغه استفاده می‌شود برابر نیرویی باشد که در تحلیل‌های پایداری بکار می‌رود. همچنین، این نیرو سبب می‌گردد در طراحی سازه‌ای، مجموع لنگرها نسبت به محل اتصال تیغه به پایه در سمت پاشنه، برابر صفر باشد.



شکل 6-6- نیروی برشی برای خاکریز با شیب مثبت

توجه: اگر $h_1 > h_2$ باشد آنگاه:

$$S = \frac{P(h_1 - h_2)}{3a}$$

5-5-6- فشار برکنش در دیوارهای حایل با کلید برشی

در این نوع دیوارها، فرض می‌شود خاک با کلید برشی در تماس است و افت بار آبی در اطراف کلید برشی و نیز در امتداد پایه دیوار اتفاق می‌افتد، حتی اگر تحلیل نشان دهد کمتر از 100 درصد پایه دیوار در فشار است.

6-5-6- معیار پایداری در برابر واژگونی

این معیار در جداول 1-6 و 2-6 آمده است (43).

جدول 1-6- معیار پایداری دیوارهای حایل (43)

حالت	شرایط بارگذاری	ضریب اطمینان در برابر لغزش	آزمایش مورد نیاز برای تعیین مقاومت برشی		معیار واژگونی حداقل مساحت کف در فشار		حداقل ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری
			شالوده خاکی	شالوده سنگی	شالوده خاکی	شالوده سنگی	
R_1	معمولی	1/5	$(Q/or S)^{1/2}$	برش مستقیم	%100 ⁴	%75 ⁴	3/0
R_2	غیر معمولی	1/33	$(Q/or S)^{1/2}$	برش مستقیم	%75 ⁴	%50 ⁴	2/0
R_3	زلزله	1/1	(Q)	برش مستقیم	برآیند درون عرض پایه	برآیند درون عرض پایه	1/0>

توجه:

- 1- گر خاک شالوده نفوذپذیر نباشد ($10^{-3} < \text{ضریب نفوذپذیری}$)، مقاومت باید بر اساس Q و S و بدترین وضعیت صورت گیرد. اگر خاک شالوده نفوذپذیر باشد ($10^{-3} > \text{ضریب نفوذپذیری}$)، مقاومت تنها بر اساس S باشد.
- 2- برای بارگذاری دوران ساخت حالت R_1 و R_2 ، مقاومت بر اساس Q در نظر گرفته شود. اگر اندازه گیری فشار آب منفذی در خاک شالوده قابل پیش بینی باشد از مقاومت بر اساس Q و اگر قابل پیش بینی نیست مقاومت بر اساس S تعیین شود.
- 3- تحلیل پایداری در برابر لغزش دیوار مستقر بر روی سنگ، باید بر اساس اصطکاک بتن روی سنگ یا سنگ روی سنگ باشد. مقدار زاویه اصطکاک باید با استفاده از آزمایش برش مستقیم بر روی بتن - سنگ، یا آزمایش برش مستقیم بر روی درزهای سنگ در وضعیت طبیعی یا صفحات خواب لایه‌ها به دست آید.

جدول 2-6- معیار پایداری دیوارهای حایل سیل گیر (احداث شده در خشکی) (43)

ردیف	نوع بارگذاری	نسبت اطمینان در برابر لغزش	آزمایش مورد نیاز برای تعیین مقاومت برشی		معیار واژگونی حداقل مساحت کف در فشار		نسبت اطمینان برای بارگذاری
			برش مستقیم	برش مستقیم	برآیند درون عرض پایه	برآیند درون عرض پایه	
I	سیل طرح	1/5	$(Q \text{ \&or } S)^1$	برش مستقیم	100%	75%	3/0
II	تراز آب در رأس دیوار	1/33	$(Q \text{ \&or } S)^1$	برش مستقیم	75%	50%	2/0
III	زلزله	1/1	(Q)	برش مستقیم	برآیند درون عرض پایه	برآیند درون عرض پایه	>1/0
IV	دوران ساخت	1/33	$(Q \text{ \&or } S)^2$	برش مستقیم	75%	50%	2/0

6-6- پایداری در برابر لغزش

6-6-1- مقدمه

منظور از کنترل پایداری در برابر لغزش، ارزیابی مقدار ایمنی موجود سازه‌ای در برابر سطح مستعد لغزش، که در اثر تغییر شکل افقی زیاد به وجود می‌آید، است.

6-6-2- سطح لغزش

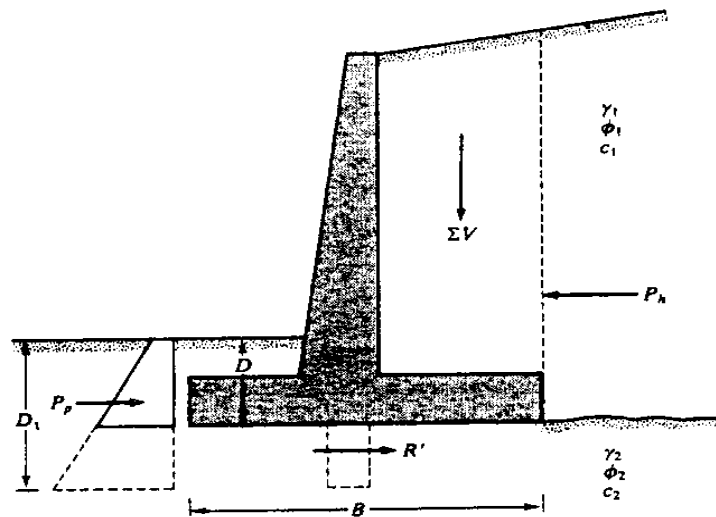
سطح لغزش می‌تواند مرکب از صفحات مستقیم یا منحنی باشد، اما برای سهولت، مستقیم در نظر گرفته می‌شود. ضمناً صفحات نیز باید بطور معقول در محل‌های مناسب در نظر گرفته شوند. در سنگ، صفحات لغزش در مرز سازه و سنگ است و اگر صفحات ضعیف دیگری وجود دارد باید مورد توجه قرار گیرد.

بسته به جنس خاک و شرایط آن، محل سطح گسیختگی معمولاً از قبل تعیین می‌شود. امتداد صفحات شکست، و یا محل شروع سطح شکست را در نزدیکی سازه ممکن است بتوان با موانع طبیعی در محل حدس زد. این موارد می‌تواند شامل صفحات خواب و درز و شکاف در سنگ شالوده باشد.

برای انجام روند تحلیل، می‌توان از شیوه آزمون و خطا برای یافتن سطح شکست بحرانی استفاده کرد. برای یک ضریب اطمینان معین، امتداد کف گوه تغییر داده می‌شود تا حداکثر نیروی رانش جانبی محرک و یا حداقل نیروی رانش جانبی مقاوم برای یک گوه به دست آید. ضریب اطمینان در نظر گرفته شده می‌تواند با موقعیت سطح لغزش آنقدر در کف گوه تغییر کند تا حداقل ضریب اطمینان به دست آید. چند امتداد برای کف گوه باید در نظر گرفته شود (شکل 6-7) تا سطح لغزشی بحرانی، که حداقل ضریب اطمینان را دارا است، به دست آید.

توجه:

اعمال سه روش ذکر شده در صفحه قبل بسیار مهم و کارساز است.



شکل 6-7- کنترل لغزش در امتداد پایه

3-6-6- تحلیل دو بعدی

روش تعادل لغزش، دوبعدی است و این روش می‌تواند به سه بعدی نیز تبدیل شود بشرطی که هندسه سازه و بارگذاری را بتوان در شرایط لغزش سه بعدی تشخیص داد.

4-6-6- تغییر مکان‌ها

در روش تعادل حدی، تعیین تغییر مکانها در نظر گرفته نمی‌شوند. صلیبیت نسبی مصالح شالوده و بتن سازه ممکن است بر تحلیل پایداری در برابر لغزش اثر بگذارند. این سیستم سازه-شالوده پیچیده ممکن است در اصل نیاز به تحلیل دقیق‌تری نسبت به روش تعادل حدی داشته باشد. تأثیر سازگاری کرنشها در سطح لغزش فرضی، ممکن است به روش تعادل حدی و با انتخاب پارامترهای مقاومت برشی از آزمایشات آزمایشگاهی یا صحرایی تقریب زده شود بطوری‌که با کرنشهای گسیختگی انتخاب شده برای مصالح صلب سازگار باشد.

6-6-5- ضریب اطمینان در برابر لغزش

معمولاً از روش تعادل حدی برای کنترل پایداری در برابر لغزش استفاده می شود. ضریب اطمینان معمولاً به عواملی که پایداری را کنترل می کنند اعمال می گردد. این عوامل معمولاً خواص مقاومتی مصالح هستند که بویژه مقادیر در محل آنها معمولاً بدقت شناسایی نمی شوند و لذا استفاده از ضریب اطمینان می تواند این نقیصه را جبران کند. برای تعریف ضریب اطمینان باید به دو نکته توجه داشت:

الف- یک حالت تعادل حدی وقتی برقرار است که تنشهای برشی اعمال شده برابر حداکثر مقاومت برشی سطح لغزش باشد. بنابراین، یک سازه وقتی در برابر لغزش پایدار است که تنشهای برشی موجود کمتر از مقدار مقاومت برشی موجود در امتداد سطح لغزش باشد. ضریب اطمینان، $SF_{sliding}$ ، را می توان بصورت زیر تعریف کرد:

$$SF_{sliding} = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\sigma' \tan \phi + c}{\tau} \quad (4-6)$$

که در آن:

τ_f = ماکزیمم مقاومت برشی طبق قانون مور- کولمب

τ = تنش برشی موجود

σ' = تنش موثر قائم

می توان ضریب اطمینان فوق را بر حسب نیروها نیز نوشت.

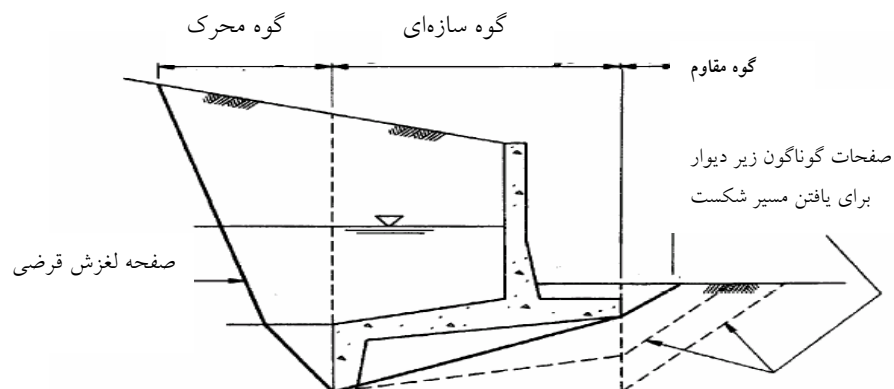
6-6-6- کنترل پایداری در برابر لغزش بانبروی به دست آمده از روش کولمب

برای کنترل پایداری در برابر لغزش می توان با محاسبه نیروهای جانبی محرک و مقاوم و در نظر گرفتن سطحی به عنوان سطح لغزش، ضریب اطمینان را محاسبه کرد. در روش کولمب، با محاسبه نیروی جانبی محرک و مقاوم می توان، ضریب اطمینان در برابر لغزش را با رابطه (5-6) معرفی نمود (شکل 6-9).

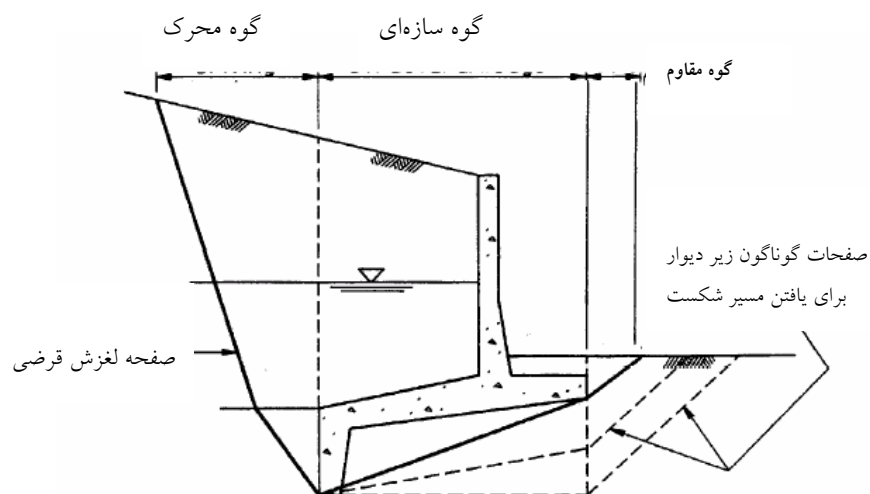
$$SF_{sliding} = \frac{\Sigma F_v \tan \delta_b + c_a B}{\Sigma F_H} \quad (5-6)$$

که در آن:

$$\Sigma F_H = \text{مجموع نیروی افقی رانشی}$$



سطح شکست برای دیوار بدون کلید برشی



سطح شکست برای دیوار با کلید برشی

شکل 6-8- سیستم معمول سازه - خاک با سطح لغزشی فرض شده

$$\Sigma F_v = \text{مجموع نیروی قائم (شامل وزن گوه سازه‌ای + مولفه قائم نیروی جانبی محرک)}$$

δ_b = زاویه اصطکاک بین مصالح در سطح لغزش (پی دیوار - خاک یا خاک - خاک بسته به اینکه سطح لغزش کجا فرض شود) که مقادیر آن در جدول 4-4 مشاهده می‌شود.
 c_a = چسبندگی بین مصالح در سطح لغزش (مثلاً پی دیوار - خاک)، که در جدول 4-4 داده شده است.

B = طول سطح لغزش (برای پی افقی برابر عرض پی)

از نیروی جلوی دیوار P_p نیز، به عنوان نیروی موثر در افزایش ضریب اطمینان در برابر لغزش، بنابر دلایلی که در قسمت 2-5-6 بیان شد، صرف‌نظر می‌شود. ضمناً اثر فشارهای برخاست ناشی آب (در شرایط هیدرواستاتیکی یا تراوش) را، در صورت موجود بودن، باید در لغزش منظور کرد. در صورتی که ضریب اطمینان در حد قابل قبول نباشد می‌توان از کلید برشی استفاده و یا ضخامت پایه را در پاشنه را شیب‌دار کرد. بعلاوه از روشهای تعویض یا اصلاح خاک و عریض تر کردن پایه دیوار نیز می‌توان سود جست.

6-6-7- کنترل پایداری در روش گوه‌ها

در شرایطی که نتوان از روش کولمب استفاده کرد، می‌توان روش گوه‌ها را به کار برد (43) که جزئیات آن در قسمت 6-6-7 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

6-6-8- ملاحظات لازم در طراحی

در تحلیل پایداری در برابر لغزش، تأثیر ترک کششی در منطقه محرک گوه سازه ای در شالوده، بدلیل نشست نسبی، انقباض خاک و یا درز و شکافهای سنگ باید در نظر گرفته شود. عمق ترک در خاکهای دارای چسبندگی را می‌توان از:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma' \sqrt{K_a}} = \frac{2c}{\gamma'} \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (6-6)$$

محاسبه کرد که در آن:

γ' = وزن مخصوص مؤثر خاک

K_a = ضریب فشار جانبی محرک

برای خاکریزهای شیب‌دار از معادلات (4-61) تا (4-63) تبیین ضوابط طراحی استفاده می‌شود. مقدار z_0 در خاکهای چسبنده و عمق ترک در توده سنگهای قوی باید تا کف گوه

سازه‌ای در نظر گرفته شود. عمق ترک در لایه‌های نفوذ ناپذیر رسی باید به کمک معادله (6-6) محاسبه شود. فشار هیدرواستاتیکی آب را باید بطور کامل تا انتهای ترک در نظر گرفت. گرادیان هیدرولیکی در امتداد تراز کف گوه سازه‌ای باید حضور ترک در پاشنه گوه سازه‌ای را منعکس کند. در صورت استفاده از مقاومت منطقه مقاوم (غیر فعال) در برابر لغزش، باید بسیار توجه داشت که سنگ یا خاک ممکن است در معرض آب شستگی ناشی از سرعت زیاد آب قرار گیرند. در این صورت نباید از مقاومت خاک استفاده شود مگر آنکه با دقت و ظرافت محافظت گردد. بعلاوه مقاومت فشاری سنگ باید به اندازه کافی باشد تا مقاومت آن بسیج شود.

6-7- ظرفیت باربری

برای کنترل ظرفیت باربری باید از همان بارگذاری به کار رفته در تحلیل پایداری در برابر واژگونی استفاده شود. ظرفیت باربری نیز باید در راستای همان صفحه ای انجام گیرد که در کنترل پایداری در برابر لغزش استفاده می‌شود. نیروی قائم N' و نیروی افقی T از تحلیل گوه سازه‌ای و در امتداد سطحی که گفته شد در نظر گرفته می‌شوند. این نیروها در شکل (6-9) نشان داده شده‌اند. از T و N' برای کنترل ظرفیت باربری استفاده می‌گردد. نحوه محاسبه ظرفیت باربری در فصل 7 ارائه خواهد شد. ظرفیت باربری باید با اطمینان، جوابگوی بارهای وارده باشد. ضریب اطمینان لازم می‌تواند بصورت زیر تعریف شود:

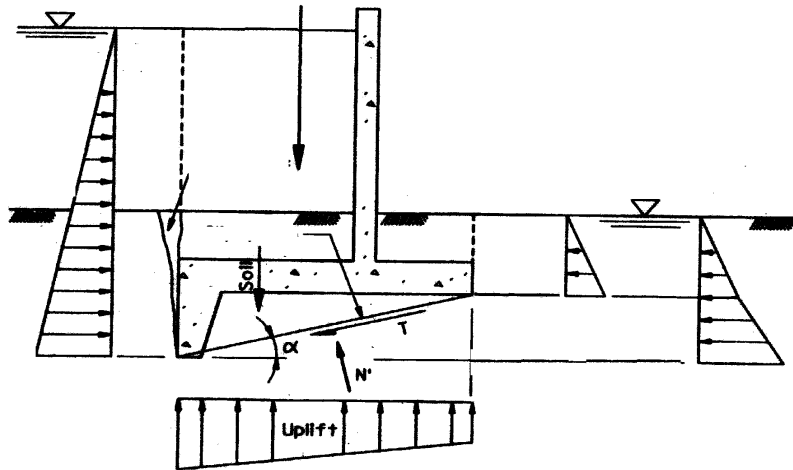
$$SF = \frac{Q}{N'} \quad (9-6)$$

که در آن: Q = مؤلفه عمودی ظرفیت باربری نهایی

N' = نیروی مؤثر عمودی وارد شده به کف گوه سازه‌ای

اگر ظرفیت باربری مورد نیاز تأمین نشود و ضریب اطمینان کمتر از حداقل مورد نیاز باشد، باید با تمهیداتی نظیر اضافه کردن عرض پایه دیوار، عمیق تر اجرا کردن شالوده دیوار، اصلاح خاک یا استفاده از پی‌های شمع‌ی به اطمینان کافی رسید. روشهای اصلاح خاک در قسمت 7-10-5 آمده است.

پایداری در برابر لغزش



شکل 6-9- تحلیل پایداری در برابر لغزش با تک گوه

8-6- خلاصه روند طراحی

خلاصه ای از روند طراحی ارائه می‌شود.

- گام 1- در نظر گرفتن گوه‌سازه‌ای
- گام 2- محاسبه فشار آب (هیدرواستاتیک یا تراوش)
- گام 3- محاسبه نیروهای جانبی
- گام 4- تعیین نیروهای قائم
- گام 5- کنترل واژگونی: در صورت عدم اطمینان کافی، باید عرض پایه زیاد شود و مجدداً از گام 1 مراحل محاسبات آغاز گردد.
- گام 6- کنترل لغزش با همان بارگذاری که واژگونی کنترل می‌شود. در صورت عدم اطمینان کافی، باید شیوه‌های افزایش مقاومت در برابر لغزش مانند عریض‌تر کردن پایه بررسی شود و مجدداً کنترل‌های لازم صورت گیرد.

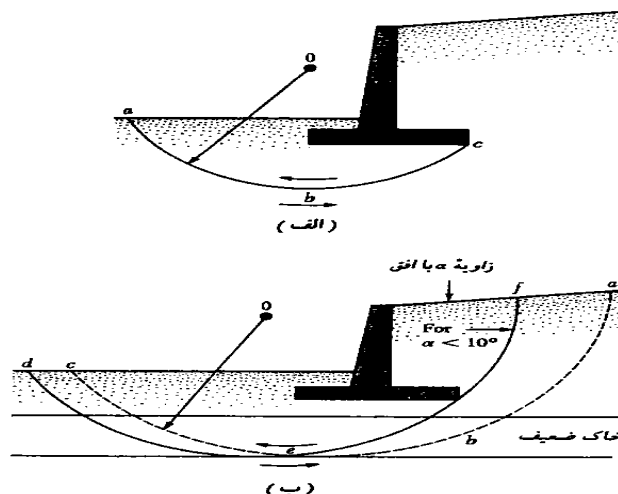
گام 7- کنترل ظرفیت باربری با همان بارگذاری که واژگونی کنترل می‌شود. در صورت عدم اطمینان کافی، باید شیوه‌های افزایش ظرفیت باربری بررسی و مناسب‌ترین آنها انتخاب گردد و مجدداً کنترل‌های لازم انجام پذیرد.

گام 8- کنترل پایداری کلی دیوار. در صورت عدم ایمنی کافی، باید شیوه‌های افزایش پایداری بررسی و مناسب‌ترین آنها برگزیده شود.

6-9- پایداری کلی

علاوه بر ناپایداریهای لغزشی، واژگونی و ظرفیت باربری که قبلاً بررسی شد، احتمال دو خرابی دیگر در دیوارهای حایل وجود دارد: (الف) گسیختگی برشی سطحی، (ب) گسیختگی برشی عمقی.

مطابق شکل 6-10- الف، گسیختگی برشی سطحی در خاکریز پایه دیوار حایل در امتداد یک سطح لغزش استوانه‌ای abc که از نوک پاشنه عبور می‌کند به وجود می‌آید.



شکل 6-10- (الف) گسیختگی برشی سطحی، (ب) گسیختگی برشی عمیق

مرکز قوس دایره‌ای abc در نقطه o قرار دارد که موقعیت آن به وسیله آزمون و خطا برای رسیدن به حداقل ضریب اطمینان، به دست می‌آید. این نوع گسیختگی به علت ایجاد تنش برشی بیش از حد مجاز در سطح استوانه‌ای رخ می‌دهد. در حالت کلی، ضریب اطمینان در مقابل لغزش افقی کمتر از ضریب اطمینان به‌دست آمده در گسیختگی برشی سطحی است (2).

اگر در عمقی حدود $1/5$ برابر ارتفاع دیوار حایل، یک لایه ضعیف خاک وجود داشته باشد، گسیختگی برشی عمیق می‌تواند در امتداد سطح لغزش استوانه‌ای abc به وجود آید. در چنین حالاتی برای پیدا کردن سطح لغزش بحرانی، باید آزمون و خطاهای متعددی با انتخاب مراکز گوناگون نظیر o در شکل (6-10-ب) انجام گیرد. سطح گسیختگی که به ازای آن حداقل ضریب اطمینان به‌دست می‌آید، سطح لغزش بحرانی نامیده می‌شود. برای کنترل پایداری کلی می‌توان از روشهای پایداری شبیه استفاده کرد. همچنین روشهای تقریبی نیز وجود دارد که برای جزئیات بیشتر به قسمت 6-9 تبیین ضوابط طراحی مراجعه شود.

فصل هفتم

ظرفیت باربری و نشست شالوده‌های دیوارهای حایل طره‌ای

7-1- مقدمه

یک شالوده سطحی دیوار حایل وقتی دارای عملکرد صحیح است که چند شرط اساسی را برآورده کند:

- الف - گسیختگی برشی در خاک زیر پایه دیوار ایجاد نگردد.
 - ب - پایه دیوار دچار نشست و دوران بیش از حد مجاز نشود.
 - پ - اجزای سازه‌ای دیوار در انتقال نیروها آسیب نبینند (بعبارت دیگر در اثر بارگذاری دچار شکست سازه‌ای نشوند).
 - ت - مجموعه دیوار و خاک زیر آن دچار لغزش کلی نگردند.
 - ث - دیوار دچار لغزش و واژگونی نشود.
- روشهای کنترل پایداری در برابر لغزش، واژگونی، و نیز پایداری کلی در فصل ششم بررسی شدند. در این فصل روشهای کنترل گسیختگی برشی (ظرفیت باربری) و نشست بررسی می‌شوند.

2-7- نوع گسیختگی برشی

در این فصل گسیختگی برشی کلی بررسی می‌گردد که در آن با افزایش بارگذاری شالوده، سطح شکست بتدریج توسعه می‌یابد تا به سطح زمین برسد. این نوع گسیختگی معمولاً در خاکهای رسی سفت یا ماسه‌های متراکم رخ می‌دهد. در صورتی که نیاز به محاسبه ظرفیت باربری در رسی‌های نرم یا ماسه شل باشد می‌توان آن را بر اساس گسیختگی برشی موضعی محاسبه کرد. ترزاگی پیشنهاد می‌کند برای محاسبه ظرفیت باربری بر اساس گسیختگی برشی موضعی از پارامترهای مقاومت برشی کاهش یافته بر اساس معادلات (1-7) و (2-7) استفاده شود.

$$c_{red} = \frac{2}{3}c \quad (1-7)$$

$$\tan \phi_{red} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (2-7)$$

که در آن :

ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک

ϕ_{red} = زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته خاک

c = چسبندگی خاک

c_{red} = چسبندگی کاهش یافته خاک

مقادیر ϕ_{red} و c_{red} را می‌توان در معادلات تعیین ظرفیت باربری نهایی استفاده کرد. لازم به تذکر است در دشتهای سیلابی، دیوارهای حایل سیل بند ممکن است بر روی رسوبات آبرفتی نچندان متراکم احداث شوند که ظرفیت باربری نهایی آنها بر اساس ϕ_{red} و c_{red} محاسبه می‌شود.

3-7- ضریب اطمینان

با توجه به شکل‌های 1-7 و 2-7، ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی را می‌توان بصورت زیر تعریف کرد:

$$SF = \frac{q_{ult}}{q_{acting}} = \frac{q_{ult}}{q_{acting}} \frac{\bar{B}}{\bar{B}} = \frac{Q_{ult}}{N'} \quad (3-7)$$

که در آن :

q_{ult} = ظرفیت باربری نهایی که از معادله (8-7) محاسبه خواهد شد.

q_{acting} = فشار عمل کننده روی خاک

Q_{ult} = نیروی نهایی عمود بر پایه دیوار

N' = عکس العمل خاک که عمود بر کف دیوار وارد می گردد.

B = عرض مؤثر پایه دیوار است که توسط تساوی زیر معرفی می شود:

$$\bar{B} = B - 2e \quad (4-7)$$

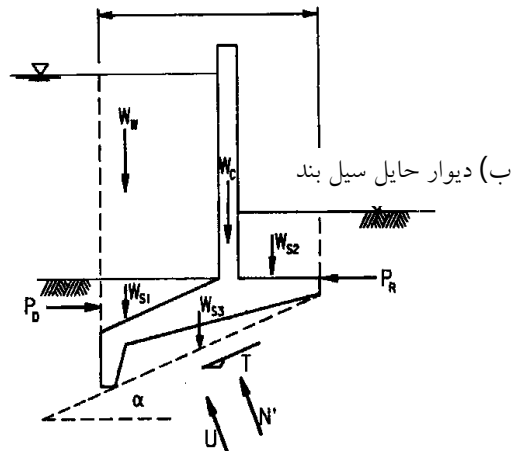
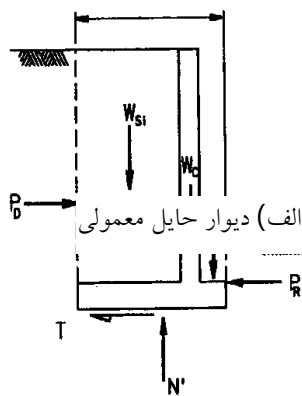
که در آن :

B = عرض پایه دیوار

e = خروج از مرکزیت N' نسبت به مرکز پایه دیوار

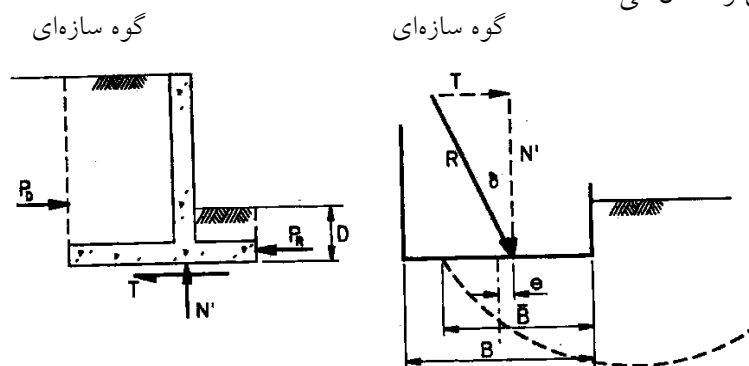
گونه سازه‌ای

گونه سازه‌ای

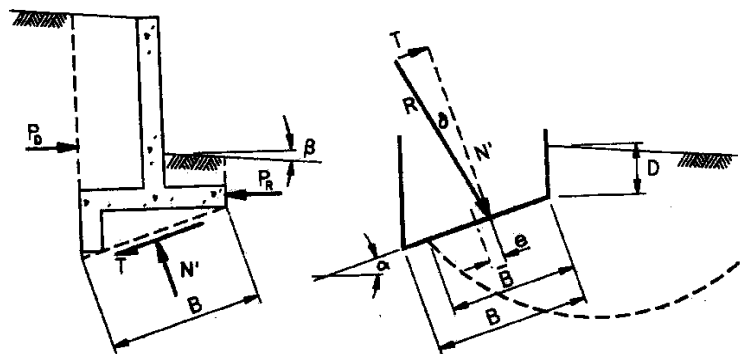


شکل 7-1- نیروهای وارد بر پایه دیوار

حداقل ضرایب اطمینان قابل قبول برای ظرفیت باربری، برای شرایط مختلف بارگذاری و دیوارهای حایل طره‌ای معمولی، در جدول 1-6 و برای دیوارهای حایل سیل بند، در جدول 2-6 آمده است. لازم به تذکر است برای هر مورد بارگذاری که در این جداول آمده است، همان بارگذاری کنترل واژگونی برای محاسبات ظرفیت باربری نیز استفاده می‌شود. شکل‌های 1-7 و 2-7 مفهوم پارامترهای به کار رفته در محاسبات مربوط به ظرفیت باربری را نشان می‌دهند.



الف) پایه افقی



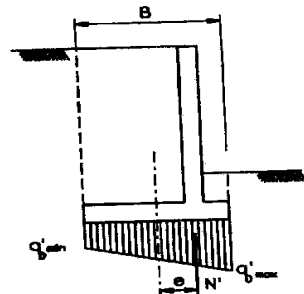
ب) پایه با زبانه برشی، زمین شیب‌دار

شکل 2-7- پارامترهای به کار رفته در معادلات ظرفیت باربری

4-7- فشار وارد بر خاک

در شکل 3-7 توزیع فشار مؤثر بر کف دیوار خطی فرض می‌شود و برآیند آن N' را می‌توان در مرکز ثقل توزیع فشار قرار داد. اگر برآیند نیرو درون یک سوم میانی عرض پایه قرار گیرد فشار مؤثر را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$q' = \left(\frac{N'}{B}\right) \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (5-7)$$

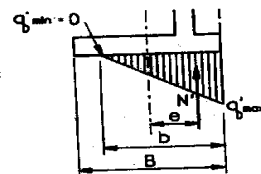
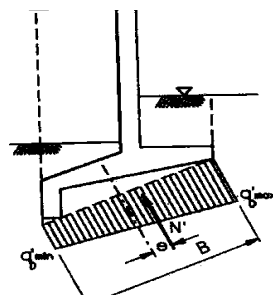


$$q'_y = \frac{N'}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

$$q'_{\max} = \left(\frac{N'}{B}\right) \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q'_{\min} = \left(\frac{N'}{B}\right) \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

الف) دیوار ساده، برآیند نیرو در یک سوم میانی پایه



$$q'_{\max} = \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{N'}{B - 2e}\right)$$

$$b = \left(\frac{3}{2}\right) (B - 2e)$$

ج) توزیع فشار برآیند خارج از یک سوم میانی پایه (ب) دیوار سیل بند با کف شیبدار

شکل 3-7- توزیع فشار بر روی خاک در کف دیوار

اگر برآیند نیرو خارج از یک سوم میانی عرض پایه دیوار قرار گیرد، مطابق شکل 3-7 توزیع فشار بصورت مثلثی خواهد شد. در این صورت:

$$q'_{\max} = \frac{4}{3} \frac{N'}{B - 2e} \quad (6-7)$$

در این حالت خاک در عرض b تحت فشار است (شکل c-3-7).

مقدار b برابر است با:

$$b = \frac{3}{2} (B - 2e) \quad (7-7)$$

5-7- معادلات تعیین ظرفیت باربری به کمک پارامترهای مقاومت برشی خاک

برای تعیین ظرفیت باربری دیوارهای حایل، q_{ult} ، از روش Hansen استفاده می‌شود که عبارتند است از (1 و 43):

$$q_{ult} = c N_c d_c i_c b_c g_c + \bar{q} N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \bar{B} \bar{\gamma} N_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} \quad (8-7)$$

که در آن :

c = چسبندگی خاک

N_c, N_q, N_{γ} = ضرایب ظرفیت باربری بعنوان توابعی از زاویه اصطکاک داخلی خاک، ϕ

d_c, d_q, d_{γ} = ضرایب عمق

i_c, i_q, i_{γ} = ضرایب مایل بودن نیروی وارد بر شالوده بدلیل وجود نیروی افقی

b_c, b_q, b_{γ} = ضرایب مربوط به شیب‌دار بودن کف پایه دیوار

g_c, g_q, g_{γ} = ضرایب مربوط به شیب‌دار بودن زمین

$\bar{q}$ = سربار مؤثر از کف دیوار تا سطح زمین

$\bar{\gamma}$ = وزن مخصوص موثر خاک شالوده که طبق جدول 1-7 انتخاب می‌شود.

اگر موقعیت تراز آب زیر کف دیوار و با فاصله d_w از آن باشد برای $\bar{\gamma}$ می‌توان از

جدول 1-7 استفاده کرد.

جدول 1-7- مقادیر $\bar{\gamma}$ بر حسب موقعیت تراز آب زیرزمینی

موقعیت تراز آب	$\bar{\gamma}$
$d_w \leq 0$	$\bar{\gamma} = \gamma'$
$0 \leq d_w \leq B$	$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d_w}{B}(\gamma - \gamma')$
$d_w \geq B$	$\bar{\gamma} = \gamma$

مطابق شکل 2-7، اگر خاکریز در منطقه مقاوم دارای شیب β منفی باشد، $\bar{q}$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{q} = \gamma' D \cos \beta \quad (9-7)$$

که در آن D عمق پی است.

می‌توان نیروی نهایی عمود بر پایه دیوار برای یک متر طول دیوار را از رابطه (10-7) محاسبه کرد.

$$Q_{ult} = q_{ult} \bar{B} \quad (10-7)$$

لازم به تذکر است که در دیوارهای حایل، معمولاً عمق مدفون پایه دیوار کمتر از عرض پایه می‌باشد. بعلاوه دیوار در جهت طولی ادامه دارد و می‌توان از ضرایب شکل که تابعی از نسبت عرض پایه به طول آن است صرف‌نظر کرد.

در روش Hansen، ظرفیت باربری نهایی با استفاده از معادله (8-7) محاسبه می‌شود که در آن ضرایب ظرفیت باربری از رابطه (11-7) تعیین می‌شوند. ضرایب مختلف استفاده شده در رابطه (8-7) از روابط (11-7) و جدول 2-7 تعیین می‌شوند.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{الف-11-7})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{ب-11-7})$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (\text{پ-11-7})$$

جدول 2-7- تعیین ضرایب عمق، تمایل بار، شیب پایه دیوار و شیب زمین برای محاسبه ظرفیت باربری در روش Hansen (به شکل 2-7 توجه شود)

ضرایب عمق (d)	ضرایب مایل بودن نیرو (i)
$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (D > B)$	$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \quad (\phi = 0)$
$d'_c = d_c - 1 \quad (\phi = 0)$	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{N' + A_f c_a \cot \phi} \right)^{\alpha_1}$
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \frac{\alpha_b^o}{450})H}{N' + A_f c_a \cot \phi} \right)^{\alpha_2}$
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad (D > B)$	ضرایب شیب زمین
ضرایب شیب پایه‌دار	
$b_c = 1 - \frac{\alpha_b^o}{147^o}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}$
$b'_c = 1 - b_c = \frac{\alpha_b^o}{147^o} \quad (\phi = 0)$	$= 1 - g_c = \frac{\beta^o}{147^o} \quad (\phi = 0)$
$b_q = e^{-2\alpha_b \tan \phi}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
$b_\gamma = e^{-2.7\alpha_b \tan \phi}$	

توجه:

β = زاویه سطح خاکریز پایین دست با امتداد افق (شکل 2-7)

α_b = زاویه امتداد پایه دیوار با افق (شکل 2-7)

N' = نیروی وارد بر کف پی

A_f = سطح مؤثر پی که از حاصلضرب $\bar{B}$ در یک متر طول به دست می‌آید.

c_a = چسبندگی مؤثر که در جدول 4-7 داده شده، معمولاً $0/6c_u \leq c_a \leq c_u$ است

α_1 و α_2 = ضرایبی که بر اساس توصیه Hansen در محدوده $2 \leq \alpha_1, \alpha_2 \leq 5$ و براساس

توصیه بوالس (1) در محدوده $2 \leq \alpha_1 \leq 3$ و $3 \leq \alpha_2 \leq 4$ قرار می‌گیرد.

در رابطه (8-7) چنانچه i_q منفی شود بنابر توصیه Hansen نباید از معادله تعیین

ظرفیت باربری استفاده شود و در این حالت ظرفیت باربری قابل صرفنظر کردن است.

در حالت خاصی که $\phi = 0$ باشد، می‌توان باربری نهایی را از معادله زیر محاسبه کرد:

$$q_{ult} = c_u N_c (1 + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \quad (12-7)$$

که در آن:

c_u = چسبندگی زهکشی نشده رس

$N_c = 5/14$ برای یک رس همگن

ضرایب به کار رفته در رابطه (12-7) متناظر با $\phi = 0$ هستند که در جدول 2-7 داده

شده‌اند.

7-6- نکاتی در تعیین ظرفیت باربری بر اساس پارامترهای مقاومت برشی خاک

الف - در قسمت 5-7 تبیین ضوابط طراحی، روشهای معمول برای محاسبه ظرفیت باربری

شامل، روشهای Meyerhof اصلاح شده، Vesic و Hansen ارائه شده است.

توصیه می‌شود مقدار q_{ult} از روش Hansen محاسبه شود و برای اطمینان مقدار q_{ult}

به دست آمده با یکی از روشهای Meyerhof اصلاح و Vesic مقایسه گردد. اگر

نتایج خیلی متفاوت بود با روش سوم نیز مقایسه شود و در نهایت با قضاوت مهندسی

مقدار ظرفیت باربری تعیین گردد. عبارت دیگر توصیه می‌شود ظرفیت باربری حداقل از دو روش محاسبه شود.

ب- اگر در آزمایشات سه محوری $\phi > 34^\circ$ بدست آید که در این حالت ϕ_{tr} خوانده می‌شود، در محاسبه ظرفیت باربری شالوده دیوار، برای بدست آوردن N_q و N_c بجای ϕ_{tr} از ϕ_{ps} (زاویه متناظر با حالت کرنش مسطح) استفاده می‌شود که بعضی از روابط موجود عبارتند از:

$$\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17^\circ \quad (13-7)$$

$$\phi_{ps} = 1.1\phi_{tr} \quad (14-7)$$

لازم به تذکر است که اصلاح زاویه اصطکاک داخلی به 5 درجه محدود می‌شود، در غیر این صورت باید ϕ از آزمایشات کرنش مسطح به دست آید.

پ- اگر چه توصیه می‌شود از فشار مقاوم خاک در جلوی دیوار در محاسبات پایداری در برابر لغزش استفاده نشود، اگر بناچار از این نیرو استفاده شود، در محاسبات تعیین ظرفیت باربری باید از کلیه ضرایب عمق صرف نظر شود.

ت- اگر خاکریز جلوی دیوار سست باشد بهتر است از اثر ضرایب عمق در محاسبات ظرفیت باربری صرف نظر شود.

ث- ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی در شرایط زلزله نسبت به حالت بارگذاری استاتیکی کاهش می‌یابد (67 تا 71). لازم به تذکر است این کاهش ارتباطی به روانگرا شدن خاک شالوده ندارد.

ج- ظرفیت باربری مجاز را می‌توان از تقسیم ظرفیت باربری نهایی بر ضریب اطمینان به دست آورد. باید توجه داشت ملاحظات نشست بطور مستقل در نظر گرفته شود که در قسمت 7-9 خواهد آمد.

چ- در صورتی که ظرفیت باربری مجاز و نشست در محدوده‌های قابل قبول نباشند باید با بررسیهای فنی، اجرایی و اقتصادی روشهای زیر را بررسی کرد:

- افزایش عرض پایه دیوار
- عمق تر اجرا کردن شالوده دیوار
- استفاده از شالوده شمعی
- اصلاح خاک

ح- در صورتی که شالوده دیوار بر روی خاکهای لایه‌ای قرار گیرد باید با روشهای مناسب، اثر لایه‌بندی در نظر گرفته شود.

خ- اگر شالوده بر روی لایه سخت قرار گیرد بطوریکه در زیر آن لایه سستی موجود باشد باید احتمال سوراخ شدن شالوده در لایه اول بررسی شود.

د- در صورتی که خاک از نظر باربری نشست نتواند معیارهای قابل قبول را عرضه کند، می‌توان آن را اصلاح نمود. روشهای معمول اصلاح خاک در قسمت 7-9 ارائه خواهد شد.

7-7- تعیین ظرفیت باربری پی‌های سطحی به کمک آزمایشات صحرایی

7-7-1- استفاده از نتایج SPT در تعیین ظرفیت باربری

7-7-1-1- روش Meyerhof

ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده بر روی خاک ماسه‌ای برای نشست مجاز 25/4 میلیمتر از روابط زیر به دست می‌آید (1):

$$q_{\text{net(all)}} = 11.98 N K_d \quad \text{الف) برای } B \leq 1/22 \quad (7-15)$$

$$q_{\text{net(all)}} = 7.99 N \left(\frac{3.22B + 1}{3.28B} \right)^2 K_d \quad \text{ب) برای } B > 1/22 \quad (7-15)$$

که در آن N عدد SPT، B عرض شالوده دیوار و K_d ضریب در نظر گرفتن اثر عمق است که از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33 \quad (7-16)$$

2-1-7-7- Bowles (اصلاح شده Meyerhof)

Bowles با انجام اصلاحاتی در روش M، ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده را با روابط زیر ارائه می‌دهد که بر مبنای نشست مجاز 25/4 میلیمتر می‌باشد (1).

$$q_{\text{net(all)}} = \frac{N}{F_1} K_d \quad \text{برای } B \leq F_4 \quad (17-7 \text{ الف})$$

$$q_{\text{net(all)}} = \frac{N}{F_2} \left(\frac{B + F_3}{B} \right)^2 K_d \quad \text{برای } B > F_4 \quad (17-7 \text{ ب})$$

که در آن K_d از رابطه (16-7) و سایر ضرایب بر اساس جدول زیر محاسبه می‌شوند.

جدول 3-7- ضرایب F_1 تا F_4

ضریب	N_{55}	N'_{70}
F_1	0/05	0/04
F_2	0/08	0/06
F_3	0/03	0/03
F_4	1/2	1/2

3-1-7-7- سایر ملاحظات لازم

الف - اگر نشست مجاز دیگری بغیر از 25/4 میلیمتر مدنظر باشد می‌توان q_{all} به‌دست آمده از روابط (15-7) و (17-7) را بصورت زیر تغییر داد:

$$(q_{\text{all}})_{S_i} = (q_{\text{all}})_{25.4} \left(\frac{S_i}{25.4} \right) \quad (18-7)$$

که در آن $(q_{\text{all}})_{25.4}$ مقدار به‌دست آمده از معادلات (15-7) یا (17-7) و S_i مقدار نشست مجاز مورد نظر است. در این صورت $(q_{\text{all}})_{S_i}$ مقدار ظرفیت باربری مجاز متناظر با نشست S_i می‌باشد.

ب - مقدار N در خاکهای لایه‌ای معمولاً بصورت متوسط وزنی در فاصله 0/5B بالای

کف پی دیوار تا 2B تا 3B از زیر کف پی در نظر گرفته می‌شود. اگر چه روابط دیگری نیز برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز بر اساس نتایج SPT ارائه شده است، Cernica توصیه می‌کند که روشهای بندهای 1-1-7-7 و 2-1-7-7 قابل اعتماد هستند (72).

2-7-7-2 استفاده از نتایج CPT و تعیین ظرفیت باربری

1-2-7-7 روش Schmertmann

برای تعیین ظرفیت باربری نهایی پی‌های نواری بر روی خاکهای غیر چسبنده، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد (1):

$$q_{ult} = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \quad (19-7)$$

و برای خاکهای رسی:

$$q_{ult} = 2 + 0.28q_c \quad (20-7)$$

به کار می‌رود که در آن q_c مقاومت نوک مخروط است. در معادلات (19-7) و (20-7) مقادیر q_{ult} و q_c بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع هستند.

2-2-7-7 تبدیل q_c به N_{SPT} و استفاده از روابط مبتنی N_{SPT}

در این روش می‌توان با استفاده از شکل 3-3 مقدار N را محاسبه کرد و سپس ظرفیت باربری را بر اساس روابط (15-7)، (17-7)، یا (18-7) به دست آورد.

3-7-7 استفاده از نتایج آزمایش صفحه در تعیین ظرفیت باربری

از آزمایش بارگذاری صفحه نیز می‌توان ظرفیت باربری نهایی خاک را به دست آورد. برای این کار، با انجام آزمایش صفحه، می‌توان منحنی تغییرات فشار بر حسب نشست صفحه را ترسیم و از روی آن فشار نهایی به نام (ظرفیت باربری صفحه) یعنی $(q_{ult})_p$ را به دست آورد. برای یافتن این فشار نهایی، ممکن است سه حالت (الف)، (ب)، (پ) پیش آید:

الف- در این حالت ظرفیت باربری نهایی بیشترین فشار اندازه‌گیری شده است. نشست متناظر برای همین فشار، نشست نهایی صفحه است.

ب- در این حالت تغییر شکل در پله‌ای از فشار نسبت به تغییر شکل در پله قبلی به نحو بارزی افزایش می‌یابد که نقطه شروع این تغییر چشمگیر، ظرفیت باربری نهایی محسوب می‌شود.

پ- در این حالت، نشست مرتباً رو به افزایش است اما هیچ یک از دو حالت (الف) و یا (ب) پیش نمی‌آید. در این صورت، ظرفیت باربری نهایی، معادل مقدار متناظر با نشست صفحه (15 درصد قطر یا پهنای صفحه) منظور می‌شود.

گاهی با رسم نمودار در محورهای لگاریتمی، می‌توان نقطه q_{ult} را با راحتی، سهولت و تمایز بیشتری شناسایی کرد.

برای تعیین ظرفیت باربری شالوده در خاک رس:

$$q_{ult(F)} = q_{ult(P)} \quad (21-7)$$

که در آن:

$$q_{ult(F)} = \text{ظرفیت باربری نهایی شالوده پیشنهادی}$$

$$q_{ult(P)} = \text{ظرفیت باربری نهایی صفحه آزمایشی}$$

از رابطه بالا مشخص است که ظرفیت نهایی رس، عملاً مستقل از اندازه صفحه آزمایش است.

برای تعیین ظرفیت باربری شالوده در خاکهای ماسه‌ای:

$$q_{ult(F)} = q_{ult(P)} \frac{B_F}{B_P} \quad (22-7)$$

که در آن:

$$B_F = \text{عرض شالوده}$$

$$B_P = \text{عرض صفحه آزمایشی}$$

استفاده از رابطه (22-7) برای $B_F / B_P \leq 3$ توصیه شده است (1).

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده بر مبنای ملاحظات نشست، روابط زیر مورد استفاده قرار می‌گیرند (1 و 2):
برای شدت بار مشخص q_0 برای خاکهای رسی:

$$S_F = S_p \frac{B_F}{B_p} \quad (23-7)$$

و برای خاکهای ماسه‌ای:

$$S_F = S_p \left(\frac{B_F}{B_p} \right) \left(\frac{3.28B_p + 1}{3.28B_F + 1} \right) \quad (24-7)$$

می‌توان داشت که در آن واحدهای B_F و B_p بر حسب متر هستند. این روابط بر پایه کارهای ترزاقی و پک قرار دارند.

هوسل روش دیگری برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده بر پایه ملاحظات نشست پیشنهاد نمود. گامهای این روش به شرح زیر است (2):

گام 1- فرض کنید تعیین ابعاد شالوده‌ای موردنظر باشد که قرار است بار Q_0 را با نشست مجاز S_{all} حمل نماید.

گام 2- دو آزمایش صفحه با صفحاتی به قطرهای B_1 و B_2 انجام دهید.

گام 3- با استفاده از نمودارهای بار-نشست به دست آمده در گام 2، بارهای Q_1 و Q_2 نظیر نشست S_{all} را به دست آورید.

برای صفحات شماره 1 و 2 به ترتیب می‌توان داشت:

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \quad (25-7)$$

$$Q_2 = A_2 m + P_2 n \quad (26-7)$$

که در آن:

A_1, A_2 به ترتیب مساحت صفحات شماره 1 و 2

P_1, P_2 به ترتیب محیط صفحات شماره 1 و 2

m, n دو ثابت که مربوط به فشار تماسی و برش محیطی می‌باشند که با حل این روابط مقادیر m و n به دست می‌آید.

گام 4- برای شالوده مورد طرح می‌توان نوشت:

$$Q_0 = A m + P n \quad (27-7)$$

که در آن:

A = مساحت شالوده

P = محیط شالوده

با توجه به معلوم بودن Q_0 ، m و n ، از رابطه بالا می‌توان عرض شالوده را محاسبه کرد. از آزمایش صفحه می‌توان ضریب عکس‌العمل بستر و مدول الاستیک خاک را نیز به دست آورد. جزئیات انجام این آزمایش در بند 3-4-6 ارائه گردید.

7-8- نشست

دو نوع نشست می‌تواند در شالوده‌ها رخ دهد: نشست آنی یا الاستیک، S_e ، و نشست تحکیم، S_c . نشست آنی بلافاصله و با بارگذاری شالوده رخ می‌دهد، در حالی که نشست تحکیم تابع زمان بوده و با خروج آب انجام می‌گیرد. نشست تحکیم خود شامل تحکیم اولیه و تحکیم ثانویه است. تحکیم ثانویه بدلیل لغزش و تغییر جهت دانه‌ها بوده و در خاکهای آلی غالب است. نشست تحکیم اولیه بیشتر در رسهای غیر آلی و خاک رس لای‌دار قابل ملاحظه است.

7-8-1- محاسبه نشست آنی به روش **Timoshenko & Goodier** و ضرایب عمق

Fox (1)

نشست آنی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_i = q_0 B' \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} m I_s I_F \quad (28-7)$$

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} I_2 \quad (29-7)$$

که در آن:

$$=S_i = \text{نشست آنی}$$

$$=q_0 = \text{فشار تماسی وارد بر خاک}$$

$=B'$ = بعد کوچکتر مساحتی از کف شالوده که فشار q_0 را وارد می‌کند (برای محاسبه نشست در مرکز پی B' برابر نصف B است)

$$=E_s = \text{مدول تغییر شکل خاک (مدول تنش-کرنش)}$$

$$=\mu_s = \text{نسبت پواسون خاک}$$

$=m$ = شماره تعداد تقسیماتی از سطح بارگذاری که در مقدار نشست مشارکت می‌کنند (برای محاسبه نشست در مرکز پی 4 برابر متر و برای محاسبه نشست در گوشه پی 1 برابر با متر است)

$$I_1 \text{ و } I_2 = \text{ضرایب تأثیر که از روابط (30-7) به دست می‌آید.}$$

(30-7-الف)

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

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (30-7-ب)$$

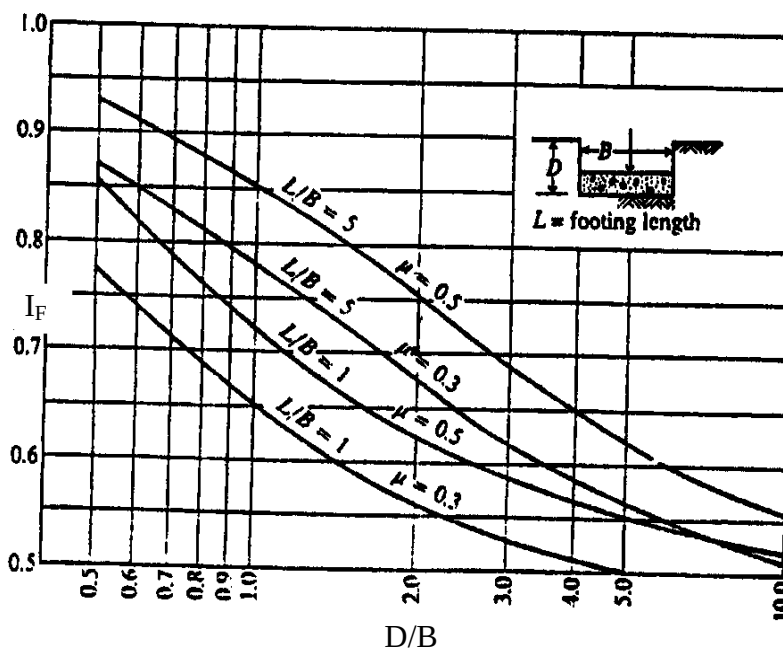
که در آن:

$$=M = \text{نسبت طول سطح بارگذاری به عرض آن}$$

$$=N = \text{نسبت } H \text{ به } B'$$

$$=H = \text{ضخامت خاک در زیر شالوده که کمترین دو مقدار زیر است:}$$

- پنج برابر عرض لایه خاک زیر شالوده
 - سطح فوقانی لایه سخت (لایه سخت لایه‌ای است که E_s آن ده برابر لایه مجاور آن باشد)
- $I_F = \text{ضریب تأثیر عمق که از شکل 4-7 استخراج شده است.}$



شکل 7-4- ضریب تأثیر I_F برای محاسبه نشست

هنگام استفاده از رابطه (7-28) باید توجه داشت:

الف- این رابطه برای محاسبه نشست آنی به کار می‌روند و نباید برای محاسبه نشستهای ناشی از خزش استفاده شود.

ب- اگر شالوده صلب باشد بجای I_s از $I_{sr} = 0/931 I_s$ استفاده می‌گردد.

پ- ضخامت لایه‌ای که در محاسبه نشست به کار می‌رود H کمترین دو مقدار زیر است.

- پنج برابر عرض لایه زیر شالوده
- سطح فوقانی لایه سخت (لایه سخت لایه‌ای است که E_s آن ده برابر لایه مجاور آن باشد)

ت- در خاکهای لایه‌ای باید از E_s و μ_s بصورت متوسط وزنی در ضخامت لایه مؤثر در محاسبه نشست (ضخامتی که در قسمت پ تعریف شد) استفاده گردد.

7-8-2- محاسبه نشست آنی ماسه‌ها با روش ضریب تأثیر کرنش (2)

نشست آنی خاکهای دانه‌ای را می‌توان با روش ضرایب تأثیر کرنش از رابطه زیر محاسبه کرد (2):

$$S_i = C_1 C_2 (q_0 - \bar{q}) \sum_0^{Z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta Z \quad (31-7)$$

که در آن:

$$I_z = \text{ضریب تأثیر کرنش}$$

$$Z_2 = \text{عمق تأثیر}$$

$$q_0 = \text{فشار تماسی در تراز سطح زیرین شالوده}$$

$$\bar{q} = \text{سربار از کف شالوده تا سطح زمین}$$

$$C_1 = \text{ضریب اصلاح برای عمق مدفون پایه و دیوار (رابطه 32-7)}$$

$$C_2 = \text{ضریب اصلاح برای تأثیر خزش خاک (رابطه 33-7)}$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\bar{q}}{q_0 - \bar{q}} \quad (32-7)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (33-7)$$

که در آن t زمان بر حسب سال است.

ضریب I_z برای شالوده‌های نواری با روابط زیر محاسبه می‌شود:

$I_z=0/2$	داریم	$z=0$	برای
-----------	-------	-------	------

$I_z=0/5$	داریم	$z=z_1=B$	برای
-----------	-------	-----------	------

$I_z=0$	داریم	$z=z_2=4B$	برای
---------	-------	------------	------

مقادیر I_z و z_1 و z_2 بطور خطی تغییر می‌کند، بعبارت دیگر I_z از 0/2 تا 0/5 و از 0/5

تا صفر خطی تغییر می‌نماید. برای استفاده از رابطه (31-7)، خاک از تراز کف شالوده

دیوار تا عمق z_2 به لایه‌هایی تقسیم می‌شود بطوری که اثر لایه‌بندی را بتوان لحاظ کرد.

نشست آنی کل شالوده از مجموع نشستهای لایه‌ها محاسبه می‌شود.

7-8-3- محاسبه دوران پی دیوار

برای مقدار دوران پایه دیوار می‌توان از رابطه زیر سود جست:

$$\tan \theta = \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\theta \quad (34-7)$$

که در آن :

B = عرض پایه دیوار

L = طول پایه دیوار که برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

M = لنگر وارد بر واحد طول دیوار که ضلع B را تحت تأثیر قرار می‌دهد.

I_θ = ضریب تأثیر که از جدول 7-4 به دست می‌آید.

جدول 7-4- ضریب تأثیر I_θ برای محاسبه دوران پی دیوار

$\frac{L}{B}$	شالوده انعطاف پذیر
0/10	1/045
0/20	1/60
0/50	2/51
0/75	2/91
1/00	3/15
1/50	3/43
2/00	3/57
3/00	3/70
5/00	3/77
10/00	3/81
100/00	3/82

(*) برای شالوده‌های صلب از رابطه $I_\theta = 16 / [(1 + 0.22B/L)]$ استفاده می‌شود.

7-8-4- حداکثر نشست مجاز

حداکثر چرخش زاویه‌ای (نسبت نشست تقسیم بر طول سازه) قابل قبول که در دیوارهای حایل بتن‌آرمه ترک خوردگی ایجاد نشود، 0/002 تا 0/003 رادیان می‌باشد (73).

7-8-5- پارامترهای لازم برای محاسبه نشست آنی

پارامترهای E_s و μ_s را می‌توان از آزمایشات و یا به کمک روابط تجربی به دست آورد که برخی از آنها در جداول 6-7 و 7-7 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

7-8-6- محاسبه نشست تحکیم

برای محاسبه نشست تحکیم خاک‌های رسی می‌توان از معادلات زیر استفاده کرد:

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (35-7)$$

برای رسهای پیش تحکیم یافته می‌توان داشت:

الف - اگر $p_o + \Delta p < p_c$ باشد:

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (36-7)$$

ب - اگر $p_o < p_c < p_o + \Delta p$ باشد:

$$S_c = \frac{C_r M}{1 + e_o} \log + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_c} \quad (37-7)$$

که در آن:

S_c = نشست تحکیم

P_o = تنش مؤثر قائم در مرکز لایه رس

Δp = افزایش فشار متوسط در لایه رس در اثر سربار اضافی

H = ضخامت لایه رس

e_o = نسبت تخلخل خاک در محل تحت اثر فشار

C_c = نشانه فشردگی

C_r = نشانه تورم

نشانه فشردگی و تورم از آزمایشات آزمایشگاهی و یا روابط تجربی به دست می‌آید. جدول 7-7 تبیین ضوابط طراحی، برخی از این روابط را نشان می‌دهد.

در محاسبات نشست تحکیم باید به موارد زیر دقت شود:

- در صورتی که شرایط تحکیم یک بعدی صادق نیست (سطح بارگذاری کم و یا ضخامت لایه رس زیاد) باید اصلاحات لازم صورت گیرد.
- اگر ضخامت لایه رس زیاد باشد باید به لایه‌های نازک تقسیم شود و برای هر لایه محاسبات مجزا صورت گیرد. نشست کل لایه از مجموع نشستهای لایه‌های مجزا به دست می‌آید.

7-9- اصلاح خاک

7-9-1- اهداف اصلاح خاک

هدف از این قسمت، ارائه راهکارهای کلی جهت اصلاح خاک برای مواردی است که شالوده از نظر نشست و ظرفیت باربری جوابگوی وضعیت موجود و بارهای وارده نباشد. اصلاح خاک در پی سازی می‌تواند بنا به ضرورت، برای مقاصد زیر انجام شود:

- افزایش مقاومت خاک در برابر روانگرایی
- کاهش جابجایی سازه در اثر نشست، انحلال بافت خاک و یا فعالیتهای لرزه‌ای
- کاهش نشست
- کنترل تراوش آب
- پایدار کردن خاکهای رمبنده، متورم شونده، واگرا و حساس
- افزایش مقاومت خاک
- ضرورت اصلاح خاک

7-9-2- ضرورت اصلاح خاک

برای تعیین ضرورت اصلاح خاک، باید تحلیلهایی انجام گیرد. که معمولاً در بدو امر به صورت مقدماتی و در مراحل بعدی با ارائه جزئیات بیشتر صورت می‌پذیرد. ضرورت اصلاح خاک بطور معمول بر حسب وضعیت خاک، با بررسی شرایط بارگذاری، تغییر شکلهای مجاز و ارزیابی اثر خطرات طبیعی (سیل، زلزله، جریانهای دریایی و ...) بر عملکرد سازه و بررسی پایداری سازه مشخص خواهد شد.

وضعیت خاک را می‌توان با مشاهده آثار و عوارض موجود بر روی زمین و اطلاعات حاصل از گمانه‌های حفاری دریافت. این اطلاعات می‌تواند در ارزیابی روانگرایی خاک، ناپایداری شیب، وجود خاکهای مسئله‌ساز نظیر خاکهای متورم شونده، رمنده، رسهای حساس و واگرا، ظرفیت باربری ناکافی، نشستهای غیر قابل قبول (مطلق یا نسبی) و تراوش بیش از حد آب، فشارهای بر خاست بیش از حد، فرسایش خاک و پدیده رگاب کمک کند.

7-9-3- ارزیابی خاکهای مشکل ساز

خاکهای مشکل ساز شامل خاکهای رمنده (مانند لس)، لجن، نهشته‌های آواری انباشته شده، پس مانده‌های معدنی، خاکهای متورم شونده، رسهای واگرا، و حساس هستند. اگر خاکهای مشکل ساز اشباع گردند به شدت کاهش حجم داده و تغییر ناگهانی در مقاومت آنها ایجاد می‌شود.

خاکهای متورم شونده، با جذب رطوبت منبسط و با از دست دادن رطوبت منقبض می‌شوند.

رسهایی که دارای کانیهای مونت موریلونیت هستند از این دسته‌اند (مانند بتونیت). رسهای حساس به شدت مقاومت خود را با دستکاری شدن و بهم خوردگی از دست می‌دهند. رسهای واگرا نیز به شدت فرسایش می‌یابند و دارای ساختاری ناپایدار هستند. حتی حرکت آرام آب در مجاورت آنها بشدت ساختار آنها را از هم می‌پاشد و با جریان آب شسته می‌شوند. این خاکها برای پروژه‌های آبی مانند سدها، کانالها، و دیوارهای حایل

می‌توانند خطر ساز باشند. اگر رسهای حساس، واگرا و متورم شونده در زیر سازه‌هایی قرار گیرند، بدلیل فرسایش و ایجاد پدیده رگاب، ممکن است سبب تخریب سازه‌ها شوند، بویژه اگر در معرض آب قرار گیرند. شیب‌های طبیعی تشکیل شده از رسهای حساس ممکن است در مواقعی در معرض لغزش قرار گیرند.

7-9-4- ارزیابی خاکهای روانگرا

ماسه‌های سست و اشباع اگر تحت اثر لرزه‌های ناشی از زلزله قرار گیرند روانگرا خواهند شد. افزایش فشار آب منفذی و کاهش مقاومت خاک به‌دنبال آن، می‌تواند منجر به نشست، حرکات جانبی و از دست رفتن مقاومت شالوده‌ها گردد. ارزیابی خطرات روانگرایی خاکها در محل را می‌توان با طرح پرسشهای زیر و یافتن جواب آنها انجام داد:

- آیا خاک مستعد روانگرایی است؟
- در این صورت آیا این پدیده به‌وقوع خواهد پیوست؟
- اگر روانگرایی ایجاد شود چه خطراتی به‌نبال خواهد داشت؟

اگر ضریب اطمینان در برابر وقوع روانگرایی $1/5$ یا بیشتر و نیز نشست ایجاد شده در اثر آن نصف نشست مجاز باشد معمولاً نیازی به اصلاح خاک نیست. اگر این ضریب اطمینان کمتر از یک باشد و نشست پیش‌بینی شده بیش از دو برابر نشست مجاز باشد، روانگرایی محتملاً به وقوع خواهد پیوست و به‌دنبال آن نشستهای زیادی رخ خواهد داد. در این شرایط، نیاز به اصلاح خاک و یا سایر تمهیدات لازم خواهد بود. اگر نتایج تحلیل، بین دو حالت فوق را نشان دهد مطالعات جزئی‌تر و مفصل‌تری مورد نیاز است تا تصمیم قطعی برای اصلاح خاک اتخاذ شود. مطالعات مفصل‌تر شامل تحلیل، ظرفیت باربری، نشست و حرکات جانبی خواهد بود. اگر ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری بیش از $1/2$ و نشست و گسترش جانبی پیش‌بینی شده به ترتیب کمتر از نصف تغییر مکانهای مجاز در جهات قائم و افقی باشد، به اصلاح زمین نیازی نیست و تحلیل روانگرایی خاک کامل است. اگر ضریب اطمینان ظرفیت باربری کمتر از $0/8$ و یا نشست و گسترش جانبی بیش از دو برابر تغییر مکانهای مجاز در جهات قائم و افقی باشد، محتملاً روانگرایی به‌وقوع

خواهد پیوست، بنابر این اصلاح خاک و یا سایر تمهیدات لازم ضرورت خواهد یافت. اگر نتایج تحلیل، بین دو حالت فوق باشد باز هم تحلیلهای مبسوط‌تری مورد نیاز است تا تصمیم قطعی اتخاذ گردد (74).

7-9-5- روشهای اصلاح خاک

روشهای زیادی برای اصلاح خاک موجودند که عبارتند از: جایگزینی خاک، پایین آوردن سطح آب زیر زمینی، روشهای الکترواسمزی، تراکم، پیش بارگذاری با زهکشی یا بدون آن، مواد افزودنی، تزریق، مخلوط کردن در عمق با سایر مصالح، تراکم در عمق و مسلح کردن خاک. بعضی از این روشها مانند پایین آوردن سطح آب، تراکم پیش بارگذاری و بعضی از شیوه‌های تزریق طی سالهای زیادی استفاده می‌شده‌اند. بعضی دیگر مانند تراکم خاک در عمق (تراکم ارتعاشی، تراکم دینامیکی، شمعهای تراکمی، تراکم انفجاری)، تزریق تراکمی، مخلوط کردن خاک با سایر مصالح در عمق و ستونهای سنگی طی سالهای اخیر به سرعت پیشرفت کرده‌اند. روشهای مختلفی برحسب دانه‌بندی های گوناگون خاکها ارائه شده است که می‌توان برای اصلاح زمین استفاده کرد. برای هر محدوده دانه‌بندی معین، ممکن است بتوان از شیوه‌های مختلفی برای اصلاح بهره برد. انتخاب بهترین شیوه برای مقصود معین بستگی به عوامل زیادی دارد از جمله:

- نوع خاکی که باید اصلاح شود
- مقدار اصلاح مورد نیاز
- بازده و میزان اصلاح خاک که از شیوه مورد نظر به‌دست آید
- عمق مورد نیاز برای اصلاح
- وسعت مورد نیاز
- امکانات موجود اجرایی
- دانش فنی انجام اصلاح و تجارب موجود
- محل و محیطی که قرار است اصلاح زمین در آن صورت گیرد
- مسائل اقتصادی

یکی از عوامل کلیدی در انتخاب روش اصلاح، در دسترس بودن محل اجرای عملیات اصلاح خاک می‌باشد. اگر اصلاح زمین برای فضای بزرگ، باز و هنوز تخصیص نیافته برای ساخت و ساز موجود باشد بطور معمول شیوه‌های کم و بیش گران قیمتی نسبت به محل کوچک یا محلی که ساخت و ساز در آن انجام شده یا در حال انجام و یا نزدیک سازه‌ها و تاسیسات موجود است، می‌توان یافت. جزئیات بیشتری در مورد اصلاح خاک در بخش 7-9-5 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

7-9-6- روند طراحی اصلاح خاک

اگر نیاز به اصلاح خاک قطعی شد، باید شیوه یا شیوه‌هایی برای اصلاح خاک انتخاب کرد و بر اساس معیارهایی، طرح نهایی را برگزید. عواملی که می‌توانند بعنوان معیار انتخاب شوند عبارتند از:

- ملزومات طراحی مانند این که آیا اصلاح خاک برای بنای موجود انجام می‌شود یا برای بنای جدید، میزان نشست مجاز تحت بارهای بهره‌برداری، مقدار نشست مجاز تحت بارگذاری زلزله یا سیل، اهمیت سازه، نوع و میزان خسارات قابل پیش‌بینی
- شرایط محیطی مانند وسعت منطقه مورد نظر، قابلیت دسترسی، سازه‌ها و بناهای مجاور، نیاز به فضاهای مجاور بطور دایم برای انجام عملیات اجرایی اصلاح خاک (مثل میخکوبی خاک، اجرای ریز شمعها و ...)
- شرایط تحت‌الارضی مثل جنس، ضخامت لایه خاک که نیاز به اصلاح دارد، درجه اشباع خاک، سطح آب زیر زمینی
- امکانات اجرایی در دسترس
- زمان موجود برای اصلاح خاک
- مسائل اقتصادی
- برنامه‌ریزیهای انجام شده برای اجرای ساخت و ساز

با توجه به عوامل فوق می‌توان مراحل زیر را برای برنامه‌ریزی طراحی اصلاح خاک مد نظر قرار داد:

- انتخاب چند روش اصلاح خاک که مناسب به نظر می‌رسند
- ارزیابی روشهای انتخاب شده
- انتخاب روشهایی که مناسب‌ترین بنظر می‌رسند (به تعداد خیلی محدود)
- طراحی نهایی برای یک یا دو شیوه
- مقایسه طرحهای نهایی و انتخاب بهترین آنها
- پیشنهاد آزمایشات صحرایی برای بررسی تاثیر روند انتخاب شده برای اصلاح خاک
- ارائه جزئیات و نکات مورد نیاز

فصل هشتم

طراحی سازه‌ای دیوارهای حایل

8-1- مقدمه

مشخصه مهم هر عضو سازه‌ای، مقاومت واقعی آن است. این مقاومت یا ظرفیت باربری، باید به قدری باشد که با یک حاشیه ایمنی مناسب، عضو بدون هیچگونه آثار خرابی (چه بصورت انهدام و چه بصورت خارج شدن از خدمت دهی در اثر تغییرشکل یا ترک) در مقابل بارهای وارده در طول عمر سازه مقاومت نماید. مقاومت واقعی یک عضو در یک سازه واقعی ممکن است بعلت خارج شدن ابعاد، تغییرات در مقاومت مصالح و غیره، با مقاومت اسمی آن تفاوت پیدا کند.

این تغییرات باعث می‌شوند که مقاومت واقعی عضواز مقاومت اسمی محاسبه شده کمترگردد. بارهای وارد بر سازه نیز بطور قطعی مشخص نیستند.

در نتیجه برای این که یک سازه و یا عضوی ایمن باشد، مقاومت اسمی آن که بعلت منظور داشتن عوامل کاهش ظرفیت، توسط ضربی کاهش داده می‌شود باید بزرگتر از بارهای مشخصه‌ای باشد که بعلت در نظرگرفتن داشتن اضافه بارهای احتمالی، توسط ضرب بار افزایش داده شده است. روش طراحی که بر پایه این استدلال قرار دارد، به

روش مقاومت یا روش مقاومت نهایی مشهور است (93).

در کنار شیوه فوق، به عنوان یک روش دیگر عضو را می‌توان طوری طراحی کرد که تنش در فولاد و بتن تحت بارهای مشخصه خدمت (یعنی بار مشخصه‌ای که بر آن ضریب بار اعمال نشده است) از یک حد قابل قبولی تجاوز نکند. این حد، تنش مجاز نامیده می‌شود که درصدی از تنش نهایی مصالح می‌باشد. اگر عضو بر پایه بار خدمت یا تنش مجاز طراحی شود، حاشیه ایمنی لازم با محدود کردن تنشها زیر مقادیر مجاز (که قسمت کوچکی از مقاومت فشاری بتن یا تنش جاری شدن فولاد است) تأمین خواهد شد. این روش طراحی، روش تنش مجاز نامیده می‌شود (93).

در گذشته، کلیه آیین‌نامه‌ها بر پایه روش تنشهای مجاز بودند، اما با درک بهتر رفتار نهایی اعضا، رفته رفته این روش با شیوه طراحی به روش مقاومت نهایی جایگزین شده است و امروزه طراحی به روش مقاومت نهایی رایج تر می‌باشد، هرچند هنوز هم روش تنش مجاز اعتبار خود را حفظ کرده است.

متن اصلی آیین‌نامه ACI بر پایه روش مقاومت نهایی قرار دارد و شیوه تنشهای مجاز بعنوان روش دیگر طراحی در ضمیمه آیین‌نامه آمده است. در آیین‌نامه آشتو 98 نیز در بندهای 5-13-1 و 5-13-2 به حالات حدی خدمت‌دهی و حدی نهایی اشاره شده است. باید توجه کرد که تنها بررسی مقاومت نهایی یک عضو در اثر بارهای ضرایب دار کافی نیست و باید خدمت‌پذیری عضو (تغییر شکل و عرض ترک) تحت بارهای خدمت نیز کنترل گردد (93).

با توجه به نیروهای وارد بر دیوارهای حایل و همچنین با منظور داشتن روابط هندسی بین اجزای دیوارها که نشأت گرفته از مسائل اجرایی است، می‌توان مقدار فولاد لازم برای قسمتهای مختلف دیوار را به دست آورد.

برای این منظور از آیین‌نامه آشتو استفاده می‌شود (93). لازم به ذکر است که در اینجا از روش طراحی مقاومت نهایی استفاده شده است.

8-2- دیوار حایل طره‌ای

یک دیوار حایل طره‌ای متشکل از سه قسمت دال تیغه، پاشنه و پنجه می‌باشد. به دلیل درگیر بودن یک طرف هر یک از این دالها و آزاد بودن طرف دیگر، رفتار هر یک از آنها، مشابه یک دال یکطرفه طره‌ای است. بنابراین برای تعیین مقدار آرماتور لازم برای هر یک از دالها، پس از مشخص کردن بارگذاری بر روی هر یک، مطابق قسمتهای زیر عمل خواهد شد.

8-2-1- طرح آرماتورهای برشی

معمولاً ضخامت هر یک از دالها (تیغه، پاشنه و پنجه) بگونه‌ای تعیین می‌شود که کل برش حاصل از بارگذاری خارجی، توسط بتن تحمل شده و احتیاج به طرح آرماتور برشی نباشد. در صورتی که بنا بدلائل خاص، نتوان ضخامت دال را از حد معینی بیشتر گرفت می‌توان از آرماتور برشی برای تامین مقاومت برشی لازم استفاده کرد. هنگام طراحی، حداقل پوشش روی آرماتور ها، در شرایطی که بتن ریزی در تماس با خاک انجام می‌گیرد، 7/5 سانتیمتر و در شرایطی که بتن در تماس با خاکریز کنترل شده و غیر خورنده و یا در مجاورت هوا باشد، 5 سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

8-2-2- طرح آرماتورهای طولی دالها

آرماتور گذاری طولی در دالهای یکطرفه، در دو جهت عمود بر هم انجام می‌شود. در اینجا آرماتورگذاری در جهت کوتاه، آرماتورهای اصلی و آرماتورهای در جهت بلند، آرماتورهای افت و حرارت نامیده می‌شوند. مقطع بحرانی برای طرح آرماتورهای طولی اصلی، همان مقاطع حداکثر لنگر در بر تکیه گاه می‌باشد. معیار اصلی در طرح این آرماتورها مقدار لنگر در این مقاطع است. برای دالهای سازه‌ای با ضخامت ثابت، حداقل مساحت آرماتور کششی در جهت دهانه، بایستی برابر با آرماتور افت و حرارت در نظر گرفته شود.

8-2-3- طرح آرماتور افت و حرارت دالها

در دالهای سازه‌ای که آرماتور خمشی تنها در یک جهت قرار داده می‌شود باید برای تنشهای ناشی از افت و حرارت عمود بر آرماتور خمشی، آرماتورهایی تدارک دید. ضوابط طرح این آرماتورها مطابق دستورالعمل ACI به شرح زیر است:

نسبت سطح مقطع آرماتور افت و حرارت به کل مساحت بتن باید حداقل برابر با نسبتهای زیر باشد ولی نباید از 0/0014 کمتر شود.

الف - دالهایی که در آنها از میلگردهای آجدار با f_y برابر 2800 یا 3500 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده می‌شود برابر با 0/002 است.

ب - دالهایی که در آنها شبکه جوش شده از سیم (صاف یا آجدار)، یا از میلگردهای آجدار با f_y برابر 4200 کیلوگرم بر سانتی متر مربع استفاده می‌شود برابر با 0/0018 است.

پ - دالهایی که در آنها از آرماتورهای با تنش جاری شدن بیش از 4200 کیلوگرم بر سانتیمترمربع، که در کرنش جاری شدن 0/32 درصد به دست آمده است، از
$$\frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$$
 استفاده می‌شود.

ث - فاصله بین آرماتورهای افت و حرارت نباید از دو مقدار پنج برابر ضخامت دال و 45 سانتیمتر بیشتر گردد.

همچنین مطابق ضوابط آشتو کل مساحت آرماتور افت و حرارت در هر امتداد نباید کمتر از 2/65 سانتیمتر مربع در هر متر باشد. حداکثر فاصله بین آرماتورها نیز نباید از سه برابر ضخامت دال و یا 45 سانتیمتر بیشتر شود.

8-2-4- حداقل آرماتور افقی دیوارهای حایل طره‌ای

• مطابق آیین‌نامه ACI حداقل نسبت مساحت آرماتورهای افقی به مساحت کل مقطع بتنی باید برابر باشد با:

الف - 0/0020 برای میلگردهای آجدار کوچکتر یا مساوی $\Phi 16$ با حداقل مقاومت جاری شدن مشخصه 4200 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

ب - 0/0025 برای سایر میلگردهای آجدار یا

پ- 0/0020 برای شبکه جوش شده از سیم صاف یا آجدار کوچکتر یا مساوی w31 یا D31.

در آیین‌نامه آشتو مقدار آرماتور مینیمم، بصورت مقدار لازم برای داشتن مقاومتی حداقل به اندازه $1/2$ برابر لنگر ترک‌خوردگی مقطع (لنگر خمشی متناظر با اولین ترک کششی مقطع) تعریف شده است. قابل توجه آنکه اگر از دیوار حایل طره‌ای بعنوان پایه‌های کناری پل (کوله) استفاده شود، علاوه بر بارهای یک دیوار حایل معمولی، واکنش‌های قائم و افقی ناشی از گذرگاه (عرشه پل) نیز وارد می‌گردد. در این صورت علاوه بر ضوابط حداقل آرماتور افقی، ضوابطی برای حداقل نسبت مساحت آرماتور قائم به مساحت کل مقطع بتنی نیز باید در نظر گرفته شود که به شرح زیر است:

- حداقل نسبت مساحت آرماتور قائم به مساحت کل مقطع بتنی باید برابر باشد با:
الف - 0/0012 برای میلگردهای آجدار کوچکتر یا مساوی $\Phi 16$ با حداقل مقدار جاری شدن مشخصه 4200 سانتیمتر بر مترمربع یا
ب- 0/0015 برای سایر میلگردهای آجدار یا
پ- 0/0012 برای شبکه جوش شده از سیم (صاف یا آجدار) کوچکتر یا مساوی W31 یا D31

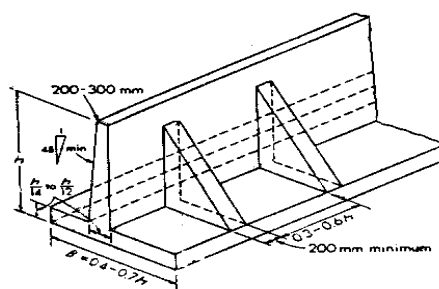
- دیوارهای با ضخامت بیش از 25 سانتیمتر به استثنای دیوارهای زیر زمین باید در هر جهت در دو سفره موازی با سطوح دیوار دارای آرماتور باشند بگونه‌ای که:
الف - یک سفره شامل حداقل یک دوم و حداکثر دو سوم کل آرماتور لازم برای هر جهت باید در فاصله حداقل 5 سانتیمتر و حداکثر یک سوم ضخامت دیوار از سطح خارجی قرار داده شود.
ب- سفره دیگر شامل باقیمانده آرماتور لازم در آن جهت باید در فاصله حداقل 2 سانتیمتری و حداکثر یک سوم ضخامت دیوار از سطح داخلی قرار داده گیرد.
- فاصله بین آرماتورهای قائم و نیز آرماتور افقی نباید از سه برابر ضخامت دیوار و همچنین از 45 سانتیمتر بیشتر شود.

- در صورتی که مساحت آرماتور قائم از 0/01 برابر مساحت کل بتن بیشتر نباشد یا در مواردی به آرماتورهای قائم بعنوان آرماتور فشاری نیاز نباشد، لازم نیست که آرماتورهای قائم به وسیله تنگهای جانبی محصور شوند.
- مطابق با استاندارد آشتو برای طراحی پل بزرگراهها برای مقابله با ترکهای حرارتی و انقباضی، حداقل حدود 2/64 سانتیمتر مربع در هر متر ارتفاع دیوارهای حایل غیر وزنی، در نزدیکی سطح دیوار، در نمای جلوی دیوار لازم است (75).

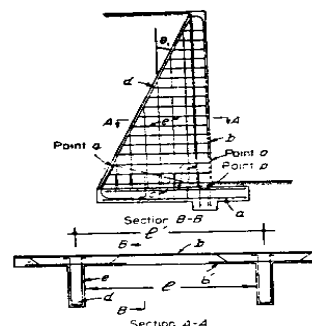
3-8- دیوار حایل پشت بنددار

8-3-1- مقدمه

همانطور که گفته شد، معمولاً وقتی ارتفاع دیوار حایل از 7 متری تجاوز می‌کند، از دیوار پشت بنددار استفاده می‌شود. در دیوار حایل پشت‌بنددار، به واسطه وجود پشت بندها، تیغه و پاشنه بصورت دال دو طرفه رفتار می‌کنند و در نتیجه در مقایسه با دیوار حایل طره‌ای که در آن تمام عناصر رفتار یکطرفه دارند، مقدار مصرف میلگرد و بتن کاهش می‌یابد. البته کاهش در مصرف این اقلام باید اضافه هزینه‌های قالب‌بندی و سایر موارد اجرایی را جبران نماید. مبنای معرفی ارتفاع 7 متر نیز همین مسأله است. در شکل 8-1 تناسب هندسی اولیه دیوار حایل پشت بنددار نشان داده شده که برای طرح اولیه بسیار مفید است. همچنین آرماتوربندی تیپ یک دیوار حایل پشت بند دار هم مشاهده می‌شود.



الف



ب- آرماتوربندی تیپ دیوار حایل

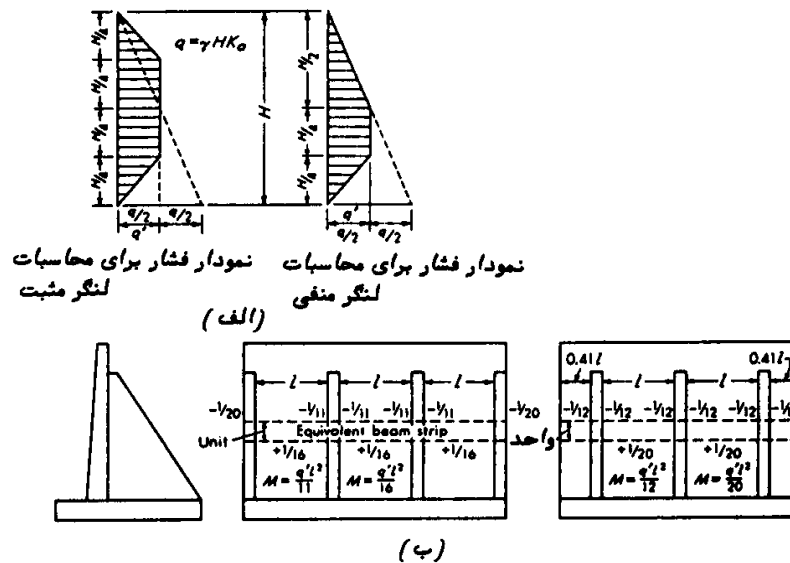
شکل 8-1- تناسب هندسی دیوار حایل پشت بنددار

8-3-2- طراحی دیوارهای حایل پشت‌بنددار

در دیوارهای حایل پشت‌بنددار به واسطه وجود پشت‌بندها، تیغه و پاشنه دیوار بصورت دالهایی با سه لبه پیوسته و یک لبه آزاد، رفتاری دو طرفه دارند. بدون شک تحلیل چنین دالی مسأله‌ای نامعین است که در زیر، سه روش برای تحلیل آن معرفی می‌شود:

8-3-2-1- روش هانتینگتون

در سال 1957، هانتینگتون یک روش تقریبی، ولی محافظه‌کارانه، برای طراحی دیوارهای حایل پشت‌بنددار که تناسب هندسی آن در محدوده مقادیر ذکر شده در شکل 8-1 می‌باشد، معرفی نمود که امروزه استفاده از آن در دفاتر مهندسی بسیار معمول است (76).

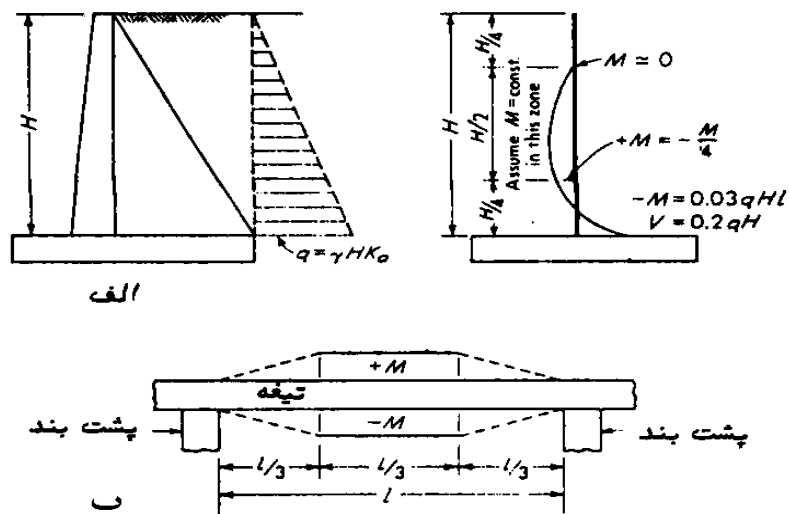


شکل 8-2- روش هانتینگتون - لنگر در نوارهای افقی تیغه دیوار

شکل 8-2 نشان دهنده روش طراحی میلگردهای افقی تیغه می‌باشد (میلگردهای b و b' در شکل 8-2-ب). در شکل 8-2-الف دو نمودار فشار خاک اصلاح شده نشان داده

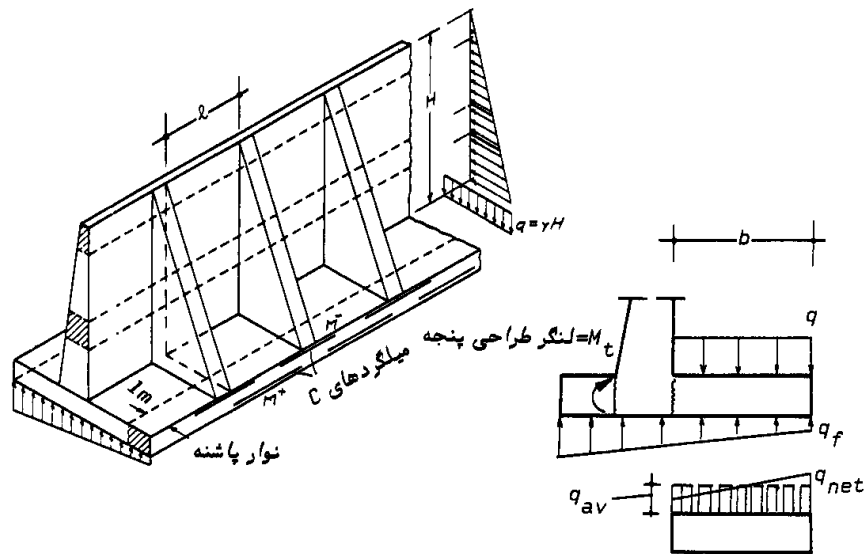
شده است که نمودار سمت چپ برای محاسبه لنگر مثبت وسط دهانه و نمودار سمت راست برای محاسبه لنگر منفی روی تکیه‌گاه (پشت‌بند) مورد استفاده قرار می‌گیرد. غالباً طراحان، لنگر و میلگردهایی را که بر مبنای فشار متوسط به دست می‌آورند، در تمام ارتفاع دیوار توزیع می‌کنند. در شکل 8-2-ب ضرایب لنگرهای مثبت و منفی برای دوارایش مختلف پشت بندها نشان داده شده است. قابل آنکه آرایش پشت‌بندها مطابق شکل سمت راست، نتایج اقتصادی‌تری نسبت به شکل سمت چپ می‌دهد. در شکل 8-1-ب میلگردهای b برای لنگر خمشی مثبت و میلگردهای b برای لنگر خمشی منفی طراحی می‌شوند.

شکل 8-3 نشان‌دهنده روش طراحی میلگردهای قائم‌تیغه‌می‌باشد (میلگردهای f در شکل 8-1-ب). در شکل 8-3-الف نمودار فشار و نمودار لنگر خمشی و همچنین مقدار نیروی برشی برای یک نوار قائم نشان داده شده است. شکل 8-3-ب نمایان توزیع لنگرهای مثبت و منفی نوار قائم در حد فاصل دو پشت بند می‌باشد که غالب طراحان، در این حدفاصل، توزیع آنها را یکنواخت در نظر می‌گیرند.



شکل 8-3- روش هانتینگتون- لنگر در نوار قائم تیغه

شکل 4-8 نشان دهنده روش طراحی پنجه و پاشنه می‌باشد. پنجه بصورت یک دال یکطرفه می‌باشد که طراحی آن مشابه طراحی پنجه در یک دیوار حایل طره‌ای است. برای طراحی پاشنه، نواری به عرض واحد در لبه آزاد پاشنه در نظر گرفته شده و بصورت تیر سراسری، تحت فشار متوسط رو به پایین (فشار ناشی از وزن خاک، سربار و شالوده که از آن فشار زیر شالوده کاسته شده است) تحلیل می‌شود (میلگردهای طولی پاشنه دیوار، میلگردهای c در شکل 1-8-ب و شکل 4-8).



شکل 4-8- روش هانتینگتون - طراحی پنجه و پاشنه

با توجه به اینکه ساقه و پاشنه واکنش کششی روی پشت بند دارند، میلگردهای لازم برای دوختن ساقه و پاشنه به پشت بند باید تعبیه گردد (میلگردهای e در شکل 1-8-ب). پشت بند نیز بصورت یک تیر T که عرض بارگیر آن از وسط تا وسط دو پانل مجاور است طراحی می‌شود. با توجه به شیبدار بودن پشت بند، در طراحی میلگردهای کششی بازوی اهرم داخلی باید عمود بر سطح شیبدار انتخاب شود (میلگردهای d و بازوی pq در شکل 1-8-ب).

8-2-3-2- استفاده از جداول طراحی

در انتهای این فصل، جداولی برای طراحی سازه‌ای دالهایی که در سه لبه تکیه دارند، تحت بارگذاریهای مختلف ارائه شده است. این جدولها توسط سازمان USBR تهیه شده و استفاده از آنها موجب بالا بردن دقت طراحی و اقتصاد طرح نسبت به طراحی با روش هانتینگتون می‌شود (76). به همین دلیل در این مجموعه، برای طراحی دالها، از این روش استفاده می‌گردد (جداول 8-2 تا 8-9 از مرجع 76).

8-2-3-3- روش اجزای محدود

دال دو طرفه تیغه و پاشنه را می‌توان با استفاده از روش اجزای محدود به کمک برنامه‌های موجود در این زمینه نیز تحلیل کرد.

8-2-3-4- روش گام به گام طراحی دیوارهای حایل پشت بنددار

جزئیات استفاده از این روش در قسمت 8-2-3-4 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

8-4- ضوابط قطع آرماتور در دیوارهای حایل پشت بنددار

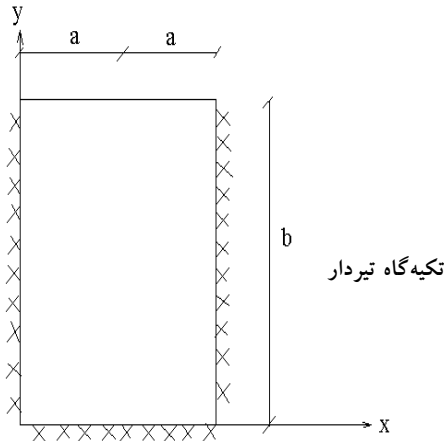
یکی از مسائل عملی در طراحی دال‌های دو طرفه، مساله قطع آرماتورهاست. در مطالب ارائه شده در قسمت‌های قبلی فرض بر این بوده که توزیع میلگرد در دال یکنواخت است. اما در غالب موارد آرماتور خمشی لنگر منفی در تمام طول دهانه ادامه داده نمی‌شود و یا حداقل درصدی از میلگرد در طول دهانه قطع و بقیه ادامه می‌یابد از آنجا که بصورت تئوری آرماتور مورد نیاز در هر مقطع، معادل مقداری است که برای تحمل لنگر خمشی همان مقطع لازم می‌باشد،

لذا تنش آرماتور در تمام طول عضو برابر با مقاومت تسلیم آرماتور خواهد بود و در این صورت در هر مقطع عضو، رابطه زیر برقرار است:

$$A_s f_y = \frac{M_u / \phi}{z} \quad (9-8)$$

کمیت Z بازوی لنگر نیروهای داخلی، تغییرات ناچیزی دارد و لذا مقدار آرماتور مورد نیاز در طول عضو تقریباً متناسب با مقدار لنگر خمشی ضریبدار در مقطع است. با توجه به این موضوع برای محاسبه نقاطی از طول عضو که بتوان در آن نقاط درصدی از آرماتورهای خمشی را قطع کرد، اطلاعاتی در مورد لنگر خمشی در طول عضو لازم می‌باشد. خوشبختانه در روش استفاده از جدولهای طراحی توسط سازمان USBR، توزیع لنگر در طول عضو نیز قابل حصول است. از این رو می‌توان با مراجعه به اعداد مندرج در جدول، اطلاعات لازم را برای قطع درصدی از میلگردها استخراج کرد. در عمل مرسوم است که حدود 50% از میلگردها قطع و بقیه ادامه داده شود.

جداول بارگذاری در دالهای با سه لبه گیردار و یک لبه آزاد (مدل دیوارهای حایل پشت بنددار) نشان می‌دهد که صرف نظر از حاشیه اطراف تکیه گاه، بیش از 90% شرایط، مقدار لنگر M_x و M_y از بر تکیه گاه تا فاصله‌ای برابر با $x/a = 0/2$ یا $y/b = 0/2$ مطابق شکل 5-8 زیر، بیش از 50 درصد کاهش می‌یابد. به منظور اطمینان بیشتر اگر این نسبت x/a یا y/b برابر با $0/3$ در نظر گرفته شود، تقریباً در 100% حالات، لنگر در این نقاط بیش از 50% نسبت به تکیه گاه کاهش می‌یابد. حالات شایع بارگذاری، بارهای یکنواخت و یا مثلی در سر تا سر عضو و یا قسمتی از طول عضو در نظر گرفته شده است.



شکل 5-8- دال با سه لبه گیردار و یک لبه آزاد

از این‌رواگر این نقاط ($x/a = 0/2$ یا $y/b = 0/2$) بعنوان نقاط قطع تئوریک 50% آرماتورها در نظر گرفته شود، می‌توان نقاط قطع عملی را مطابق آیین‌نامه ACI با اضافه کردن طول $\text{Max}(d, 12d_b)$ محاسبه کرد. در آیین‌نامه آشتو این طول برابر با $\text{Max}(15d_b, d, L/20)$ است که در آن L طول آزاد دهانه می‌باشد.

با توجه به تنزل شدید نیروی برش در بر تکیه گاه تا نقطه قطع عملی، بدیهی است که نیروی برشی در محل قطع عملی میلگرد از دو سوم ظرفیت برشی مقطع کمتر است. همچنین باید طول محل قطع عملی میلگرد از بر تکیه گاه از مقدار طول مهار آرماتور کششی (l_d) که از جدول 1-8 حاصل می‌شود، بیشتر باشد.

برای میلگردهای آجدار با سیم آجدار l_d/d_b باید از جدول 1-8 پیروی کرد که در آن:

$$l_d = \text{طول مهار میلگرد (cm)}$$

$$d_b = \text{قطر میلگرد (cm)}$$

$$f_y = \text{تنش تسلیم میلگرد (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f'_c = \text{مقاومت فشاری مشخصه بتن (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\alpha = \text{ضریب موقعیت آرماتور}$$

اگر آرماتور افقی به گونه‌ای است که 30 سانتیمتر بتن تازه در زیر آن وجود دارد $\alpha = 1/4$

سایر آرماتورها $\alpha = 1/0$

$\beta = \text{ضریب روکش (از آنجا که معمولاً از آرماتورهای بدون روکش اپوکسی استفاده می‌شود، } \beta = 1)$

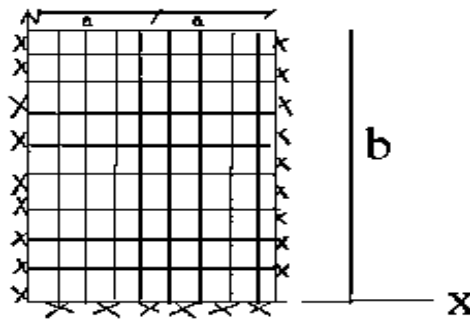
$\lambda = \text{ضریب بتن دانه سبک (معمولاً از بتن معمولی برای بتن ریزی دیوار حایل استفاده می‌شود، لذا } \lambda = 1/0)$

جدول 8-1- مقادیر طول مهاري آرماتور کششی (l_d)

میلگردهای 20 ϕ و بزرگ تر	میلگردهای 18 ϕ و کوچک تروسیمهای آجدار	
$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{5.3 \sqrt{f'_c}}$	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}}$	فاصله آزاد میلگردهایی که قرار است مهار یا وصله شوند حداقل برابر با d_b پوشش آزاد حداقل برابر با d_b و خاموتها یا تنگها در سراسر l_d حداقل برابر با کمیت مقدار آیین نامه فاصله آزاد میلگردهایی که قرار است مهار و یا وصله شوند حداقل برابر با $2d_b$ و پوشش آزاد حداقل برابر با d_b
$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{3.5 \sqrt{f'_c}}$	$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \alpha \beta \lambda}{4.4 \sqrt{f'_c}}$	سایر حالات

با توجه به موارد بالا گامهای قطع میلگرد در دیوارهای حایل پشت بند دار را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

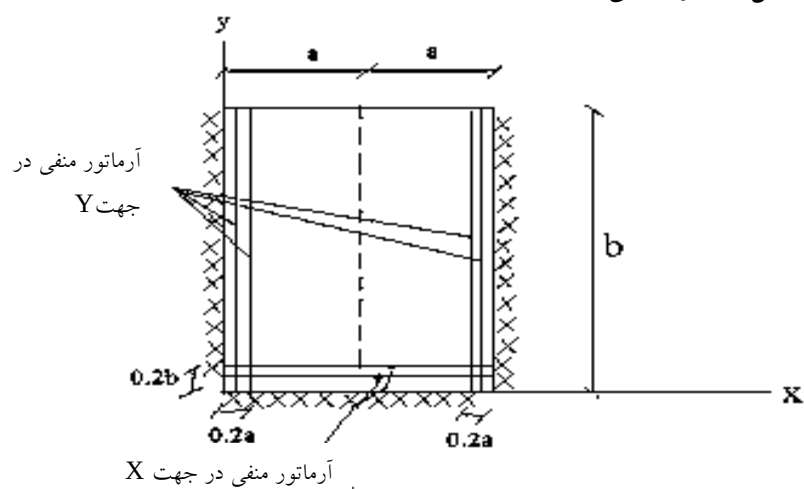
الف - اجرای شبکه آرماتور لنگر مثبت (در جهت x و y)



شکل 8-6- اجرای شبکه آرماتور لنگر مثبت دال

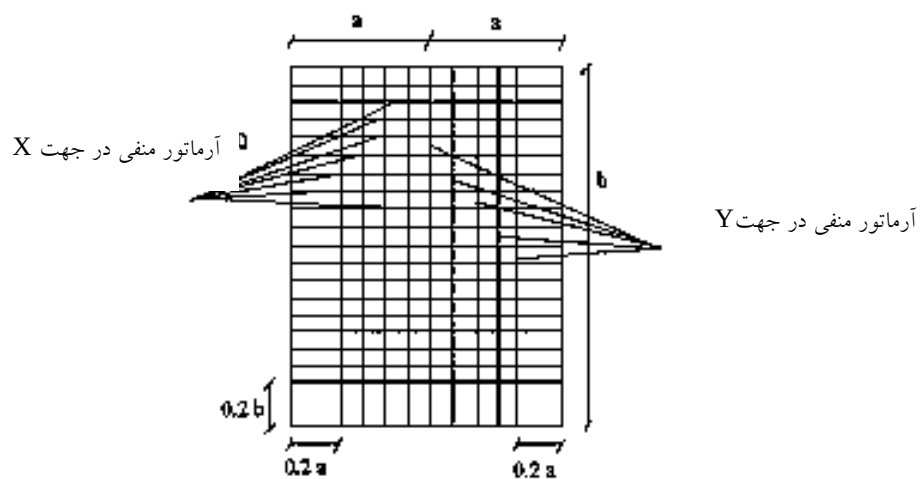
ب- اجرای شبکه آرماتور لنگر منفی

1- اجرای کامل آرماتور منفی در حاشیه‌ها



شکل 8-7- اجرای آرماتور منفی در حاشیه‌های دال

2- اجرای 50% آرماتور لنگر منفی در سایر نواحی مطابق شکل

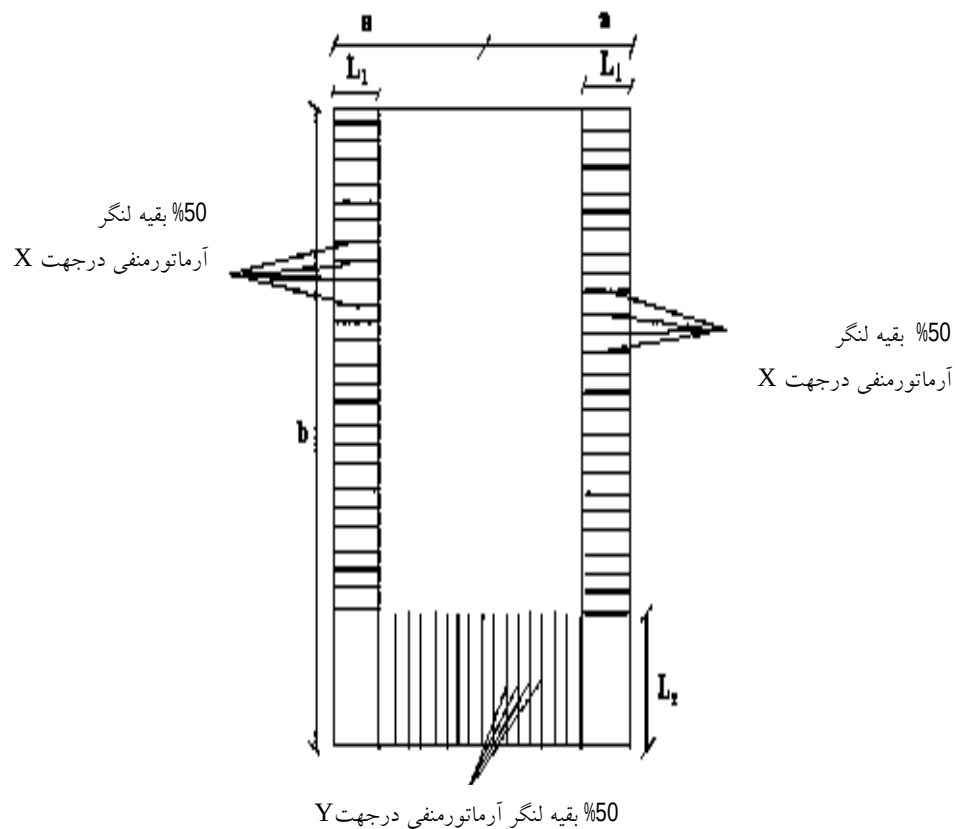


شکل 8-8- اجرای 50% آرماتور لنگر منفی در نواحی غیر حاشیه‌ها

3- اجرای 50% تنمه و آرماتور لنگر منفی تا طول l_1 در جهت x و تا طول l_2 در جهت y به طوری که:

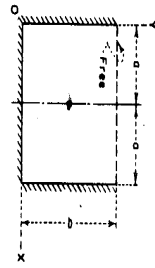
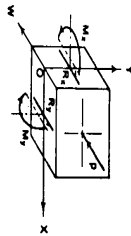
$$l_1 = 0.3a + \text{Max}(d, 12d_b) \geq \text{طول مهاری آرماتور لنگر منفی}$$

$$l_2 = 0.3b + \text{Max}(d, 12d_b) \geq \text{طول مهاری آرماتور لنگر منفی}$$



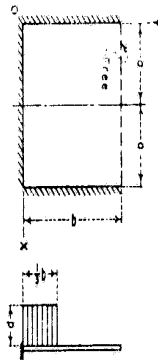
شکل 8-9- اجرای 50% تنمه و آرماتور لنگر منفی تا طول l_1 در جهت x و تا طول l_2 در جهت y

طراحی دالها

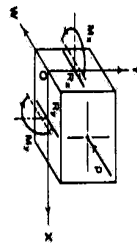
[illegible]
$$\text{Reaction} = (\text{Coefficient}) (\text{pb})$$


طراحی دالها

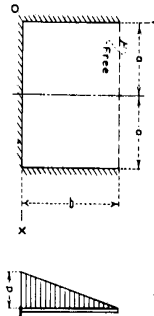
	M _x										M _y																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
y/b	$\alpha/b = 1/8$	$\alpha/b = 1/4$	$\alpha/b = 3/8$	$\alpha/b = 1/2$	$\alpha/b = 3/4$	$\alpha/b = 1$	$\alpha/b = 3/2$	$\alpha/b = 2$	$\alpha/b = 3$	$\alpha/b = 4$	$\alpha/b = 6$	$\alpha/b = 8$	$\alpha/b = 10$	$\alpha/b = 12$	$\alpha/b = 16$	$\alpha/b = 20$	$\alpha/b = 24$	$\alpha/b = 32$	$\alpha/b = 40$	$\alpha/b = 48$	$\alpha/b = 64$	$\alpha/b = 80$	$\alpha/b = 100$	$\alpha/b = 120$	$\alpha/b = 160$	$\alpha/b = 200$	$\alpha/b = 240$	$\alpha/b = 320$	$\alpha/b = 400$	$\alpha/b = 480$	$\alpha/b = 640$	$\alpha/b = 800$	$\alpha/b = 1000$	$\alpha/b = 1200$	$\alpha/b = 1600$	$\alpha/b = 2000$	$\alpha/b = 2400$	$\alpha/b = 3200$	$\alpha/b = 4000$	$\alpha/b = 4800$	$\alpha/b = 6400$	$\alpha/b = 8000$	$\alpha/b = 10000$	$\alpha/b = 12000$	$\alpha/b = 16000$	$\alpha/b = 20000$	$\alpha/b = 24000$	$\alpha/b = 32000$	$\alpha/b = 40000$	$\alpha/b = 48000$	$\alpha/b = 64000$	$\alpha/b = 80000$	$\alpha/b = 100000$	$\alpha/b = 120000$	$\alpha/b = 160000$	$\alpha/b = 200000$	$\alpha/b = 240000$	$\alpha/b = 320000$	$\alpha/b = 400000$	$\alpha/b = 480000$	$\alpha/b = 640000$	$\alpha/b = 800000$	$\alpha/b = 1000000$	$\alpha/b = 1200000$	$\alpha/b = 1600000$	$\alpha/b = 2000000$	$\alpha/b = 2400000$	$\alpha/b = 3200000$	$\alpha/b = 4000000$	$\alpha/b = 4800000$	$\alpha/b = 6400000$	$\alpha/b = 8000000$	$\alpha/b = 10000000$	$\alpha/b = 12000000$	$\alpha/b = 16000000$	$\alpha/b = 20000000$	$\alpha/b = 24000000$	$\alpha/b = 32000000$	$\alpha/b = 40000000$	$\alpha/b = 48000000$	$\alpha/b = 64000000$	$\alpha/b = 80000000$	$\alpha/b = 100000000$	$\alpha/b = 120000000$	$\alpha/b = 160000000$	$\alpha/b = 200000000$	$\alpha/b = 240000000$	$\alpha/b = 320000000$	$\alpha/b = 400000000$	$\alpha/b = 480000000$	$\alpha/b = 640000000$	$\alpha/b = 800000000$	$\alpha/b = 1000000000$	$\alpha/b = 1200000000$	$\alpha/b = 1600000000$	$\alpha/b = 2000000000$	$\alpha/b = 2400000000$	$\alpha/b = 3200000000$	$\alpha/b = 4000000000$	$\alpha/b = 4800000000$	$\alpha/b = 6400000000$	$\alpha/b = 8000000000$	$\alpha/b = 10000000000$	$\alpha/b = 12000000000$	$\alpha/b = 16000000000$	$\alpha/b = 20000000000$	$\alpha/b = 24000000000$	$\alpha/b = 32000000000$	$\alpha/b = 40000000000$	$\alpha/b = 48000000000$	$\alpha/b = 64000000000$	$\alpha/b = 80000000000$	$\alpha/b = 100000000000$	$\alpha/b = 120000000000$	$\alpha/b = 160000000000$	$\alpha/b = 200000000000$	$\alpha/b = 240000000000$	$\alpha/b = 320000000000$	$\alpha/b = 400000000000$	$\alpha/b = 480000000000$	$\alpha/b = 640000000000$	$\alpha/b = 800000000000$	$\alpha/b = 1000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000$	$\alpha/b = 1600000000000$	$\alpha/b = 2000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000$	$\alpha/b = 3200000000000$	$\alpha/b = 4000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000$	$\alpha/b = 6400000000000$	$\alpha/b = 8000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 64000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 80000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 100000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 120000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 160000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 200000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 240000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 320000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 400000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 480000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 800000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1200000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 1600000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 2400000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 3200000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 4800000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 6400000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 8000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 10000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 12000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 16000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 20000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 24000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 32000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 40000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 48000000000000000000000000000000000000$	$\alpha/b = 640000000000000000000000000000000000$

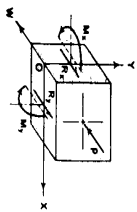


Moment = (Coefficient) (pb²)
Reaction = (Coefficient) (pb)



طراحی دالها

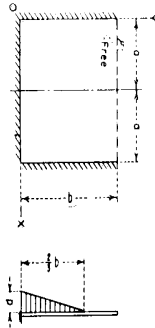
[illegible]
$$\text{Moment} = (\text{Coefficient})(pb^2)$$

$$\text{Reaction} = (\text{Coefficient})(pb)$$


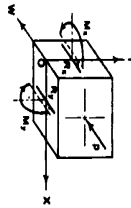
جدول 5-8- ضرایب طراحی دالها (USBR)

طراحی دالها

a/b	M_x										M_y									
	$1/6$	$1/4$	$1/2$	$3/4$	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	4	5	6	8	10	1.0	1.25	1.5	1.75
$1/6$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$1/4$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$1/2$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$3/4$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.75	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



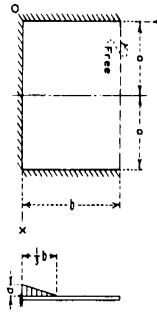
Moment = (Coefficient)(qB^2)
Reaction = (Coefficient)(qB)



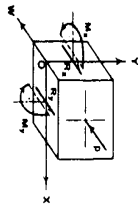
جدول 8-6- ضرایب طراحی دالها (USBR)

طراحی دالها

a/b	M_x										M_y									
	1/8	1/4	1/2	3/4	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5	1/8	1/4	1/2	3/4	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5
1/8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1/2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3/4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.75	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



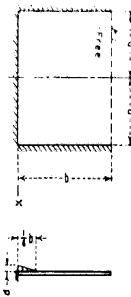
Moment = (Coefficient)(ρb^3)
Reaction = (Coefficient)(ρb)



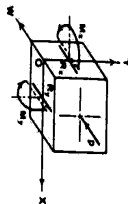
جدول 7-8- ضرایب طراحی دالها (USBR)

طراحی دالها

a/b	M_x										M_y									
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2
$a/b = 1/8$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$a/b = 1/4$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$a/b = 1/2$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$a/b = 3/4$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$a/b = 1$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$a/b = 3/2$	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



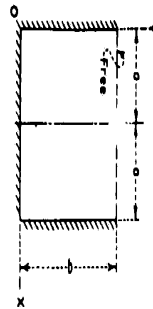
Moment α (Coefficient) $\{a/b\}$
Reaction α (Coefficient) $\{a/b\}$



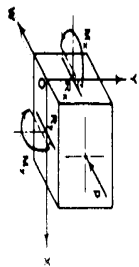
جدول 8-8- ضرایب طراحی دالها (USBR)

طراحی دالها

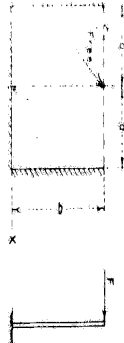
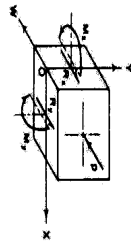
a/b	y/b	M_x	M_y	C
$a/b = 1/8$	0	0	0	0
$a/b = 1/8$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 1/8$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 1/8$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 1/8$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 1/8$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 1/8$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 1/8$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 1/8$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 1/8$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 1/8$	1.0	2.0	2.2	2.4
$a/b = 1/4$	0	0	0	0
$a/b = 1/4$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 1/4$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 1/4$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 1/4$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 1/4$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 1/4$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 1/4$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 1/4$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 1/4$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 1/4$	1.0	2.0	2.2	2.4
$a/b = 1/2$	0	0	0	0
$a/b = 1/2$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 1/2$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 1/2$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 1/2$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 1/2$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 1/2$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 1/2$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 1/2$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 1/2$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 1/2$	1.0	2.0	2.2	2.4
$a/b = 3/4$	0	0	0	0
$a/b = 3/4$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 3/4$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 3/4$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 3/4$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 3/4$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 3/4$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 3/4$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 3/4$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 3/4$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 3/4$	1.0	2.0	2.2	2.4
$a/b = 1$	0	0	0	0
$a/b = 1$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 1$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 1$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 1$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 1$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 1$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 1$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 1$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 1$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 1$	1.0	2.0	2.2	2.4
$a/b = 3/2$	0	0	0	0
$a/b = 3/2$	0.1	0.2	0.4	0.6
$a/b = 3/2$	0.2	0.4	0.6	0.8
$a/b = 3/2$	0.3	0.6	0.8	1.0
$a/b = 3/2$	0.4	0.8	1.0	1.2
$a/b = 3/2$	0.5	1.0	1.2	1.4
$a/b = 3/2$	0.6	1.2	1.4	1.6
$a/b = 3/2$	0.7	1.4	1.6	1.8
$a/b = 3/2$	0.8	1.6	1.8	2.0
$a/b = 3/2$	0.9	1.8	2.0	2.2
$a/b = 3/2$	1.0	2.0	2.2	2.4



Moment = (Coefficient) (M)
Reaction = (Coefficient) ($\frac{M}{B}$)



طراحی دالها

[illegible]
$$\text{Reaction} = (\text{Coefficient})(F)$$


فصل نهم

بهینه سازی دیوارهای حایل طره‌ای

9-1- مقدمه

هدف این فصل بیان چگونگی بهینه‌سازی دیوارهای نگهبان طره‌ای است. عبارت دیگر ابعاد قسمتهای مختلف دیوار را باید به گونه‌ای تعیین کرد که بر اساس قیمتهای مصالح و دستمزد، اقتصادی باشد. این کار می‌تواند به کمک برنامه کامپیوتری انجام شود که روند آن در قسمتهای بعدی توضیح داده می‌شود. لازم به تذکر است که معمولاً برای طراحی دیوارهای حایل، ابعادی بر اساس تجربه پیشنهاد می‌شود (شکل‌های 1-2، 7-2 و 8-2)، اما باید توجه داشت اینها صرفاً باید بعنوان تخمین اولیه محسوب می‌شوند. در این فصل روند بهینه سازی دیوارهای حایل تشریح گردد.

9-2- متغیرهای طراحی و مقادیر ورودی

در روند بهینه سازی، متغیرهای طراحی شامل موارد زیر هستند:

$$X_1 = \text{کل عرض پایه دیوار} = X_3 + X_5 + X_6$$

$$X_2 = \text{ضخامت پاشنه و پنجه}$$

$$X_3 = \text{ضخامت پایین تیغه در محل اتصال به پایه دیوار}$$

$$X_4 = \text{ضخامت تیغه در راس دیوار (برای ملاحظات اجرایی حداقل معمولاً 20-30 سانتیمتر)}$$

در نظر گرفته می‌شود.

$$X_5 = \text{عرض پاشنه}$$

$$X_6 = \text{عرض پنجه}$$

$$X_7 = \text{آرماتورهای اصلی پاشنه}$$

$$X_8 = \text{آرماتورهای اصلی پنجه}$$

$$X_9 = \text{آرماتورهای اصلی تیغه}$$

$$X_{10} = \text{آرماتور افت و حرارت پاشنه}$$

$$X_{11} = \text{آرماتور افت و حرارت پنجه}$$

$$X_{12} = \text{آرماتور افت و حرارت افقی تیغه}$$

$$X_{13} = \text{آرماتور افت و حرارت قائم تیغه}$$

$$X_{14} = \text{فاصله بین پشت بندها (در دیوار حایل پشت بنددار)}$$

$$X_{15} = \text{ضخامت پشت بند (در دیوار حایل پشت بنددار)}$$

$$X_{16} = \text{آرماتورهای پشت بند (در دیوار حایل پشت بنددار)}$$

$$X_{17} = \text{آرماتورهای کنترل کشش پشت بند (در دیوار حایل پشت بنددار)}$$

$$SF = \text{ضریب اطمینان}$$

با توجه به متغیرهای بیان شده می‌توان برنامه‌ای نوشت که در آن کاربر، خصوصیات

بتن و میلگرد مورد استفاده، ارتفاع دیوار، مشخصات: لایه‌های خاکریز لایه‌های خاک

شالوده و سربارهای وارد بر سطح خاکریز را بعنوان ورودی نرم افزار وارد کند.

9-3- خروجی برنامه بهینه سازی

خروجی برنامه شامل ابعاد بهینه دیوار و نیز میلگردگذاری در بخشهای مختلف دیوار می‌باشد.

9-4- کنترل‌های ژئوتکنیکی

به طور کلی، برای طرح یک دیوار حایل طره‌ای باید کنترل‌هایی از نقطه نظر ژئوتکنیکی انجام پذیرد. به عبارت دیگر ابعاد یک دیوار حایل بگونه‌ای تعیین می‌شود که ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش بیشتر یا مساوی مقدار داده شده در ورودی برنامه، باشد و نیز لازم است که ابعاد دیوار بصورتی باشد که فشار تماسی وارد بر خاک در زیر پی دیوار در هیچ نقطه‌ای کششی نباشد و مقدار ماکزیمم آن از ظرفیت باربری مجاز خاک تجاوز نکند. ضمناً نشست و دوران دیوار نیز باید محدود باشد. انتخاب روش مناسب برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک می‌تواند بر اساس روش‌های تشریح شده در فصل ششم باشد. در هریک از حالات بالا اگر ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش کمتر از مقدار داده شده ورودی گردد، یا کشش در خاک شالوده ایجاد شود و یا فشار وارد بر خاک بیشتر از ظرفیت باربری مجاز خاک شود ابعاد دیوار بقدری تغییر می‌کند تا تمام کنترل‌های ذکر شده صورت پذیرد و شرایط قابل قبول حاصل گردد. برای هر یک از کنترل‌های بالا، احتیاج به برآورد فشار جانبی خاک است که بر اساس مطالب بیان شده در فصل‌های 4 و 5 انجام می‌گیرد.

9-5- مسایل سازه‌ای و کنترل‌های مربوط به آن

پس از کنترل مسایل ژئوتکنیک، مسایل سازه‌ای کنترل می‌شود. به طور کلی یک دیوار طره‌ای، متشکل از سه قسمت تیغه، پاشنه و پنجه می‌باشد، رفتار هر یک از این سه قسمت، بصورت دال یکطرفه است برای طرح هر قسمت ابتدا با توجه به ابعاد به دست آمده از کنترل‌های ژئوتکنیکی و نیز با توجه به بارهای موجود، مقدار برش در هر یک از دالها

طوری کنترل می‌شود که به آرماتور برشی نیاز نباشد. به عبارت دیگر ابعاد دیوار آنقدر تغییر می‌یابند که این مهم بر آورده شود. پس از آن مقدار آرماتورهای یک جهت در هر یک از دالها، برای واحد طول بر اساس داده های موجود به دست می‌آیند. این مقدار آرماتور باید از مقدار حد اقل آرماتور لازم که آرماتور افت و حرارت است بیشتر و از مقدار حد اکثر آرماتورها که آیین‌نامه آن را تعیین می‌کند کمتر باشد. پس از طرح آرماتورهای یک جهت در هر یک از دالها، آرماتورهای جهت دیگر برابر مقدار آرماتور افت و حرارت (بر اساس آیین‌نامه) قرار داده می‌شود. لازم به تذکر است که تمام محاسبات برای واحد طول دیوار انجام می‌گیرد.

9-6- توابع هدف

برای بهینه کردن دیوار، از دو تابع هدف هزینه و وزن می‌توان استفاده کرد. در این صورت می‌توان ابعاد دیوار را بگونه‌ای تعیین کرد که هر یک از دو تابع فوق به دلخواه مینیمم شود. تابع هدف هزینه به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f(x) = C_s W_{st} + C_c V_c \quad (1-9)$$

که در آن:

W_{st} = وزن کل آرماتورهای مورد نیاز برای واحد طول دیوار

V_c = حجم بتن مورد نیاز برای واحد طول دیوار

C_s = ارزش یک کیلوگرم آرماتور

C_c = ارزش یک متر مکعب بتن

تابع هدف وزن بصورت زیر بیان می‌گردد:

$$g(x) = W_{st} + \gamma_c V_c \quad (2-9)$$

که در آن:

W_{st} = وزن آرماتور مورد نیاز برای واحد طول دیوار

γ_c = وزن مخصوص بتن

V_c = حجم بتن مورد نیاز برای واحد طول دیوار

در رابطه (2-9) هزینه قالب بندی نیز با دو پارامتر S_{fw} (سطح قالب بندی شده) و C_{fw} (هزینه یک متر مربع قالب) در توابع هدف منظور می‌شود.

9-7- خلاصه پارامترهای ورودی برای دیوارهای طره‌ای

9-7-1- پارامترهای هندسی خاکریز، دیوار و پارامترهای مربوط به محیط

- ارتفاع دیوار با در نظر گرفتن خاکریز پشت آن
- ضخامت بالای دیوار با توجه به محدودیتهای اجرایی
- پوشش بتن با توجه به محدودیتهای اجرایی
- شیب پشتی دیوار بر حسب درجه با توجه به مسائل اجرایی
- عمق خاک در جلوی دیوار (عمق پی گذاری)
- قطر آرماتورها با توجه به آرماتورهای موجود

9-7-2- پارامترهای مقاومتی خاک و مصالح دیوار

- مقاومت گسیختگی آرماتور مصرفی
- مقاومت فشاری بتن مصرفی
- وزن واحد حجم خاک پشت دیوار
- وزن واحد حجم خاک شالوده
- وزن واحد حجم بتن مصرفی
- زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار
- زاویه اصطکاک داخلی خاک کف
- زاویه اصطکاک داخلی بین خاکریز پشتی و دیوار
- زاویه اصطکاک داخلی بین خاک شالوده و دیوار
- چسبندگی خاک پشتی
- چسبندگی خاک کف

- چسبندگی بین خاک پستی و دیوار
- چسبندگی خاک شالوده و کف دیوار
- تراکم خاکریز

9-7-3- پارامترهای بارگذاری

- سربار قائم وارد بر سطح خاکریز (در صورت وجود)
- ضریب شتاب افقی زلزله
- ضریب شتاب قائم زلزله
- وضعیت شرایط آب زیرزمینی و سطح آن
- نیروی هیدرودینامیک (در صورت لزوم)

9-7-4- ضرایب آیین نامه‌ای

- ضریب اطمینان برای پایداری در برابر واژگونی
- ضریب اطمینان برای ایجاد پایداری کلی
- ضریب اطمینان در برابر لغزش
- ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری
- ضریب بار طراحی

9-7-5- پارامترهای هزینه

- قیمت فولاد
- قیمت بتن
- دستمزد

9-7-6- کنترل محدودیتها

- محدودیت‌های مقاومتی
- محدودیت‌های ابعادی

9-7-7- توابع هدف

دو دسته تابع هدف برای مساله تعریف می شود:

- تابع هدف هزینه
- تابع هدف وزن

9-7-8- نتایج خروجی

نتایج خروجی می توانند مشتمل بر موارد ذیل باشد:

- عرض کل دال کف
- طول پنجه دیوار
- ضخامت انتهای ساقه دیوار
- ضخامت دال کف
- سطح آرماتور قائم دیوار در واحد طول دیوار
- سطح آرماتور افقی پایین دال کف در واحد طول
- سطح آرماتور افقی بالای دال کف در واحد طول

فصل دهم

مسائل اجرایی دیوارهای حایل

10-1- کلیات

در این فصل به اهم مسائل اجرایی پرداخته می‌شود. اگر چه به بخشی از مسائل در فصول قبلی اشاره شده است، بنظر می‌رسد با توجه به اهمیت این مطالب، کلیه نکات، یکجا ارائه شود.

10-2- ملاحظات پی‌سازی

دیوارهای طره‌ای T شکل غالباً با کف افقی ساخته می‌شوند. اجرای دیوارهای با کف افقی، آسان‌تر بوده، حفاری و آماده‌سازی کف با سهولت بیشتری انجام می‌شود. فشار تماسی دیوارهای با کف افقی و با کف شیبدار مستقیماً چندان قابل مقایسه نیستند، اما با ارتفاع یکسان، فشار تماسی دیوار با کف افقی معمولاً کمتر از فشار تماسی دیوار با کف شیبدار است زیرا فشار جانبی در اینگونه دیوارها کمتر و کف آنها کمی پهن‌تر است.

- استفاده از دیوار حایل طره‌ای با کف شیبدار ممکن است باعث کوتاه شدن یا حذف زبانه برشی (در صورت لزوم) شود و لذا حجم عملیات حفاری کمتر می‌گردد و یک زبانه برشی کوتاه‌تر، لنگر خمشی کوچکتری در پاشنه مجاور زبانه ایجاد می‌کند و بطور کلی باعث کوتاه‌تر شدن عرضه پایه برای ایجاد پایداری در برابر واژگونی می‌شود.
 - پوشش ضخیم یا پتوی نفوذناپذیر اجرا شده روی پاشنه یک دیوار با پایه شیبدار، احتمال ایجاد شکاف در خاک را در اثر حرکت دیوار بارگذاری، شده کمتر می‌کند.
 - اغلب برایندهای نیروهای وارده در دیوارهای حایل با کف شیبدار تقریباً عمود بر کف است. بنابراین اطمینان در برابر لغزش در امتداد سطح افزایش می‌یابد. بعلاوه دیوارهای حایل با کف شیبدار کمتر از دیوارهای با کف افقی حرکت می‌کنند. بطور کلی دیوارها می‌توانند هم با کف افقی و هم با کف شیبدار ساخته شوند. انتخاب نهایی بستگی به شرایط زمین در محل دارد.
 - در صورت نبود خاک مناسب شالوده، باید نسبت به تعویض یا اصلاح خاک اقدام کرد یا دیوار را بر روی پی‌های شمعی احداث نمود و در صورتی که دیوار در شیب ساخته می‌شود، باید از پایداری محل اطمینان حاصل گردد.
 - استفاده از شیبهای تندتر از $1V:1/5H$ و انجام تراکم دستی باید به حداقل برسد. اگر در شیبهای موجود، آثار ناپایداری از گذشته دیده می‌شود و یا خاک سست دارد باید ملاحظات پایداری در نظر گرفته شود.
- آب شستگی دیوارها نیز باید بدقت بررسی گردد.
- برای این منظور باید جهت، انحنای و سرعت موج یا جریان آب، رفتار خاک، و توپوگرافی محل مطالعه شود. در صورت بحرانی بودن وضعیت آب شستگی، باید تمهیدات لازم از جمله سنگ‌چینی در نظر گرفته شود.

10-3- ملاحظات پایداری

- برای کنترل پایداری در برابر واژگونی، معمولاً پی‌سازی در عمق حدود یک متری سطح زمین باید انجام گردد. بعلاوه عمق یخبندان خاک در معرض تغییرات حجمی ناشی از تغییرات دما در فصول گوناگون واقع می‌شود و نیز عمقی که خاک در معرض آب شستگی قرار می‌گیرد باید بدقت مورد توجه واقع گردد و پی‌سازی بعد از این اعماق صورت پذیرد و یا سایر تمهیدات لازم در نظر گرفته شود.
- اگر دیوار مقاومت کافی در برابر لغزش ندارد باید با افزایش عرض پایه دیوار، عمیق‌تر کردن پی، استفاده از: کلید برشی، شمع و فشار غیرفعال خاک از عمق یخبندان به پایین، در برابر لغزش دیوار پایداری کافی را ایجاد کرد.

10-4- ملاحظات مربوط به محل احداث دیوارهای حایل

- برای احداث دیوارهای حایل باید توجه داشت که چه تأسیساتی در محل وجود دارد؟ سازه‌های مجاور کدامند؟ و چه اثراتی بر روی دیوار دارند؟ حفاریها، احداث سازه‌های جدید، گودبرداری جلوی دیوار، بارگذاری بر سطح خاکریز و موارد دیگر، مواردی هستند که نباید بدون مطالعه انجام شوند.

10-5- ابزارگذاری

- در مواردی که دیوار حایل از اهمیت خاصی برخوردار باشد می‌توان با ابزارگذاری، اطلاعاتی از قبیل حرکات افقی و قائم دیوار و نیز مقدار حرکات افقی و قائم دیوار فشار هیدرواستاتیکی آب در شالوده را به دست آورد.

10-6- مشخصات خاکریز، خاک شالوده و مسائل اجرایی

- دیوارهای حایل باید در حالت خدمت‌پذیری و حالت حدی نهایی با بارگذاری طرح و مقاومتهای در نظر گرفته شده برای خاک در حال تعادل باشند. طراحی براساس حالت حدی ممکن است مبتنی بر محاسبه تغییر مکان و چرخش دیوار،

تحت بارگذاری وارد شده صورت گیرد و یا احتمال دارد حداقل در خاکهای با تراکم متوسط، بتوان با محاسبه ظرفیت باربری، حالت حدی خدمت‌پذیری را تامین کرد.

- انتخاب جنس مصالح خاکریز بسیار مهم است. اگرچه بسیاری از انواع خاکها، بنا به ضرورت، ممکن است بعنوان خاکریز در پشت دیوارهای حایل استفاده شوند، توصیه اکید برای بهره‌گیری از مصالح درشت دانه و زهکش است. در صورتی که مصالح خاکریز از نظر زهکشی مشکل داشته باشند باید تمهیدات لازم صورت گیرد و لاقل در طراحی، شرایط واقعی در نظر گرفته شود که بعضی از آنها تشریح خواهند شد.

- شن و ماسه تمیز بهترین مصالح برای خاکریز هستند، زیرا با سرعت زهکشی می‌شوند، مستعد یخبندان نیستند و از نقطه نظر پایداری نیز مناسبند. ماسه‌های سیلت‌دار، سیلتها و مصالح درشت دانه که دارای خاک ریز دانه باشند بکندی زهکشی می‌شوند و در معرض تغییرات حجم فصلی قرار می‌گیرند و ممکن است مقاومت خود را از دست بدهند. در رسها، ترکهای انقباضی ممکن است ایجاد شود بطوری که با جمع شدن آب در آنها، نیروی جانبی بیشتری بر دیوار وارد شود. بشدت در معرض یخبندان قرار گیرند. هنگام ساخت و ساز و خاکریزی، اصلاً نباید از خاک یخزده استفاده کرد زیرا در صورت ذوب شدن یخ، می‌تواند مشکل ایجاد کند.

- برای کنترل پایداری در برابر لغزش می‌توان شرایط کوتاه مدت و دراز مدت را در نظر گرفت. برای خاکهای دانه‌ای که بتوان شرایط کامل زهکشی را برای آنها متصور بود و نیز رفتار رسها در دراز مدت، می‌توان از مقاومت برشی حداکثر آنها برای مقاومت در برابر لغزش استفاده کرد. اگر فشار آب منفذی حین ساخت افزایش یابد، در شرایط درازمدت، حالت تراوش دایم برقرار است و می‌توان از پارامترهای مقاومت برشی مؤثر خاک در کنترل لغزش استفاده کرد.

- در شرایطی که رس یا رسهای سیلتی بتدریج دچار تحکیم شوند، مقاومت برشی برای کنترل لغزش دیوار از نوع برشی زهکشی نشده مدنظر قرار می‌گیرد مگر آنکه آزمایشات نشان دهد درجه تحکیم خاک به حدی است که بتوان خاک را همزمان با پیشرفت ساخت و ساز دیوار، زهکشی شده قلمداد کرد.
- رسهای نرم در اثر بارگذاری تمایل به تحکیم دارند و فشار آب منفذی می‌تواند در آنها ایجاد شود. بنابراین در محاسبات پایداری شرایط زهکشی نشده بحرانی‌تر از شرایط زهکشی شده می‌باشد.
- رسهای سفت اگر در معرض حفاری قرار گیرند تمایل به تورم دارند و فشار آب منفذی منفی در آنها ایجاد می‌شود. از این رو مقاومت برشی زهکش شده آنها می‌تواند بحرانی‌تر از مقاومت برشی زهکشی نشده آنها باشد.
- اگر دیوار بر روی رس یا پلاستیسیته خیلی زیاد ساخته شود، ممکن است صفحات لغزشی برجا مانده از قبل در آنها موجود باشد (مثلاً در اثر زمین لغزشهای قبلی). در این شرایط و با فرض اینکه ممکن است سطح لغزش در خاک وجود دارد، باید مقاومت برشی پسماند بر صفحه لغزشی با بهره‌مندی از آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه اشباع و در حالت زهکشی شده و با استفاده از فشار قائم مؤثر مناسب به دست آید.
- مقاومت در برابر لغزش در یک سنگ ضعیف بستگی به موقعیت قرارگیری صفحات آن و سایر ناپیوستگی موجود در آن دارد. هرگاه ساخت و ساز بصورت درجا باشد مقاومت در برابر لغزش بستگی به اتصال لایه‌ها و توده‌های سنگ در محل ناپیوستگی نیز دارد. در بدترین شرایط و به غیر از مواردی که سنگ بستر از شیل باشد می‌توان سنگ را مشابه خاک دانه‌ای فرض کرد که زاویه اصطکاک آن بستگی به اندازه قطعات و نوع کانیهای آن دارد (به جدول 10-1 تبیین ضوابط طراحی مراجعه شود).

- سنگهای شیل بسیار متورق را می‌توان مشابه رس‌های سفت تا سخت قلمداد کرد. اگر صفحات قرارگیری شیل مشخصاً معلوم نیست باید آن را در بدترین حالت تصور نمود. بطور کلی برای کنترل لغزش دیوارهای مستقر بر سنگ‌ها نمی‌توان قاعده کلی بیان کرد، زیرا تنوع در این نوع مصالح زیاد می‌باشد. برای سازه‌های مهم یا شرایط زمین‌شناسی نامناسب، مطالعات خاص مورد نیاز است.
- در صورت استفاده از مصالح دانه‌ای بعنوان خاکریز، باید آن را در لایه‌های نازک پهن کرد و کوبید و سپس لایه بعدی را اجرا کرد. اما باید از تراکم اضافی بدلیل ازدیاد فشار جانبی پرهیز کرد. اگر از غلتکهای سنگین برای تراکم خاکریز پشت دیوار استفاده شود، فشارهای جانبی اضافی باید در طرح مورد توجه قرار گیرد (نحوه محاسبه فشار جانبی ناشی از تراکم کلی غلتک در قسمت 4-12 تشریح شد).
- اگر از مصالح چسبنده بعنوان خاکریز استفاده شود باید نهایت دقت، در تراکم آن به کار رود.
- برای جلوگیری از نفوذ آبهای سطحی به درون خاکریز، می‌توان از یک لایه مصالح ریزدانه و با نفوذپذیری کم و حداقل به ضخامت 30 سانتیمتر در سطح فوقانی خاکریز استفاده کرد.
- خاکریزی در جلو و پشت دیوار باید همزمان بطور مساوی انجام شود تا سطح خاکریز پایین دست به تراز موردنظر برسد، سپس خاکریزی سمت بالادست ادامه یابد.
- هنگام اجرای فیلتر باید دقت کرد دانه‌های خاک از هم جدا نگردند و دانه‌بندی به هم نخورد.
- مصالح فیلتر نباید آلوده به آبهای گل‌آلود و یا آغشته به گردوغبار شوند. در صورت آلوده شدن، باید جایگزین گردند. بعلاوه باید دقت شود مصالح فیلتر سمته نشود.
- باید توجه کرد که، هنگام تراکم خاکریز نزدیک دیوار، به لوله‌های زهکش آسیبی وارد نیاید. تراکم خاک مجاور دیوار، منجر به ازدیاد فشار جانبی و احتمالاً

شکست زهکش خواهد شد و نفوذپذیری را کاهش خواهد داد. به توصیه‌های سازنده لوله‌های زهکش هنگام خاکریزی باید توجه داشت. ممکن است برای انتخاب تجهیزات تراکم، نیاز به انجام آزمایش باشد.

- اگر از سنگ شکسته برای مصالح خاکریز استفاده می‌شود باید از لایه‌ای از ماسه بعنوان پوشش لوله‌های زهکش استفاده گردد تا حین تراکم به لوله‌های آسیبی نرسد.

- اتصالات لوله‌های طولی انتقال آبهای جمع‌آوری شده باید بدقت انجام پذیرد.
- تراکم خاکریز در همه نقاط باید یکسان باشد تا منجر به نشست نسبی نشود. نشستهای نسبی ممکن است باعث شکسته و باز شدن اتصالات لوله‌های زهکش گردد.

- در صورت اصلاح خاکریز در دیوارهای حایل سپری مهار شده، باید حداقل طول اصلاح خاکریز از بر سپر، حدوداً $2/5$ تا $1/9$ برابر طول کل سپر باشد.

10-7- زهکشی

10-7-1- ضرورت اجرای زهکش

زهکشی نامناسب در دیوارها، می‌تواند عامل خرابی محسوب شود. اجرای زهکش می‌تواند سبب کاهش فشار هیدرواستاتیکی یا فشار تراوش آب در سطح لغزش خاکریز گردد. بعلاوه زهکش می‌تواند از افزایش فشار آب منفذی اضافی در اثر پدیده یخبندان جلوگیری کند و فشار جانبی اضافی بعدی ناشی از تورم خاکریزهای چسبنده را کاهش دهد. انتخاب نوع زهکش بستگی به نوع خاکریز، میزان بارندگی، شرایط آب زیرزمینی و استعداد یخزدگی دارد. بعلاوه در صورت وجود زهکش، دیوار باید ضریب اطمینان کافی بفرض این که سیستم زهکشی عملکرد قابل قبول ندارد، داشته باشد. لازم است تأکید شود که داشتن ضریب اطمینان کافی، بفرض کارکرد غلط زهکش برای دیوار، نمی‌تواند توجیهی برای حذف سیستم زهکش از دیوار باشد. ممکن است از ضرایب اطمینان کمتری نسبت

به مقادیر معمول با فرض کارکرد ناصحیح سیستم زهکش و یا با بارگذاری محافظه کارانه استفاده کرد.

10-7-2- مسائل زهکشی و روشهای کنترل تراوش

- استفاده از یک لایه نفوذناپذیر مصالح در سطح خاکریز
- استفاده از یک لایه فیلتر مایل که می‌تواند فشار آب در سطح گسیختگی خاکریز را کاهش دهد.
- اگر در شرایطی، عملکرد زهکش براساس کاهش بارگذاری طرح در نظر گرفته شده است، باید آدم رو یا چاههای بازرسی (من هول) در فواصل مناسبی قرار گیرند تا بازرسی و تمیز کاری انجام شود.
- انتهای زهکش باید دارای والو کنترل قائم باشد تا از هجوم گل و لای به دنبال سیل، جلوگیری به عمل آید. انتهای مقطع لوله که متصل به والو کنترل است باید با درپوش بسته شود و برای بازرسی و تمیز کاری بتوان آن را باز کرد.
- لوله‌های خروجی حداقل 3 اینچ قطر دارند و درون ساقه دیوار قرار می‌گیرند. این لوله‌ها باید در برابر بسته شدن محافظت شوند. برای این کار، از شن که در سمت خاکریز انتهای لوله ریخته می‌شود و یا از فیلتر در مجاورت دیوار و مستقیماً پشت لوله خروجی درون خاکریز استفاده کرد. لوله‌های طولی، بطور معمول در جهات قائم و افقی نباید بیش از حدود 3 متر از یکدیگر فاصله داشته باشند.
- در سیستم زهکش باید از فیلتر استفاده شود تا آب بهسولت عبور کند و دانه‌های خاکریز نیز به درون مصالح زهکش راه نیابند. برای جلوگیری از فرسایش سطحی خاک در اثر تراوش آب، می‌توان فیلتر را طوری طراحی کرد که علاوه بر محافظت از خاک، مانعی برای عبور آب ایجاد نگردد. معیارهای زهکش در قسمت 10-7 تبیین ضوابط طراحی آمده است.
- زهکش باید دبی طراحی را بدون حرکات ذرات خاک منتقل کند.

- در دیوارهای سیل بند، تراوشهای کنترل نشده ممکن است منجر به ایجاد فشار آب منفذی اضافی بیش از آنچه در طراحی مورد بررسی قرار گرفته، شود و باعث برخاست ناپایداری دیوار گردد. اضافه فشار آب منفذی در خاک شالوده در مجاورت پنجه دیوار، ممکن است منجر به پدیده رگاب و حالت میعان خاک شود. این خود، بتدریج باعث فرسایش خاک در مجاورت پنجه دیوار خواهد گردید. در نظر گرفتن تمهیدات ویژه و مناسب برای این موارد می‌تواند، حتی اگر تراوش آب زیاد باشد، سلامت دیوار را تضمین کند. برای حفاظت دیوارهای حایل سیل‌بند، در برابر خطرات ناشی از تراوش و کاهش خطرات ناشی از آن، می‌توان تمهیدات خاصی در نظر گرفت. از آنجا که این دیوارها در محل‌های شلوغ و پر رفت و آمد ساخته می‌شوند بهتر است اقدامات زیر انجام گیرد:
 - جمع‌آوری آب و هدایت آن به خارج از محوطه دیوار
 - کنترل تراوش آب از جسم دیوار با استفاده از واتراستاپ
 - محافظت از قسمتهای مختلف به کمک ایجاد خاکریز
 - ایجاد زهکش پنجه‌ای برای کنترل تراوش در اطراف پایه دیوار
- دیوارهای سیل بند معمولاً بر روی مصالح آبرفتی احداث می‌شوند که دارای ضخامت زیاد بوده و معمولاً نفوذپذیر نیز هستند. لذا از نظر هیدرولیکی به آب رودخانه متصل است. از آنجا که نفوذپذیری این مصالح در جهت افقی بیش از نفوذپذیری آنها در جهت قائم است تراوش آب بسرعت از زیر دیوار به سمت خشکی برقرار می‌شود. در این شرایط، باید بدقت بررسی شود که آیا علاوه بر استفاده از زهکش پنجه‌ای، به کنترل زیر تراوش نیاز است یا خیر. در صورت لزوم کنترل زیر تراوش، شرایط زیر سطحی خاک محل، لایه‌بندی و نفوذپذیری مصالح شالوده، تجربه و هزینه تعیین‌کننده خواهند بود. در تحلیل و کنترل زیر تراوش، باید گرادیان هیدرولیکی خروجی در سمت پنجه دیوار را با گرادیان هیدرولیکی خروجی بحرانی که معمولاً 0/8 تا 1 است مقایسه کرد. برای حفاظت

بیشتر، بهتر است مقدار گرادیان هیدرولیکی خروجی مجاز را حدود 0/5 تا 0/8 در نظر گرفت (43). در شرایطی که هندسه، ناهمسانگردی و بطور کلی مصالح خاکی از پیچیدگی خاصی برخوردار باشند باید از رسم شبکه جریان و یا تحلیل‌های پیشرفته استفاده کرد.

- برای دیوار سیل بند احداث شده بر روی رس می‌توان پتانسیل کل سیل را بطور محافظه کارانه بر انتهای کلیه برشی وارد کرد و نیروی جانبی آب را در سمت آب بر روی کلیه برشی محاسبه کرد. در این صورت، فرض می‌شود مسیر تراوش از زیر زبانه برشی شروع می‌گردد. معمولاً فرض می‌شود وجه زبانه برشی در سمت زمین بطور کامل در تماس با خاک در سمت منطقه مقاوم است.
- روش‌های گوناگونی برای کنترل ریز تراوش دیوارهای سیل بند وجود دارد که عبارتند از:

الف- پرده آب بند که روشی بسیار مؤثر بوده و ممکن است به صورتهای مختلف ایجاد شود. از جمله استفاده از مصالح ریز دانه نفوذناپذیر که در یک ترانشه حفاری شده می‌ریزد، حفر ترانشه و پرکردن با مصالح ریز دانه نفوذناپذیر متراکم، حفر شیار و پر کردن با بتونیت یا سایر مصالح نفوذناپذیر، ادامه دادن زبانه برشی بتنی به درون خاک نفوذپذیر و استفاده از دیوار سپری. مانع آب بند معمولاً در انتهای پایه دیوار و در سمت پاشنه دیوار اجرا می‌شود و باید حدود 95 درصد یا بیشتر به داخل لایه نفوذپذیر، نفوذ کند. اگرچه ممکن است در کاهش دبی تراوش یافته چندان اثرات قابل ملاحظه‌ای به وجود نیاید، اما کاهش زیر فشار در کف دیوار در این شرایط بسیار قابل ملاحظه است. نوع پرده آب بند باید براساس شرایط زمین و مقدار کنترل تراوش، انتخاب گردد. یک سپر فلزی آب بند، بدلیل تراوش از اتصالات آن، نمی‌تواند بطور کامل آب بند باشد ولی می‌تواند از زیرشویی (رگاب) خاکهای دانه‌ای جلوگیری کند. اگر اتصالات آن بخوبی انجام شود می‌تواند فشار بر کنش در خاکهای دانه‌ای را تا نصف تقلیل دهد. استفاده از سپر آب بند در خاکهای ریز دانه کمتر مؤثر است. زیرا چسبندگی خاک منجر

به ترک خوردگی خاک و جدا شدن آن از سپر می‌گردد که خود مسیری برای فرار آب خواهد بود.

ب- زهکش پنجه‌ای

پ- زهکشهای ترانشه‌ای

ت- چاه‌های زهکش

ث- پتوی نفوذناپذیر در سمت آب

ج- پشته‌های کنترل تراوش در سمت خشکی

چ- تزریق درز و شکافهای سنگها

جزئیات هر کدام از موارد بالا در بخش 10-7 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

10-8- بازرسی دیوارهای حایل

در دوران بهره‌برداری باید بدقت رفتار دیوارهای حایل بررسی شود. مواردی که می‌توان آنها را بررسی کرد عبارتند از:

- تأثیر سازه‌های در دست احداث و یا حفاری در نزدیکی دیوار
- کنترل پایداری محل و اثر تراوش آب در محل، بر عملکرد دیوار
- حرکات قائم و افقی دیوار
- بررسی درزهای دیوار و کنترل نشستهای نایک‌نواخت پانلهای دیوار
- بررسی درز و ترکهای محللهای تماس خاک و دیوار و خاک و سایر تأسیسات جنبی مانند لوله‌های پمپاژ، دریچه چاه‌ها و ...
- کنترل مقدار باز و بسته شدن درزها و بررسی نفوذ احتمالی مصالح تزریق یا دانه‌های خاک به درزها بویژه در محللهایی که امتداد طولی دیوار تغییر می‌کند.
- اطمینان از پاره نشدن آب بند (واتر استاپ) در اثر نشستهای نایک‌نواخت (معمولاً اگر نشست نسبی کل یعنی نشست طولی و عرضی حدود 12 میلیمتر و بیشتر

باشد باید فرض کرد و اتراستاپ پاره شده است مگر آنکه از روشهای دیگر عکس این امر ثابت شود.)

- بررسی دقیق نشستها و بویژه نشستهای نایکنواخت دیوار
- بررسی رفتار دیوار احداث شده بر روی خاکهای تراکم‌پذیر از نقطه نظر نشست تحکیمی خاک
- بررسی وضعیت عملکرد زهکش
- انجام آزمایشات آزمایشگاهی بر روی خاک شالوده در صورت مشاهده موارد مشکوک که منسوب به خاک شالوده باشد.
- بررسی همه جانبه دیوار بعد از حوادث آبی و غیرمترقبه (سیل، زلزله، برخورد، ...)

9-10- تعمیرات

در مواردی می‌توان با انجام کارهای جزئی عملکرد دیوار را که قابل قبول نیست بهبود بخشید. این کارها، تعمیرات نامگذاری می‌شوند. بعضی از راهکارها عبارتند از:

- افزایش خاکریز در سمت مقاوم دیوار برای افزایش پایداری و کاهش حرکات افقی آن
- مقاوم‌سازی خاکریز موجود در سمت پایین دست با بررسی کامل و همه جانبه
- اجرای زهکش پنجه‌ای، در صورت وجود اصلاح و افزایش عملکرد آن
- اجرا یا اصلاح پوشش خاکریز در سمت مقاوم به کمک دال بتنی تا فاصله‌ای حدود 6 متر از بر تیغه دیوار

10-10- قالب‌بندی

یکی از موارد بسیار مهم در اجرای سازه‌های بتن آرمه قالب‌بندی است. هزینه اجرای قالب‌بندی حتی ممکن است به $1/4$ یا $1/3$ کل مخارج ساختمان بتنی برسد (77). از این رو توجه به این امر می‌تواند دارای اهمیت باشد. راهکارهای زیر می‌تواند مفید واقع شود:

- استفاده از روشهای صحیح در اجرای قالب‌بندی همانند ساختن، بستن و باز کردن قالبها، نگهداری صحیح آنها، طرق صحیح انبار کردن قالبها برای جلوگیری از اشکالات و نقایص سطوح ظاهری مانند کرم شدن سطوح کار بدلیل خارج شدن شیرۀ بتن از درزهای قالب، ایجاد اعوجاج و تحذب در سطوح جانبی دیوار.
- در صورتی که زمین مقاومت کافی داشته باشد می‌توان از جسم زمین خاکی یا سنگی برای بدنه قالب استفاده کرد.
- استفاده از قالبهای تقویت مخصوصاً در دیوارهای حایل مرتفع که ضخامت دیوار در پایین زیاد و در بالا کم است.

10-11- آرماتوربندی

نکات زیر می‌تواند مد نظر قرار گیرد:

- عموماً پس از برپایی قالب یک طرف دیوار، میلگردهای فولادی توسط آرماتوربند با آرایش مناسب در محل مورد نظر بسته و در جای خود مهار می‌شود، سپس با تکمیل قالب‌بندی و اطمینان از صحت آرماتوربندی و قالب‌بندی مراحل بتن‌ریزی دیوار انجام می‌گیرد.
- استفاده از میلگردهای آجدار در بتن دیواربویره اینکه در مناطق زلزله‌خیز به دلیل چسبندگی و مهار بهتر، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.
- توجه به مساله تغییر شکل‌پذیری میلگردها که توصیه شده است که درصد مقدار کربن نباید از 0/3 تا 0/5 تجاوز نماید (78).

10-12- مشخصات سنگدانه‌ها

نکات زیر می‌تواند مد نظر قرار گیرد:

- مصالح سنگی باید از دانه‌های تمیز، سخت و مقاوم تشکیل شده باشند.
- مصالح سنگی باید عاری از مواد شیمیایی بوده و سطح دانه‌ها از رس و یا مواد ریزدانه دیگر که مانع چسبندگی دانه‌ها با خمیر سیمان می‌شود، پوشیده نباشد. از

آنجا که دیوارهای حایل در معرض سایش قرار ندارند، مقدار گل و لای مجاز دانه‌های ماسه حداکثر 5% می‌باشد (78).

- بهترین جنس برای سنگدانه‌ها در بتن، دانه‌های سیلیس است. این دانه‌ها جزء مقاومترین دانه‌هایی است که در بتن مصرف می‌شود. دانه‌های آهکی با سختی کمتر از دانه‌های سیلیس نیز در بتن کاربرد دارند ولی باید از مصرف دانه‌های گچی و یا ترکیباتی از گچ و آهک که سختی کمتر از 3 دارند در ساخت بتن اجتناب کرد.

- مقاومت در برابر یخبندان و هوازدهی از جمله خواصی است که باید در سنگدانه‌های قابل مصرف در بتن مورد تأکید قرار گیرد. از لحاظ شکل ظاهری دانه‌ها، مصرف دانه‌های گرد، نامنظم و گوشه‌دار در بتن معمول بوده و باید از به کارگیری دانه‌های پولکی و سوزنی شکل در ساخت بتن اجتناب کرد. از آنجا که نمی‌توان بصورت کلی از مصرف دانه‌های مضر پولکی و سوزنی در بتن صرف نظر کرد، حداکثر وزن این قبیل دانه‌ها به 15% محدود شده است (79).

- دانه‌بندی نیز از جمله موارد مهم در بحث سنگدانه‌هاست. بطور کلی دانه‌بندی و حداکثر درشتی مصالح سنگی مورد مصرف در بتن در شکل‌پذیری بتن تازه، مقدار افت و آب‌بندی و پوکی بتن مؤثر است. بتن ساخته شده با مصالح با دانه‌بندی پیوسته دارای مصرف سیمان کمتر و مقاومت مطلوب‌تر است. برای سهولت کارکرد با مخلوط بتنی و همچنین مصرف نکردن بیش از حد سیمان، محدودیتهایی در آیین‌نامه‌ها در مقدار مصرف ریزدانه و همچنین اندازه بزرگترین درشت دانه‌ها در نظر گرفته شده است در این مورد مقدار دانه‌های ماسه ریزتر از 0/3 میلیمتر (عبوری از الک 250 بین 10% تا 30% از کل حجم ماسه) و همچنین حداکثر بعد دانه‌های شنی به کوچکترین سه مقدار زیر محدود شده است.

الف - حداکثر بعد دانه‌های شنی نباید بزرگتر از یک پنجم حداقل بعد قالب باشد.

ب - حداکثر بعد دانه‌های شنی نباید بزرگتر از سه‌چهارم فاصله آزاد بین میلگردها باشد.

ج - حداکثر بعد دانه‌های شنی نباید بزرگتر از یک سوم ضخامت دالهای روی خاک و نصف ضخامت دالهای سقفی باشد.

10-13- حدود مقاومت بتن با توجه به شرایط خاص محیطی

امروزه در آیین نامه‌ها دوام و پایایی قطعات بتن آرمه بیش از مقاومت آنها مورد توجه قرار گرفته است. از این رو برای شرایط محیطی سخت نظیر بتنهای در معرض یخ‌زدگی، ذوب یا خاکها و آبهای سولفات‌دار یا محافظت آرماتورها در برابر خوردگی قبل از رعایت حداقل مقدار مقاومت فشاری بتن، (f'_c) تأکید بر رعایت حداکثر نسبتهای آب به مواد سیمانی مطابق جداول پیشنهادی آیین نامه شده است (80).

10-13-1- ضوابط شرایط خاص محیطی

ضوابط حداقل مقاومت فشاری مشخصه بتن برای بتنی که در معرض محیطهای خاص قرار می‌گیرد در قسمت 10-5-1 تبیین ضوابط طراحی.

10-13-2- محیطهای سولفات

بتنی که قرار است در معرض خاکها یا محلولهای سولفات دار قرار بگیرد باید ضوابط قابل قبولی داشته باشد که در قسمت 10-4-2 تبیین ضوابط طراحی آمده است.

10-13-3- محافظت در برابر خوردگی آرماتور

برای محافظت در برابر خوردگی آرماتور در بتن، حداکثر مقدار یون کلرید قابل حل در آب در بتن سخت شده با سن 28 تا 42 روز، که از طریق اجرای آن از جمله آب، سنگدانه‌ها، مواد سیمانی و مواد افزودنی به بتن وارد می‌شود، نباید از حدودی فراتر رود که در قسمت 10-12-3 تبیین ضوابط طراحی ذکر شده است.

10-14- راهکارهایی برای مناطق لرزه‌خیز

مطابق با آیین نامه ACI-318-95 اگر دیوارها در نواحی زلزله‌خیز متوسط ساخته شوند لزومی به در نظرگیری «ضوابط طرح در برابر زلزله» نخواهد بود. اما اگر منطقه مورد

نظر با بسیار زلزله‌خیز است ضوابطی باید برای طراحی مدنظر قرار گیرد (81) که در قسمت 5-10 تبیین ضوابط طراحی تشریح گردیده است.

15-10- درزها

درزها کاربرد بسیار زیادی در سازه‌های بتن آرمه دارند. این امر بخصوص در بتن‌ریزی در حجم زیاد و یا در سطح وسیع اهمیت بیشتری دارد. با ایجاد درز در سازه‌های بتن آرمه می‌توان محل ایجاد ترکهای محتمل را تعیین کرد و یا از ایجاد ترک بدلیل انقباض و جمع شدگی بتن و یا انبساط و تغییرات درجه حرارت جلوگیری نمود. درزها به دو دسته اجرایی و حرکتی تقسیم می‌شوند.

1-15-10- درزهای اجرایی در دیوارها

وجود این قبیل درزها عمدتاً بدلیل عدم امکان بتن‌ریزی همزمان دیوار و یا قطعه بتنی اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. در این درزها علاوه بر پیوستگی کامل آرماتورها، رعایت پیوستگی کامل سطوح بتنی قدیم و جدید ضروری است. برای حصول این پیوستگی، رعایت نکات زیر الزامی می‌باشد (79):

- ایجاد سطح ناصاف و زبر در بتن قدیمی‌تر با پاشیدن آب و استفاده از برس سیمی ریزدانه
- مراقبت از بتن قدیمی و مرطوب نگه داشتن آن تا زمان بتن‌ریزی جدید، مگر آن که سطح خود درز در بتن قدیمی که مراقبت از آن باید چند ساعت قبل از بتن‌ریزی جدید قطع شود. تا عمق کمی خشک شده و شرایط لازم برای ادامه کار فراهم شود.
- چند دقیقه قبل از بتن‌ریزی جدید، سطح زبر شده قدیمی حتی‌الامکان بدون استفاده از آب تمیز و با یک لایه نازک از دوغاب سیمان یا ملات ماسه سیمان پرمایه اندود شود.

- انجام بتن‌ریزی لایه جدید بلافاصله بعد از اندود لایه قدیمی
 بجای دو مورد اخیر، می‌توان بتن لایه جدید را در ارتفاعی در حدود 10 تا 15 سانتیمتر پرمایه‌تر انتخاب کرد (مصرف حدود 50 کیلوگرم سیمان بیشتر در یک متر مکعب بتن)
- در دیوارهای حایل طره ای پشت بند دار، برای ایجاد درزهای قائم، بهترین موقعیت قطع بتن‌ریزی در حد فاصل دو پشت‌بند، در ناحیه وسط فاصله می‌باشد. در مورد درزهای افقی نیز حد فاصل پایه و تیغه و در قسمت وسط ارتفاع تیغه معمولاً درزهای اجرایی در نظر گرفته می‌شود.

10-15-2- درزهای حرکتی

درزهای حرکتی درزهایی هستند که برای همساز کردن جابجاییهای نسبی قسمتهای مختلف سازه به‌کار می‌روند. این جابجاییها در اثر عواملی نظیر تغییر درجه حرارت، انقباض و جمع شدگی بتن و یا نشستهای نامساوی ایجاد می‌شوند. از انواع درزهای حرکتی، درزهای انبساطی و انقباضی در دیوارهای حایل بتن آرمه، کاربرد بیشتری دارد که در ادامه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

10-15-2-1- درزهای انقباضی

هدف از پیش‌بینی درزهای انقباض، جذب که ترک خوردگی بتن در اثر انقباض ناشی از افت بتن است. در دیوارهای حایل بتن آرمه به تجربه ثابت شده که فواصل مناسب برای درزهای انقباض بین 7 تا 12 متر است و معمول‌ترین روش ایجاد این درزها تعبیه یک قطعه چوب باریک قائم در داخل وجه بیرونی دیوار بتنی در هنگام بتن‌ریزی دیوار است. بطوری‌که پس از سخت شدن بتن، فرورفتگی محل قطعه چوب در بتن سبب نقطه ضعف مورد نظر شده و ترکهای احتمالی در اثر افت بتن در این فرورفتگیها ایجاد خواهد گشت.

10-15-2-2- درزهای انبساطی

درزهای انبساطی برای همساز کردن انقباض و انبساط بتن تعبیه می‌شوند. این نوع درز پیوستگی سازه‌ای طرفین درز را کاملاً قطع می‌کند و بتن و آرماتور بطور کامل در این نوع درز قطع شده و بین دو قسمت مجاور شکافی در نظر گرفته می‌شود که با مصالح مناسب پر می‌گردد. در مورد فواصل درزهای انبساطی در سازه‌های بتن آرمه عادی، توصیه خاصی در آیین نامه‌ها وجود ندارد. در مورد فواصل این درزها در سازه‌های آبی توصیه آیین نامه آمریکا مربوط به سازه‌های بهداشتی بوده و حداکثر فاصله این درزها را 27 متر عنوان کرده است. در مورد دیوارهای حایل بتنی تجربیات پیشین سازندگان، فواصل درزهای انبساطی را بین 16 تا 25 متر عنوان کرده‌اند.

فصل یازدهم

علل خرابی دیوارهای حایل

11-1- مقدمه

در فصول قبل به برخی علل خرابی دیوارهای حایل اشاره شد. در این فصل مطالب بصورت خلاصه ارائه می‌شود. لازم به تذکر است که خرابی ناشی از عوامل گوناگون ذکر شده ممکن است در شرایطی رخ دهد که:

الف - نقش عوامل مؤثر در طرح در نظر گرفته نشده و یا دقت لازم لحاظ نشده باشد.

ب - داده‌های اولیه برای طرح نادرست یا ناقص باشد.

پ - مبانی طراحی درست انتخاب نشده باشد.

در قسمتهای بعد عوامل مؤثر در ایجاد خرابی دیوارها توضیح داده می‌شوند.

11-2- ابعاد دیوار و اجزای آن

در بعضی موارد ممکن است اشتباهات طراحی یا عدم تخمین دقیق مقدار بارهای وارده، خطاهای انجام شده در تعیین مشخصات مصالح، انتخاب نکردن معیارها و روشهای قابل قبول، منجر به تعیین ابعاد نادرست برای دیوار و اجزای آن گردد. در این مورد امکان دارد دیوار و اجزای آن از نظر سازه‌ای، پایداری و مسائل ژئوتکنیکی دچار مشکل شوند. ابعاد نامناسب که می‌تواند برای پایداری کلی دیوار مشکل ساز باشد ممکن است در موارد زیر مطرح باشد:

- ابعاد نامناسب برای عرض پایه دیوار
- ضخامتهای ناکافی برای پایه یا ساقه دیوار
- طول کوتاه و ناکافی برای میله مهار بطوری‌که منطقه محرک خاکریز با منطقه مقاوم جلوی مهار مدفون شده در زمین تداخل داشته باشند.

11-3- بارگذاری

اگر در بارگذاری دیوارهای حایل اثر عوامل مختلف بدرستی در نظر گرفته نشود و یا اصلاً مطرح نشده باشند، ممکن است با ایجاد مشکلات سازه‌ای، ناپایداری، ظرفیت باربری و نشست، باعث سقوط سیستم دیوار گردند. این عوامل امکان دارد در مورد بعضی از دیوارهای حایل خاص مطرح و برای بعضی از دیوارها مصداق نداشته باشد.

- برآورد ناصحیح بارگذاری بدلیل تخمین نادرست پارامترهای مقاومت برشی خاک
 - لحاظ نکردن سربارهای وارد بر دیوار
 - اضافه فشار ناشی از زلزله بدلیل نیروی اینرسی خاک
 - نیروی اضافه وارد بر دیوار ناشی از نیروی اینرسی دیوار (اگر قابل ملاحظه باشد)
- در شرایط زلزله

- بارگذاری اضافی ناشی از سازه‌های مجاور
- عدم لحاظ فشارهای برخاست در طراحی

- فشارهای جانبی باقی مانده در اثر کرنشهای به وجود آمده در خاک ناشی از زلزله
- افت تراز آب در دیوارهای ساحلی به دنبال پدیدهٔ تسونامی
- فشار جانبی ناشی از باد بویژه در زمان اجرا
- تغییرات دما که برای مثال در تغییرات نیروی موجود در سیستم میله‌های مهار دیوارهای سپری مهار شده تأثیر می‌گذارد.
- حفاری در نزدیکی سیستم مهار که منجر به تغییرات نیرو در میله‌های مهار در دیوارهای مهار شده می‌شود.
- فشارهای اضافی جانبی ناشی از موج یا جریانهای دریایی

11-4- مسائل سازه‌ای

انتخاب درست مصالح در طراحی سازه‌ای دیوارهای حایل بسیار تعیین کننده است. پایین بودن کیفیت اجرا، انتخاب نادرست مشخصات مصالح برای طراحی، مشکلات قالب‌بندی، آرماتوربندی و بی دقتیها در طراحی، عامل اصلی شکست سازه‌ای هستند که در زیر خواهند آمد:

- شکست سازه‌ای دیوار در بخشهای مختلف بدلیل خمش یا برش (تیغه، پاشنه، پنجه)
- پر شدن درزهای انبساط در اثر هجوم خاک به درون آنها
- بسته شدن درزهای انبساط بدلیل نشستهای نسبی پانلهای دیوار
- شکست سازه‌ای میله مهار بعلت کشش زیاد
- شکست اتصالات میله‌های مهار به همدیگر، میله مهار به دیوار سپری و میله مهار به مهار زمینی
- شکست سازه‌ای مهار زمینی
- شکست زبانه برشی در اثر خمش زیاد (در صورت استفاده)
- شکست سازه‌ای انتهای تیغه بعلت طویل‌بودن بیش از حد پاشنه در دیوارهای پاشنه‌دار
- شکست اتصالات پانلهای دیوارهای سپری فلزی
- عدم پیش‌بینی درزهای انقباضی و انبساطی بر اساس اصول فنی

موارد زیر نیز می‌تواند باعث کاهش مقاومت بتن یا مشکلات اجرایی شود:

11-4-1- انجام نشدن یا کامل نبودن عملیات هیدراسیون

- کافی نبودن آب (کم بودن نسبت W/C)
- عدم محافظت از بتن تازه (آب ندادن و مرطوب نکردن آن)
- تمیز نبودن دانه‌ها (مثلاً آغشته بودن شن و ماسه به مواد روغنی)

11-4-2- کم بودن مقاومت فشاری بتن

- مناسب نبودن دانه‌بندی (عدم پیوستگی در دانه بندی)
- استفاده از دانه‌های پولکی و سوزنی به مقدار زیاد
- مناسب نبودن نوع دانه‌ها
- پوکی زیاد بتن
- بالا بودن نسبت آب به سیمان (اسلامپ زیاد)
- ویریه نشدن بتن
- عدم عمل آوری بتن
- عدم انتخاب سیمان نامناسب (در این حالت مقاومت بعد از مدت طولانی به حد مطلوب می‌رسد)
- فاسد بودن سیمان
- نامناسب بودن آب مصرفی
- استفاده بیشتر از حد مواد افزودنی
- نامناسب بودن مواد افزودنی
- وجود مواد مضر در دانه‌ها (گل و لای بیش از حد)

11-4-3- مشکلات قالب بندی

- خارج شدن شیره بتن از بین درزها
- مهار نشدن مناسب قالبها (حرکت قالبها و ایجاد تغییر زیاد در شکل سازه و...)
- رعایت نکردن اصول قرار گرفتن قالبها (اشتباه قالب بندی در نحوه قرار گرفتن ستونها، ضخامت دیوارها و...)

11-4-4- نامناسب بودن شرایط

- مخلوط نشدن کامل مصالح
- جا دادن بتن در قالبها پس از زمان گیرش بتن
- جذب آب بتن توسط قالب (مثلاً در تماس بودن بتن با خاک)
- بتن ریزی در دمای زیاد و یا بسیار پایین بدون انجام اقدامات ایمنی
- مناسب نبودن نوع ویرنه و انجام آن
- ریختن بتن از ارتفاع زیاد که باعث جدایی دانه‌ها می‌شود
- جابجا کردن بتن ریخته شده در قالبها توسط ویرنه
- تمیز نبودن سطوح بتن ریزی مثل وجود تکه‌های قالب و خاک در محل بتن ریزی (آماده نبودن سطوح بتن ریزی)
- حمل بتن در فواصل طولانی طوری که گیرش بتن شروع شود
- اجرای ناصحیح درزها

11-4-5- مشکلات آماتور بندی

- آغشته بون میلگردها به مواد روغنی
- زنگ زدگی زیاد میلگردها
- کم بودن تغییر شکل نسبی میلگردها (به واسطه درصد زیاد کربن، منگنز و ...)
- کمی طول همپوشانی (اورلپ)
- کم بودن طول گیرداری یا مهاری میلگردها

- نبود قفل و بست میلگردها در محل اتصالات
- فاصله کم بین میلگردها بطوری که بتن نتواند براحتی از بین آنها عبور کند
- استفاده نکردن از بست و فاصله گذار مناسب برای رعایت حداقل ضخامت پوشش میلگرد و همچنین رعایت نکردن فاصله‌های مناسب مطابق طرح، برای میلگردها
- اجرا نکردن آرماتوربندی طبق نقشه‌های اجرایی
- تعویض میلگردها و قرار دادن میلگردهای معادل بدون رعایت نکات آیین‌نامه‌ای
- مناسب نبودن مقاومت جوش و نحوه جوشکاری هنگامی که از جوش برای اتصال میلگردها استفاده می‌شود
- مناسب نبودن شعاع خمها
- جاسازی قطعات آلومینیومی در داخل بتن

11-4-6- عدم توجه به محیطهای بتن ریزی که باعث خوردگی بتن و آرماتور می‌شود.

- تماس داشتن بتن با محیط کلریدی
 - تماس داشتن بتن با محیط اسیدی
 - تماس داشتن بتن با محیط سولفاته
 - تماس داشتن بتن با محیطهایی که دائماً در معرض تر و خشک شدن متوالی قرار دارند.
- در همه موارد بالا اگر سیمان، طرح اختلاط، نسبت W/C، مواد مضاف مصرفی، مطابق استاندارد انتخاب نشود به گسیختگی زود هنگام بتن و خوردگی سریع آرماتور منجر خواهد شد.

11-4-7- مشکلات طراحی

11-5- پایداری

بعضی از عواملی که می‌توانند برای پایداری دیوارهای حایل مشکل ساز باشند در

قسمتهای قبل عنوان شدند. بعبارت دیگر عدم ملاحظات لازم در برآورد مشخصات خاک و بارگذاریهایی که در طراحی دیده نشده یا کم تخمین زده شده‌اند می‌توانند به ایجاد ناپایداری و در نهایت منجر به شکست دیوار گردند. در اینجا به سایر عوامل مؤثر در ایجاد ناپایداری دیوارها اشاره می‌شود:

- مقاومت ناکافی خاکریز جلوی دیوار در صورتی که در طرح در نظر گرفته شده باشد.
- حفاری در مقابل دیوار
- عبور و مرور ترافیک و به هم خوردن خاک جلوی دیوار
- عبور لوله و تأسیسات از مقابل دیوار
- رشد و نمو گیاهان و در نتیجه انقباض خاک جلوی دیوار
- ایجاد ترکهای کششی خاکریز و پر شدن از آب
- افت مقاومت خاکریز جلوی دیوار در اثر زلزله
- آب شستگی خاکریز مقابل دیوار و کاهش مقاومت در برابر پایداری
- لغزش کلی خاک شالوده بدلیل قرارگیری در شیب یا وجود لایه‌ای ضعیف در شالوده
- لغزش سطحی خاک شالوده بدلیل وجود لایه ضعیف یا قرارگیری دیوار در شیب
- دوران دیوار حایل طره‌ای مهار شده حول محل مهار، بدلیل ناکافی بودن مقاومت خاکریز در قسمت عمق مدفون سپر
- تداخل منطقه محرک خاکریز پشت سپرها و منطقه مقاوم جلوی مهار در دیوارهای حایل سپری مهار شده

11-6- خاکریز و خاک شالوده

مصالح خاکریز و یا خاک شالوده می‌توانند عامل بسیار مهمی در پایداری دیوارهای حایل باشند. موارد زیر ممکن است باعث شکست دیوار از نظر مسائل ژئوتکنیکی و پایداری گردد:

- نبود دقت در برآورد پارامترهای مقاومت برشی و تراکم پذیری خاک

- وقوع لغزش برشی سطحی که منجر به ناپایداری دیوار می‌شود
- وقوع لغزش عمیق در لایه ضعیف در عمقی از خاک شالوده
- یخزدگی خاک و ذوب شدن آن و افزایش رطوبت، که باعث افزایش فشار جانبی می‌شود
- تغییرات حجمی در اثر تغییرات رطوبت (تورم و انقباضهای متوالی)
- افزایش فشار آب منفذی در خاکریز یا خاک شالوده
- ایجاد ترکهای انقباضی در خاک جلوی پنجه و عدم اتصال به دیوار و ایجاد مشکلات پایداری
- ازدیاد فشار جانبی در اثر تراکم خاکریز
- وجود درز و شکاف در سنگ کف که باعث کاهش ظرفیت باربری می‌شود
- لغزش در اثر وجود درز و شکاف در سنگ شالوده
- لغزش در خاک شالوده بدلیل وجود صفحات لغزشی در رسهای با شاخص خمیری زیاد
- وقوع پدیده روانگرایی در خاکریز و خاک شالوده
- نشست خاکهای رسی نرم (حتی اگر در زیر سپرهای طره‌ای قرار گیرند)
- رشد گیاهان درون خاکریز و افزایش فشار جانبی
- افت مقاومت خاکهای چسبنده در اثر ایجاد کرنشهای تناوبی ایجاد شده ناشی از زلزله
- نیروهای ناشی از امواج
- برخورد کشتیها، قایقها و توده‌های یخی به دیوارهای ساحلی
- نشست خاک در اطراف مهار زمینی دیوارهای حایل سپری مهار شده
- افزایش فشار جانبی محرک وارد بر مهار مدفون در زمین در دیوارهای مهار شده در اثر نفوذ آب به پشت سیستم مهار

11-7- تراوش آب و سیستم زهکشی

عوامل زیر می‌تواند در عملکرد صحیح سیستم زهکشی اختلال ایجاد نمایند و اگر در طراحی مدنظر قرار نگیرند ممکن است باعث ایجاد فشارهای جانبی اضافی، باعث ناپایداری سازه دیوار گردند.

- به هم خوردگی دانه‌بندی فیلتر هنگام اجرای خاکریز
- آلوده شدن مصالح فیلتر
- سمته شدن مصالح فیلتر
- هجوم گل و لای به دورن مصالح فیلتر و خاکریز به دنبال سیلابها و بارشهای اتفاقی
- بسته شدن لوله شکاف‌دار زهکش
- دانه‌بندی نادرست مصالح فیلتر و در نتیجه شسته شدن مصالح یا نبود زهکشی آب

مناسب

- آسیب رسیدن به مصالح زهکش و لوله‌های زهکش حین تراکم خاکریز بویژه در صورت استفاده نکردن از لایه محافظت کننده در اطراف لوله‌ها
- آسیب رسیدن به لوله زهکش طولی در صورتی که در زیر پایه دیوار ساخته شده باشد
- رشد و نمو گیاهان درون مصالح زهکش و لوله‌های زهکش و مسدود کردن مسیر حرکت آب

- هجوم آب گل آلود از طریق لوله‌های خروجی عرضی از ساقه دیوار به دنبال جمع شدن آب در جلوی دیوار

- آسیب دیدن لوله‌های زهکش در محل اتصالات در پی نشست نسبی
- شکستن اتصالات نامناسب لوله زهکشی
- به هم ریختن دانه‌بندی فیلتر در اثر ایجاد آشیانه توسط جانوران (بویژه از طریق لوله‌های عرضی خروجی)

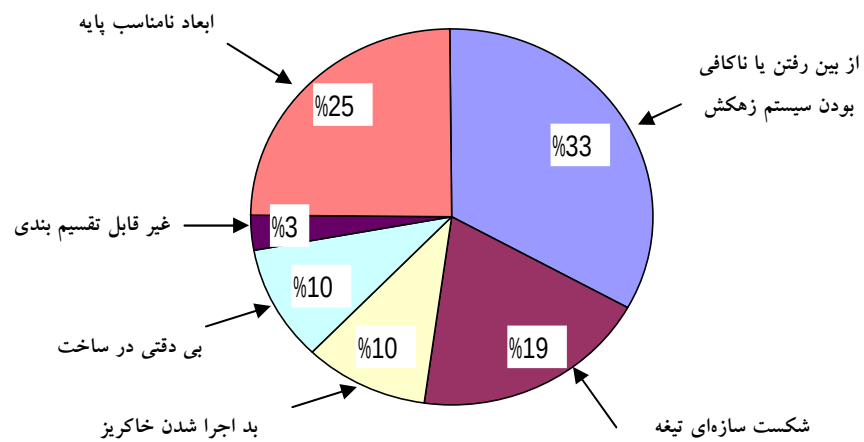
- ترک خوردگی پتوی نفوذ ناپذیر در پی خشکسالی
- فرسایش درز و شکاف‌های سنگ شالوده

- از بین رفتن مصالح تزریق شده در درز و شکافهای سنگ و یا تزریق نکردن مطلوب مصالح
- پاره شدن واتراستاپ (در صورت استفاده) به دلیل عدم کیفیت یا نشست نسبی
- از بین رفتن پتوی نفوذ ناپذیر (در صورت وجود) به دنبال فرسایش
- آب شستگی در پایین دست و وقوع پدیده وگاب یا تشدید آن
- فرسایش لایه سطح فوقانی خاکریز (در صورت وجود) یا به هم خوردگی آن در اثر عوامل محیطی

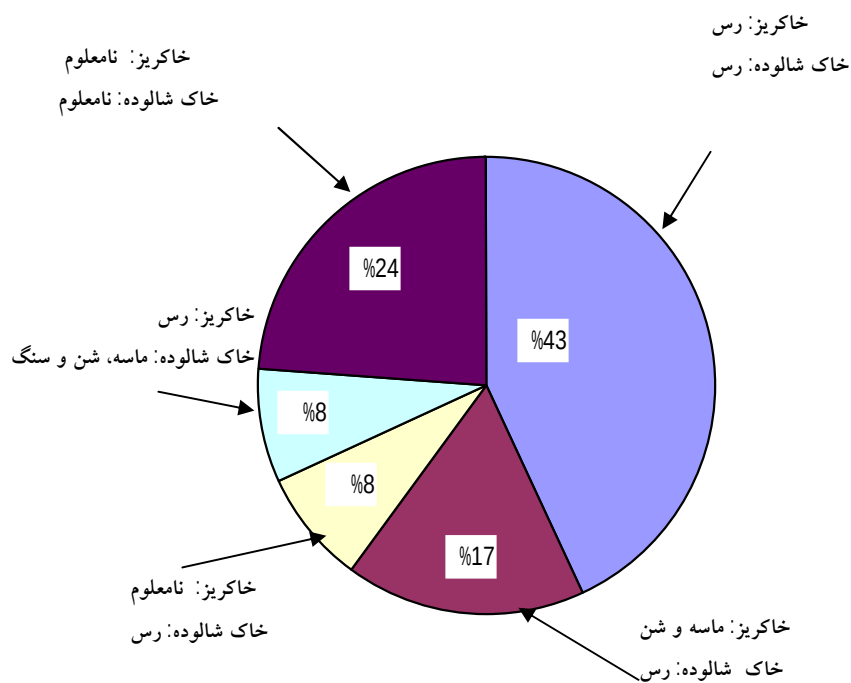
11-8- بررسی علل خرابیهای دیوارهای حایل در چند مورد

براساس نتایج دو بررسی آماری منشأ خرابی دیوارهای حایل را می‌توان بصورت زیر برشمرد:

- الف - استفاده از خاک رس برای خاکریز و یا خاک شالوده
 - ب - طراحی و یا عملکرد نادرست سیستم زهکشی
 - پ - طراحی غلط پایه دیوار
 - ت - عدم رعایت اصول صحیح در اجرای دیوار
 - ث - اعمال بارگذاریهای اتفاقی و غیر قابل پیش‌بینی بویژه در اجرا شکل‌های 11-1 و 11-2
- نتیجه دو بررسی را نشان می‌دهد.



شکل 11-1- تجارب آماری موجود در مورد علل خرابی دیوارهای حایل وزنی بتنی (82)



شکل 11-2- تجارب آماری موجود در مورد نقش مصالح خاکریز و خاک شالوده در خرابی دیوارهای حایل (83)

ضمیمه 1- فهرست مراجع

1. Bowles, J.E. 1996. Foundation analysis and design. 5th edn., McGraw Hill Book Company, New York.
2. Das, B.M. 1995 Principles of Foundation Engineering., 3rd Edn., PWS Publishing Company, Boston, USA.
3. Tschebotarioff, G.P. 1962. Retaining structures. Ch. 5 in Foundation Engineering, Ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York.
4. Huang, T. 1997. Mechanical behavior of interconnected concrete-block retaining wall. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 123(3), pp 197-203.
5. Sreekantiah, H.R. 1997. Prediction of stress-strain in reinforced earth retaining wall. Proceedings 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 2, pp 1249-1252.
6. Rowe, K., and Ho, S.K. 1998. Horizontal deformation in reinforced soil walls. Canadian Geotechnical Journal, 35, pp 312.-327.
7. Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M. 1995. Performance of geogrid-reinforced soil retaining wall during the Great Hanshin-Awaji Earthquake. January 17, 1995. Proceedings Earthquake Geotechnical Engineering, Ed. K. Ishihara, Japan, pp 55-62.
8. Tateyama, M., Tatsuoka, F., Koseki, J., and Horii, K. 1995. Damage to soil retaining walls for railway embankments during the Great Hanshin-Awaji Earthquake. January 17, 1995. Proceedings Earthquake Geotechnical Engineering, Ed. K. Ishihara, Japan, pp 49-54.

9. Allman, M.A., and Simundic, G. 1998. Testing of retaining wall constructed of waste tires. *Proceedings of Environmental Geotechnics*, Ed. S. Seco e Pinto, Lisbon, Portugal, Vol. 2, pp 655-660.
10. Perrin, J., Khizardjian, J.P., and Coulet, C. 1997. Reemploi de pneumatiques usages en remblais alleges (in French), pp 749-754.
11. Garga, V.K., and O'shaughnessy, V. 2000. Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp 75-96.
12. Garga, V.K., and O'shaughnessy, V. 2000. Tire-reinforced earthfill. Part 3: Environmental assessment. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp 117-131.
13. Foote, J., Benson, H., and Bosscher, J. 1996. Sand reinforced with shredded waste tires. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(9), pp 760-767.
14. Gray, D.H., and Ohashi, H. 1983. Mechanics of fiber reinforced in sands. *Journal of Engineering, ASCE*, 109(3), pp 335-353.
15. Maher, M.H., and Gray, D.H. 1990. Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(11), pp 1661-1677.
16. Showbridge, E., and Sitar, N. 1990. Deformation-based model for reinforced sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(7), pp 1153-1170.
17. Benson, H., and Khire, V. 1994. Reinforcing sand with strips of reclaimed high-density polyethylene. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(5), pp 838-855.

18. Wu, W.Y., Benda, C.C., and Cauley, R.F. 1997. Triaxial determination of shear strength of tire chips. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123(5), pp 479-482.
19. Bosscher, P.J., Edil, T.B., and Kuraoke, S. 1997. Design of highway embankments using tire chips. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 123(4), pp 295-304.
20. Humphrey, D.N., and Nickels, W.L. 1997. Effect of tire chips as lightweight fill on pavement performance. *Proceedings 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, pp 1617-1620.
21. Nightingale, D.E.B., and Green, W.P. 1997. An unsolved riddle: Tire chips, two roadbeds, and spontaneous reactions. *Testing soil mixed with waste or recycled materials*, ASTM, STP 1275, M.A. Wasemille, K.B. Hoddinott Eds., pp 265-285.
22. Lee, J.H., Salgado, R., Bernal, A., and Lovell, C.W. 1999. Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 125(2), pp 132-141.
23. Ghazavi, M. and Amel-Sakhi, M. 2005. Influence of optimized tire shreds on shear strength parameters of sand. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol. 5, No. 1, pp. 58-65.
24. Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. 1990. Kinematic limit analysis for design of soil-nailed structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(1), pp 54-72.
25. Kim, D., Juran, I., Nasimov, R., and Drabkin, S. 1995. Model study on failure mechanism of soil-nailed structure surcharge loading. *Geotechnical Testing Journal*, 18(4), pp 421-430.

26. Shiu, Y.K., Yung, P.C., and Wong, C.K. 1997. Design, construction and performance of a soil nailed excavation in Hong Kong. Proceedings 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, pp 1339-1342.
27. Meyerhof, G.G. 1970. Safety factors in soil mechanics. Canadian Geotechnical Journal, 7(4), pp. 349-355.
28. Meyerhof, G.G. 1982. Limit states in geotechnical engineering. Structural Safety Journal, Vol. 1, pp. 67-71.
29. USACE (1994b). Design of sheet pile walls. Engineer Manual, U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-2504, Washington D.C.
30. ASTM D1586-84. 1984. Standard method for penetration test and split-Barrel sampling of soils, (reapproved 1984), Annual book of ASTM Standards, 1991, Vol. 04.08, pp. 232-236.
31. Liao, S.S.C., and Whitman, R.V. 1986. Overburden correction factors for sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(3), pp. 373-377.
32. ASTM D3441-86. 1986. Standard test method for deep, quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil, (reapproved 1986). Annual book of ASTM Standards, 1991, Vol. 04.08, pp. 439-444.
33. Robertson, P.K. and Campanella, R.E. 1983. Interpretation of cone penetration tests. Canadian Geotechnical Journal, 20(4), pp. 718-733.
34. Amar, S., Clarke, B.G.F., Gambin, M.P., and Orr, T.L.L. The application of pressuremeter test results to foundation design in

- Europe, Part 1. A state-of-the-art report by the ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters, Balkema, Rotterdam.
35. CGS (Canadian Geotechnical Society). 1992. Canadian Foundation Engineering Manual. 3rd Edn.
36. ASTM D-2573-72. 1978. Standard test method for field vane shear test in cohesive soil. Annual Book of ASTM Standards, 1991, Vol. 04.08, pp. 330-332.
37. Aas, G., Lacasse, S., Lunne, I., and Hoeg, K. 1986. Use of in-situ tests for foundation design in clay. Proceedings 14th In-Situ '86, American Society of Civil Engineers, pp. 1-30.
38. ASTM D1194-72. 1987. Bearing capacity of soil for static load and spread footings. Annual Book of ASTM Standards, 1991, Vol. 04.08.
39. Fang, Y., Chen, J., and Chen, C. 1997. Earth pressures with sloping backfill. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 123(3), pp 250-259.
40. Ortiz, L.A., Scott, R.F., and Lee, J. 1983. Dynamic centrifuge testing of cantilever retaining wall. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp 251-268.
41. TSPHFJ 1991. Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Ministry of Transport, Japan.
42. Whitlow, R. 1990. Basic Soil Mechanics. 2nd Edn., Longman Scientific & Technical, UK.
43. USACE 1994a. Retaining and flood walls. U.S. Army Corps of Engineers, No. 4, ASCE Press, ASCE, New York.

44. Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Vol. 7, pp. 355-358.
45. Clayton, C.R.I., Militistky, J., and Woods, R.I. 1993. Earth pressure and earth-retaining structures. 2nd Edn., Blackie Academic & Professional, Glasgow, UK.
46. Ingold, T.S. 1979a. Retaining wall performance during backfilling. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, 105(GT5), pp. 613-626.
47. Ingold, T.S. 1979b. The effect of compaction on retaining walls. Geotechnique, 28(3), pp. 265-283.
48. BS 8002 1994. Code of practice for earth retaining structures. British Standards Institution, UK.
49. Coduto, D.P. 1999. Geotechnical Engineering, Principles and Practices. Prentice-Hall, Inc. NJ, USA.
50. Neelakantan, G., Budhu, M., and Richards Jr, R. 1990. Mechanics and performance of a tied-back wall under seismic loads. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp 315-331.
51. USDN (Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Commands). 1982. Foundations and earth structures, Design manual 7-2, NAVAC DM-7.2, Alexandria, VA.
52. Mononobe, N. 1924. Considerations on vertical earthquake motion and relevant vibration problems. Journal of Japan Society of Civil Engineers, 10(5), pp. 1063-1094.

53. Whitman, R.V., and Christian, J.T. 1990. Seismic response of retaining structures. Proceedings Symposium Seismic Design for World Port 2020, Port of Los Angeles, CA, pp. 427-452.
54. Seed, H.B., and Whitman, R.V. 1970. Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, pp. 103-147.
55. Prakash, S., and Saran, S. 1966. Static and dynamic earth pressure behind retaining walls. Proceedings, 3th Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, Vol. 1, pp. 277-288.
56. Saran, S., and Prakash, S. 1968. Dimensionless parameters for static and dynamic earth pressure on retaining walls. Indian Geotechnical Journal, Vol. 7, pp. 295-310.
57. Amano, R. Azuma, H., and Ishii, Y. 1956. Aseismic design of walls in Japan. Proceedings 1st World Conference on Earthquake Engineering, San-Fransisco, pp. 17-32.
58. Matsuzawa, H., Ishibashi, I., and Kawamura, M. 1985. Dynamic soil and water pressures of submerged soils. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, 111(10), pp. 1161-1176.
59. Westergaard, H.M. 1933. Water pressure on dams during earthquakes. Transactions, ASCE, Vol. 98, pp. 418-433.
60. Ebeling, R.M., and Morison Jr, E.E. 1992. The seismic design of waterfront retaining structures. US Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA. Technical Report ITL-92-11, NCEL TR-939.
61. PIANC. 2001. Seismic design guidelines for port structures. Working Group No. 34 of the Navigation Commission International Navigation Association, Balkema Publishers.

62. Noda, S., Uwabe, T., and Chiba, T. (1975). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quay walls. Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 14, No. 4, pp 67-111, (as reported by PIANC 2001).
63. Kitajima, S., and Uwabe, T. 1979. Analysis on seismic damage in anchored sheet piling bulkheads. Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 18, No. 1, pp 67-130, (as reported by PIANC 2001).
64. NRC (National Research Council). 1985. Liquefaction of soils during earthquakes. National Academy Press, Washington, DC, 240 p.
65. Whitman, R. and Liao, S. 1985. Seismic design of retaining walls. Miscellaneous Paper GL-85-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
66. Richards, R. and Elms, D. 1979. Seismic behaviour of gravity retaining walls. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, 105 (GT4), pp. 449-464.
67. Richards Jr, R., Elms, D.G., and Budhu, M. (1993) Seismic bearing capacity and settlements of foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 4, pp 662-674.
68. Dormieux, L., and Pecker, A. 1995 Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless soil. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 3, pp 300-303.
69. Soubra, A.H. 1999. Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 1, pp 59-68.

70. Sarma, S.K. 1999. Seismic bearing capacity of shallow footings adjacent to slope. Proceedings Earthquake Geotechnical Engineering, Ed. Seco e Pinto, pp 309-313.
71. Vesic, A.S. 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.
72. Cernica, J.N. Geotechnical Engineering: Foundation Design, John Wiley & Sons Inc., USA.
73. Duncan, J.M., and Buchignani, A.L. 1976. An engineering manual for settlement studies. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
74. USACE. 1999. Guidelines on ground improvement for structures and facilities. US Army Corps of Engineers, ETL 1110-1-185, Washington D.C.
75. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) 1996. Standards specifications for highway bridges. 16th Edn.
76. طاحونی، ش. 1370. طراحی سازه‌های بتن مسلح (جلد دوم)، ناشر مولف، چاپ اول.
77. کی‌نیا، ا. م. 1368. آنالیز طراحی سازه‌های بتن آرمه. چاپ اول، انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه صنعتی اصفهان.
78. زریونی، م. و پازوش، ه. 1362. بتن سازی عملی (ترجمه)، ناشر راهان، چاپ اول.
79. مستوفی‌نژاد، د. 1374. تکنولوژی و طرح اختلاط بتن. ناشر دفتر فنی استانداری یزد، چاپ اول.

80. نقیه، م. 1377. ترجمه آئین نامه سازه‌های بتن آرمه ACI-318-95 و تفسیر ACI318R-95. انتشارات ارکان، چاپ دوم.

81. JRA (Japan Road Association). 1990. Specifications for highway bridges. Part V: Seismic Design, published by JRA.
82. Tcheng, Y., and Iseux, J. 1972. Essais de butee en vraie grandeur et constraints engendress par une surcharge rectangulaire sur un mur vertical. Proceedings 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid< Spain.
83. Ireland, H.O. 1964. Design and construction of retaining walls. Design of Structures to Resist Earth Pressure, Soil Mechanics Lecture Series, Department of Civil Engineering, Illinois Institute of Technology, Chicago, IL.

ضمیمه 2 - فهرست علائم

c	چسبندگی خاک
SPT	آزمایش نفوذ استاندارد
UU	تحکیم نیافته زهکشی نشده
CU	تحکیم یافته زهکشی نشده
CD	تحکیم یافته زهکشی شده
PI	شاخص (نشانه) خمیری
c_u	مقاومت برشی زهکشی نشده
s_u	مقاومت برشی زهکشی نشده
LL	حد روانی
PL	حد خمیری
S_t	حساسیت
D_r	تراکم نسبی (چگالی نسبی)
e	نشانه خلاء (تخلخل)
e_{max}	حداکثر تخلخل
e_{min}	حداقل تخلخل
c'	چسبندگی زهکشی شده
ϕ'	زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده
ρ_d	جرم حجمی خشک
$\rho_{d \max}$	حداکثر جرم حجمی خشک خاک
$\rho_{d \min}$	حداقل جرم حجمی خشک خاک
GW	شن خوب دانه بندی شده
GP	شن بد دانه بندی شده

GM	شن لای دار
GC	شن رس دار
SW	ماسه خوب دانه بندی شده
SP	ماسه بد دانه بندی شده
SM	ماسه لای دار
SC	ماسه رس دار
ML	لای با خاصیت خمیری کم
CL	رس با خاصیت خمیری کم
OL	خاک آلی با خاصیت خمیری کم
MH	لای با خاصیت خمیری زیاد
CH	رس با خاصیت خمیری زیاد
OH	خاک آلی با خاصیت خمیری زیاد
Pt	تورب و خاکهای آلی
PMT	آزمایش پرسبو متر
N	عدد نفوذ استاندارد
N_{field}	عدد نفوذ استاندارد بد ست آمده از سایت
E	انرژی
$N_1 = N'$	عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای فشارقائم مؤثر
C_N	ضریب تصحیح عدد N برای فشار قام مؤثر
σ'_{vo}	فشار مؤثر قائم در محل
η_1	ضریب اصلاحی انرژی در SPT
η_2	ضریب اصلاحی برای طول مته حفاری در SPT
η_3	ضریب اصلاحی برای وجود لوله داخلی در SPT
η_4	ضریب اصلاحی برای قطر گمانه در SPT

N'_{70}	عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده برای فشار قایم موثر و انرژی مبنای 70 درصد
N_{60}	عدد نفوذ استاندارد با انرژی 60 درصد
N_{50}	عدد نفوذ استاندارد با انرژی 50 درصد
C_U	ضریب یکنواختی خاک
p_{atm}	فشار اتمسفر
p_a	فشار جانبی محرک
q_u	مقاومت تک محوری خاک
q_c	مقاومت خاک در نوک مخروط در CPT
N_k	ضریب مخروط در CPT
p_o	فشار سلول در آغاز بخش الاستیک در آزمایش پرسیمتر
p_f	فشار سلول در انتهای بخش الاستیک در آزمایش پرسیمتر
v_o	حجم سلول در آغاز بخش الاستیک در آزمایش پرسیمتر
v_f	حجم سلول در انتهای بخش الاستیک در آزمایش پرسیمتر
v_c	حجم اولیه لحظه قبل از متورم شدن در در آزمایش پرسیمتر
G	مدل برشی خاک
v_m	متوسط حجم سلول قسمت میانی در منطقه الاستیک
GM	مدول برشی منارد
μ_s	نسبت پواسون
μ'_s	نسبت پواسون خاک در حالت زهکشی شده
v	حجم حفره در آزمایش پرسیمتر
p	فشار حفره در آزمایش پرسیمتر
p_l	فشار حدی در آزمایش پرسیمتر
E_M	مدول منارد
p'_{ho}	فشار افقی موثر در حالت سکون در آزمایش پرسیمتر

T	لنگر پیچشی در آزمایش برش پره
h	ارتفاع پره در آزمایش برش پره
d	پهنای پره در آزمایش برش پره
λ	ضریب اصلاحی مقاومت زهکشی نشده در آزمایش برش پره
D	عمق پی
D_f	عمق پی
D_w	عمق آب از سطح زمین
D_o	قطر خارجی لوله نمونه گیر
D_i	قطر خارجی لوله نمونه گیر
A_r	نسبت مساحت نمونه
L_r	نسبت استخراج در نمونه گیری
C_w	ضریب اصلاحی برای کاهش ظرفیت باربری در آزمایش صفحه
H	ارتفاع دیوار حایل طره‌ای پاشنه دار
K_a	ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک
K_o	ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون
P_p	ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم
γ	وزن مخصوص خاک
p_a	فشار جانبی محرک
z_o	حداکثر عمق ترک کششی
q	سربار
α	زاویه سطح خاکریز با افق
η_a	امتداد سطح گسیختگی خاک با افق در حالت محرک
η_p	امتداد سطح گسیختگی خاک با افق در حالت مقاوم
θ	زاویه امتداد وجه پشتی دیوار با امتداد قائم

β	زاویه امتداد وجه پشتی دیوار با جهت افقی
δ	زاویه اصطکاک بین خاکریز و وجه پشتی دیوار
γ_{eq}	وزن مخصوص معادل
P_a	نیروی محرک وارد بر واحد طول دیوار
P_p	نیروی مقاوم وارد بر واحد طول دیوار
h	ضخامت لایه خاکریز
c_w	چسبندگی بین خاکریز و وجه پشتی دیوار
σ_v	فشار قائم
ϕ_d	ضریب اصطکاک بسیج شده خاک
c_d	چسبندگی بسیج شده خاک
SMF	ضریب جاری شدن مقاومت
W	وزن کل گوه (شامل آب)
V	نیروی قائم وارد بر گوه
V_{max}	حداکثر نیروی قائم وارد بر گوه
U	نیروی برکنش یا نیروی شناوری که عمود بر صفحه لغزش گوه وارد می‌شود
L	طول سطح لغزش در روش گوه‌ها
H_L	نیروی خارجی افقی وارد بر گوه از طرف چپ
H_R	نیروی خارجی افقی وارد بر گوه از طرف راست
C_1	ضریب مورد استفاده در یافتن مقادیر η_p و η_a
C_2	ضریب مورد استفاده در یافتن مقادیر η_p و η_a
K_C و K_1	ضرایب مورد استفاده در محاسبه Z_0 در روش گوه‌ها
S	پارامتر مورد استفاده در یافتن در روش گوه‌ها
γ_{add}	وزن مخصوص افزایش یافته خاک در روش گوه‌ها
K_c	ضریب فشار جانبی متناظر با چسبندگی در یافتن توزیع فشار در روش گوه‌ها

K_V	ضریب فشار جانبی متناظر با سربار در یافتن توزیع فشار در روش گوه‌ها
K_b	ضریب فشار جانبی متناظر با غوطه‌وری خاکریز در یافتن توزیع فشار در روش گوه
OCR	نسبت پیش تحکیمی
$(K_0)_{NC}$	ضریب فشار جانبی سکون برای خاک عادی تحکیم یافته
$(K_0)_{OC}$	ضریب فشار جانبی سکون برای خاک پیش تحکیم یافته
$(K_0)_\alpha$	ضریب فشار جانبی سکون برای خاکریز شیب دار
σ_x	فشار جانبی خاک ناشی از سربار
BS	استاندارد بریتانیا
Q	سربار قائم (خطی یا نقطه ای)
A_1 و A_2	پارامترهای کمکی در یافتن نیروی جانبی وارد بر دیوار ناشی از سربار
m_1	فاصله شروع محل وارد شدن سربار یکنواخت محدود از لبه دیوار
m_2	طول گسترده‌گی سربار نواری محدود وارد بر سطح خاکریز
R_1 و R_2	فاصله دو لبه سربار وارد بر سطح خاکریز از نقطه معینی در امتداد طول دیوار
K_{sl}	ضریب مورد استفاده در تعیین نیروی جانبی وارد بر دیوار ناشی از سربار خطی
N_{sl}	ضریب مورد استفاده در تعیین محل اثر نیروی جانبی ناشی از سربار خطی
K_{sp}	ضریب مورد استفاده در تعیین نیروی جانبی وارد بر دیوار ناشی از سربار نقطه‌ای
N_{sp}	ضریب مورد استفاده در تعیین محل اثر نیروی جانبی ناشی از سربار نقطه‌ای
P	نیروی جانبی غلتک
p'_{hm}	فشار جانبی مؤثر خاک ناشی از تراکم
γ'	وزن مخصوص غوطه ور (ظاهری) خاک
K_h	ضریب شتاب افقی زلزله
K_v	ضریب شتاب قائم زلزله
g	شتاب جاذبه زمین
ψ	زاویه اینرسی لرزه ای ناشی از زلزله

γ_{sat}	وزن مخصوص اشباع خاک
K_e	ضریب زلزله معادل طرح
K_t	ضریب حدی زلزله که از روشهای تحلیل شبه استاتیکی بدست می آید.
N_{ac} و N'_{ac}	ضرایب متناظر با چسبندگی و مورد استفاده در محاسبه نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر دیوار
$N_{a\gamma}$ و $N_{a\gamma}$	ضرایب متناظر با وزن و مورد استفاده در محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله وارد بر دیوار
n	پارامتر کمکی و برابر با $z_0/(H-z_0)$
H_w	ارتفاع آب در امتداد دیوار نگهبان
N^*	حداکثر شتاب ممکن ناشی از زلزله وارد بر دیوار
P_w	نیروی هیدرواستاتیکی آب
P_{wd}	فشار هیدرودینامیکی آب
P_{wd} یا U_{inertia}	نیروی هیدرودینامیکی آب
U_{static}	نیروی هیدرواستاتیکی آب وارد بر دیوار در بالا دست
U_{pool}	نیروی هیدرواستاتیکی آب وارد بر دیوار در پائین دست
U_{shear}	نیروی ناشی از فشار آب منفذی اضافی ناشی از خاکریز وارد بر پشت دیوار
U_b	نیروی برخاست آب وارد بر کف دیوار
ΔU	نیروی ناشی از فشار آب منفذی اضافی وارد بر کف دیوار
SF	ضریب اطمینان
SF_{sliding}	ضریب اطمینان در برابر لغزش
$SF_{\text{Overturning}}$	ضریب اطمینان در برابر واژگونی
ΔP_{ae}	جزو نیروی جانبی محرک ناشی از زلزله
ΔP_{pe}	جزو نیروی جانبی مقاوم ناشی از زلزله
η_{ae}	زاویه سطح لغزش با افق در منطقه محرک در شرایط زلزله

η_{pe}	زاویه سطح لغزش با افق در منطقه مقاوم در شرایط زلزله
A	ضریب شتاب پیک زلزله
a_{max}	حداکثر شتاب افقی زلزله در محل
d_r	تغییر مکان مجاز دیوار حایل وزنی
$(P_{ae})_x$	مؤلفه افقی نیروی جانبی محرک زلزله وارد بر دیوار
$(P_{ae})_y$	مؤلفه قائم نیروی جانبی محرک زلزله وارد بر دیوار
T_{ult}	نیروی نهایی بسیج شده در تراز کف دیوار حایل
δ_b	زاویه اصطکاک بین کف شالوده و خاک شالوده
SF	ضریب اطمینان
$\sum M_R$	مجموع لنگرهای مقاومت کننده
$\sum M_o$	مجموع لنگرهای واژگون کننده
τ_f	تنش برشی نهایی بر اساس قانون مور کولمب
$\sum F_H$	مجموع نیروهای افقی رانشی خاکریز
d_w	تراز سطح آب زیرزمینی از کف شالوده
c_a	چسبندگی بین شالوده و خاک شالوده
$\sum F_v$	مجموع نیروهای قائم وارد بر شالوده
e	خروج از مرکزیت
q_{acting}	فشار وارد بر خاک
$\bar{B}$	عرض مؤثر شالوده
N_c	ضریب ظرفیت باربری متناظر با چسبندگی
N_q	ضریب ظرفیت باربری متناظر با سربار
N_γ	ضریب ظرفیت باربری متناظر با وزن خاک شالوده
b_c	ضریب مربوط به شیب دار بودن کف پی مربوط به چسبندگی
b_q	ضریب مربوط به شیب دار بودن کف پی متناظر با سربار

b_γ	ضریب مربوط به شیب دار بودن کف پی متناظر با وزن
i_c	ضریب مربوط به مایل بودن نیروی وارد بر پی متناظر با چسبندگی
i_q	ضریب مربوط به مایل بودن نیروی وارد بر پی متناظر با سربار
i_γ	ضریب مربوط به مایل بودن نیروی وارد بر پی متناظر با وزن
g_c	ضریب مربوط به شیب‌دار بودن زمین متناظر با چسبندگی
g_q	ضریب مربوط به شیب‌دار بودن زمین متناظر با سربار
g_γ	ضریب مربوط به شیب‌دار بودن زمین متناظر با وزن
$\bar{q}$	سربار موثر از کف شالوده تا سطح زمین
δ_H	زاویه بین برآیند نیروهای افقی و قائم با امتداد عمود بر کف پی دیوار
α_b	زاویه امتداد پایه دیوار با افق
q_{ult}	ظرفیت باربری نهایی
A_f	سطح مؤثر شالوده
d'_c	ضریب عمق متناظر با چسبندگی در شرایط $\phi=0$
b'_c	ضریب مربوط به شیب‌دار بودن کف شالوده در شرایط $\phi=0$
g'_c	ضریب مربوط به مایل بودن بار وارد بر شالوده در شرایط $\phi=0$
ϕ_{tr}	زاویه اصطکاک داخلی در حالت سه محوری
ϕ_{ps}	زاویه اصطکاک داخلی در حالت کرنش مسطح
α_1	ضریب مورد استفاده در محاسبه i_q
α_2	ضریب مورد استفاده در محاسبه i_γ
q_{all}	ظرفیت باربری مجاز
$q_{net(all)}$	ظرفیت باربری مجاز خالص
I_p	ضریب تاثیر در محاسبه نشست آنی شالوده‌های سطحی
I_z	ضریب تاثیر کرنش در محاسبه نشست آنی
I_θ	ضریب تاثیر در محاسبه دوران شالوده

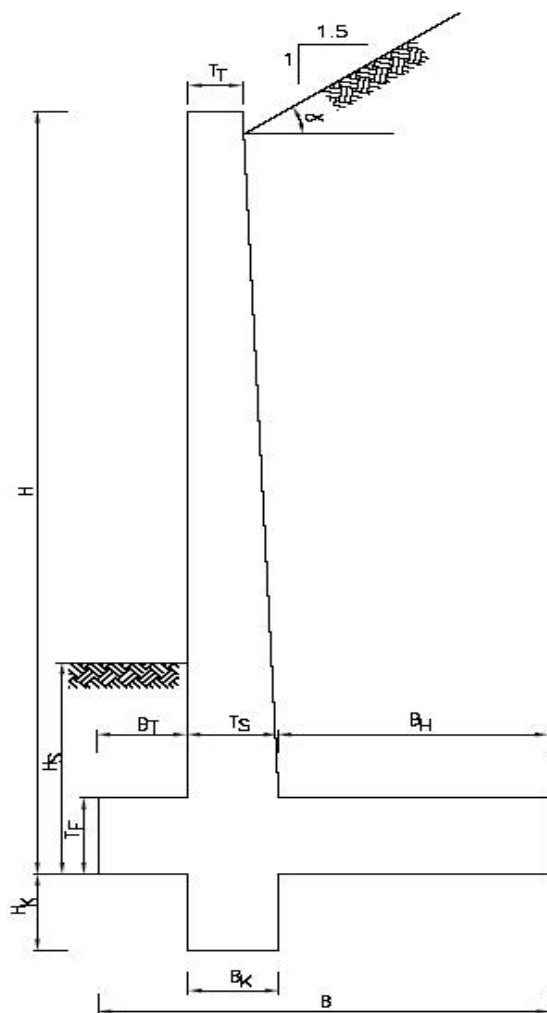
$(E_s)_{NC}$	ضریب الاستیسیته خاک عادی تحکیم یافته
$(E_s)_{OC}$	ضریب الاستیسیته خاک پیش تحکیم یافته
C_c	شاخص فشردگی
C_s	شاخص تورم
$\Delta\sigma$	افزایش تنش قائم در مرکز لایه رس
e_o	تخلخل اولیه
G_s	چگالی دانه های خاک
C_{eff}	چسبندگی کاهش یافته خاک
ϕ_{eff}	زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته
c'_{red}	مقدار چسبندگی زهکشی شده بین خاکریز و وجه پشتی دیوار
FSA	ضریب اطمینان برای افزایش فشار جانبی فعال خاک
FSP	ضریب اطمینان برای کاهش فشار جانبی مقاوم خاک
M_{max}	حداکثر لنگر خمشی
γ_{sat}	وزن مخصوص اشباع
C_r	شاخص تحکیم ثانویه
P_{WA}	نیروی جانبی ناشی از توزیع فشار آب در سمت خاکریز
P_{WP}	نیروی جانبی ناشی از توزیع فشار آب در سمت لایروبی
U_{excess}	فشار آب منفذی اضافی
γ'_{red}	وزن مخصوص موثر کاهش یافته خاک
r_u	نسبت فشار آب منفذی اضافی
γ'_{winc}	وزن مخصوص موثر افزایش یافته آب
γ_w	وزن مخصوص آب
V_u	نیروی برشی ضریب دار ناشی از بار خارجی در مقطع بحرانی

V_c	حداکثر برش قابل تحمل بتن
f'_c	مقاومت فشاری 28 روزه استوانه ای بتن
A_v	مساحت آرماتور برشی
f_y	مقاومت جاری شدن آرماتور
d_b	قطر میلگرد طولی
A_s	وزن آرماتور در واحد طول دیوار
γ_c	وزن مخصوص بتن
D_{15}	اندازه دانه ای که 15 درصد دانه های خاک از آن ریزترند
D_{50}	اندازه دانه ای که 50 درصد دانه های خاک از آن ریزترند
K_B	ضریب نفوذ پذیری مصالح خاکریز
K_d	ضریب نفوذ پذیری مصالح زهکش
i_d	گرادیان هیدرولیکی درون مصالح زهکش
n_F	تعداد کانالهای جریان
n_d	تعداد افت هم پتانسیل
A_d	سطح مقطع جریان در زهکش
w/c	نسبت آب به سیمان

ضمیمه 3- طرح کامل یک دیوار حایل طره‌ای پاشنه‌دار

گام اول: مشخصات دیوار

در این مثال هدف طراحی دیوار حایل طره‌ای با ارتفاع کلی برابر با 4 متر ارتفاع می‌باشد.



گام دوم: مشخصات خاکریز و خاک شالوده

مشخصات خاکریز پشت دیوار عبارتند از:

$\phi = 35^\circ$	زاویه اصطکاک داخلی
$c = 0$	چسبندگی
$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$	وزن مخصوص
شیب خاکریز پشت دیوار 1V:1.5H می‌باشد که در نتیجه $\alpha = 33.69^\circ$ است.	
مشخصات خاک شالوده عبارتند از:	

$\phi = 30^\circ$	زاویه اصطکاک داخلی
$c = 0$	چسبندگی
$\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$	وزن مخصوص
$q_{all} = 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	فشار مجاز خاک

گام سوم: مشخصات مصالح سازه‌ای

حداقل مقاومت مشخص فشاری 28 روزه نمونه مکعبی بتن مصرفی برابر با

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ می‌باشد.}$$

میلگرد مصرفی از نوع AIII، با حداقل مقاومت جاری شدن $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

می‌باشد.

گام چهارم: ضرایب اطمینان

ضریب اطمینان پایداری دیوار در برابر واژگونی 2 و در برابر لغزش 1/5 است. شایان

ذکر است مشخصات خاک شالوده (γ, c, ϕ) به طوری فرض شده‌اند که با توجه به دامنه

تغییرات معمول عرضهای شالوده دیوارها، ظرفیت باربری مجاز $2/5$ کیلوگرم بر متر مربع با ضریب اطمینان 3 از رابطه هنسن (Hansen) قابل دستیابی باشد.

گام پنجم: تعیین ابعاد دیوار

برای تعیین ابعاد اولیه دیوار و شروع عملیات تحلیل پایداری و انجام آزمون و خطا به منظور یافتن ابعاد بهینه دیوار، ابتدا برای هر یک از ابعاد دیوار مقداری تجربی طبق روابط زیر در نظر گرفته می شود. سپس عملیات تحلیل پایداری و برآورد فشار زیر شالوده انجام گرفته و در صورت نیاز ابعاد دیوار صلاح می شود تا مقادیر بهینه به دست آید.

$T_T = \min 0.3 \text{ m}$ ضخامت ساقه دیوار در بالا

$T_B = 0.1 H$ ضخامت ساقه دیوار در پائین

$B_T = 0.1 H$ عرض پنجه

$B = 0.5H$ تا $0.7H$ عرض شالوده

$T_F = 0.1 H$ ضخامت شالوده

$B_K = 0.3 \text{ m}$ ضخامت کلید برشی

ارتفاع خاک جلوی دیوار که بر اساس عمق یخبندان و سایر ملاحظات تعیین می شود

$H_S = 1.2 \text{ m}$

در نتیجه در این مثال ابعاد زیر برای تحلیل اولیه دیوار در نظر گرفته می شود.

$T_T = 0.3 \text{ m}$

$T_B = 0.4 \text{ m}$

$B_T = 0.4 \text{ m}$

$B = 2.3 \text{ m}$

$T_F = 0.4 \text{ m}$

$B_K = 0.3 \text{ m}$

$H_S = 1.2 \text{ m}$

گام ششم: تعیین ضریب فشار جانبی کولمب

ضریب فشار جانبی فعال خاکریز از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2}$$

که در آن:

$\phi = 35^\circ$ زاویه اصطکاک داخلی خاکریز

θ = زاویه شیب ساقه دیوار سمت خاکریز (وجه پشتی دیوار) نسبت با امتداد قائم

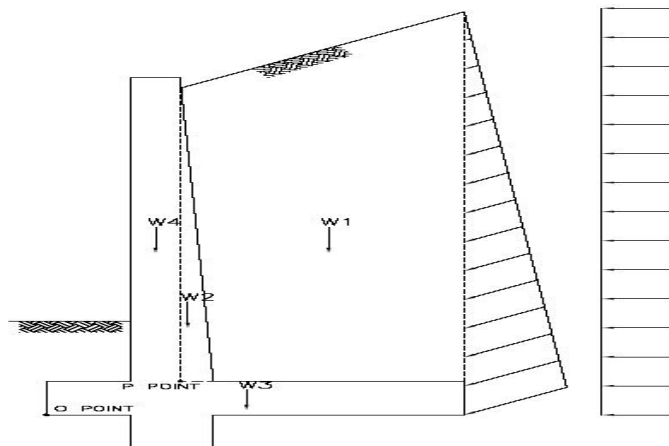
$$q = \text{Arc tan} \left(\frac{T_B - T_T}{H - T_F} \right) \theta = \text{Arc tan} \left(\frac{0.4 - 0.3}{4 - 0.4} \right) = 1.59^\circ$$

α = زاویه شیب خاکریز با افق

$$\delta = \frac{2}{3} \phi_{\text{Backfill}} = \frac{2}{3} \times 35 = 23.33^\circ \quad \delta = \text{زاویه اصطکاک بین خاکریز و وجه پشتی دیوار}$$

با جاگذاری مقادیر، ضریب فشار جانبی فعال خاکریز برابر است با $K_a = 0.572$

گام هفتم: انجام کنترل‌های پایداری و فشار شالوده



الف) کنترل واژگونی

به منظور کنترل واژگونی، پایداری مجموعه شکل بالا در برابر بارهای جانبی فعال وارده از طرف خاک و سربار بررسی می‌شود. لازم به ذکر است شکل بالا حالت کلی بررسی پایداری دیوارهای حایل طره‌ای را نشان می‌دهد. ضمناً کلیه نیروهای مشارکت کننده در پایداری برای یک متر دیوار محاسبه می‌شود.

وزن خاک عبارت است از:

$$W_1 = 0.5 \times [1.5 + (0.4 - 0.3)] \times (3.6 + 3.6 + 1.6 \tan 33.69) \times 1.8 + 0 = 11.9 \text{ ton}$$

وزن قسمت مثلثی ساقه تیغه که در W_1 محاسبه نشد:

$$W_2 = 0.5 \times (0.4 - 0.3) \times 3.6 \times (2.4 - 1.8) = 0.11 \text{ ton}$$

$$W_3 = 2.3 \times 0.4 \times 2.4 = 2.21 \text{ ton} \quad \text{وزن شالوده:}$$

$$W_4 = 0.3 \times 3.6 \times 2.4 = 2.59 \text{ ton} \quad \text{وزن قسمت مستطیلی ساقه دیوار:}$$

X_1 فاصله مرکز ثقل W_1 از نقطه O بوده و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$= \frac{(1.6 \times 3.6 \times 1.8) \times \frac{1.6}{2} + (0.5 \times 1.6 \times 1.07 \times 1.8) \times \frac{2}{3} \times 1.6}{11.8} + 0.7 = 1.54 \text{ m}$$

$$\text{فاصله مرکز ثقل } W_2 \text{ از نقطه O} \quad X_2 = \frac{1}{3} \times (0.4 - 0.3) + 0.7 = 0.73 \text{ m}$$

$$\text{فاصله مرکز ثقل } W_3 \text{ از نقطه O} \quad X_3 = \frac{2.3}{2} = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{فاصله مرکز ثقل } W_4 \text{ از نقطه O} \quad X_4 = 0.5 \times 0.3 + 0.4 = 0.55 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^4 W_i = 16.81 \quad \text{ton} \quad \text{مجموع نیروهای قائم وزن و سربار}$$

مجموع لنگرهای مقاوم نیروهای قائم وزن سربار نسبت به نقطه O

$$\sum_{i=1}^4 W_i X_i = 22.32 \quad \text{ton.m}$$

نیروی فعال افقی کلی

$$P_{ah} = P_{ah-soil} + P_{ah-surge}$$

نیروی فعال خاک با زاویه α برابر است با:

$$P_{a-soil} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.572 \times 1.8 \times (H_t + 1.6 \times \tan 33.69) = 13.2 \quad \text{ton}$$

$$P_{ah-soil} \times \cos \alpha = 11 \quad \text{ton} \quad \text{نیروی فعال افقی خاک}$$

$$P_{a-surge} = 0 \quad \text{نیروی فعال سربار}$$

$$P_{ah} = 11 \quad \text{ton}$$

$$P_{av-soil} = P_{a-soil} \times \sin \alpha = 7.3 \quad \text{ton}$$

$$\sum V = \sum_{i=1}^4 W_i + P_{av-soil} = 16.81 + 7.3 = 24.1 \quad \text{ton} \quad \text{نیروی قائم کل}$$

$$\sum M_R = \sum_{i=1}^4 W_i X_i + P_{av-soil} \times B = 22.32 + 7.3 \times 2.3 = 39.2 \quad \text{tonm} \quad \text{لنگر مقاوم کل}$$

$$\sum M_O = P_{ah-soil} \times \frac{H}{3} = 11 \times (4 + 1.6 \times \tan 33.69) \times \frac{1}{3} = 18.6 \quad \text{tonm} \quad \text{لنگر محرک کل}$$

$$SF_{\text{overturning}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{39.2}{18.6} = 2.1 > 2.00 \quad \text{O.K.} \quad \text{ضریب اطمینان در برابر واژگونی}$$

ب) کنترل لغزش

برای کنترل لغزش ابتدا پایداری لغزشی دیوار بدون در نظر گرفتن کلید برش بررسی می‌شود و در صورتی که پایداری لغزش دیوار ضریب اطمینان کافی نداشته باشد از کلید برشی استفاده می‌شود. حداقل عمق لازم برای کلید برش نیز با سعی و خطا بدست می‌آید. در ادامه پایداری لغزشی دیوار با در نظر گرفتن کلید برشی کنترل می‌شود. ارتفاع کلید برشی 0/4 میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

$$F_0 = P_{an} = 11 \text{ ton}$$

نیروی لغزشی محرک

$$F_R = F_{RP} + F_{R\mu}$$

$$F_{RP} = \frac{1}{2} K_p \gamma [(H_k + H_s - 0.3)^2 - (H_s - 0.3)^2]$$

$$= \frac{1}{2} \times 6.1 \times 1.8 (1.3^2 - 0.9^2) = 4.8 \text{ ton}$$

$$K_p = 6.1$$

روش کولمب

$$F_{R\mu} = \mu_1 R_1 + \mu_2 R_2$$

$$\mu_1 = \tan \phi = \tan 30 = 0.58$$

$$\mu_2 = \tan \left(\frac{2}{3} \phi \right) = 0.36$$

با توجه به نمودار فشار زیر شالوده که در قسمت بعدی به دست می‌آید و درون یابی فشار زیر شالوده در محل بر کلید برشی داریم.

$$q_{mid} = 2.37 + \frac{1.9}{2.3} \times (18.62 - 2.37) = 15.8 \text{ ton/m}^2$$

$$R_1 = \frac{18.62 + 15.8}{2} \times 0.4 = 6.9 \text{ ton}$$

$$R_2 = \frac{15.8 + 2.37}{2} \times 1.9 = 17.3 \text{ ton}$$

$$F_{\mu} = 6.9 \times 0.58 + 17.3 \times 0.36 = 12.2 \text{ ton}$$

$$F_R = 4.8 + 12.2 = 17.0 \text{ ton}$$

نیروی مقاوم در برابر لغزش

$$SF_{\text{sliding}} = \frac{17.0}{11} = 1.55 > 1.50 \quad \text{O.K.}$$

ضریب اطمینان در برابر لغزش

ج) کنترل فشار زیر شالوده

$$X = \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum v} = \frac{39.2 - 18.9}{24.1} = 0.85 \text{ m}$$

فاصله برآیند فشار زیر شالوده از نقطه O

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{2.3}{2} - 0.85 = 0.3 \text{ m}$$

فاصله برآیند فشار زیر شالوده از مرکز شالوده که از $B/6$ کمتر است:

$$e < \frac{B}{6} \rightarrow 0.3 < \frac{2.3}{6} = 0.38 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{\sum V}{B \times 1} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 18.62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < q_{\text{all}} = 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{O.K.}$$

$$q_{\text{min}} = \frac{\sum V}{B \times 1} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 2.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

گام هشتم: طراحی سازه‌ای بر اساس آیین نامه آشتو

طراحی سازه دیوار حایل با استفاده از آیین نامه آشتو انجام می شود.

الف) ترکیبات بار

ضرایب بار برای طراحی در فصل سوم این آیین نامه ذکر شده‌اند.

خلاصه‌ای از آنچه در این فصل مربوط به طراحی دیوارهای حایل وجود دارد در زیر می‌آید.

- طبق جدول 3.22.1A و تذکرات ذیل این جدول.

$\beta_D = 1$ زیرا طراحی پاشنه، پنجه و ساقه دیوار در خمش هستند.

$\beta_E = 1/3$ این ضریب برای فشارهای جانبی خاک در دیوارهای حایل $1/3$ می‌باشد.

$\gamma = 1/3$ از ترکیب بار گروه 1 جدول 3.22.1A استفاده می‌شود.

شایان ذکر است برای سربار ضریب بار $1/6$ در محاسبات استفاده می شود. لذا ضرایب بارهای مرده، زنده و خاک به ترتیب عبارتند از $1/3$ ، $1/6$ و $1/7$.

ب) طراحی برشی

در طراحی اجزاء دیوار حایل (پاشنه، پنجه و ساقه) عامل مقاومت عضو بتن مسلح در مقابل برش مقاومت خود بتن می باشد و از میلگردهای برشی به دلیل مسائل اجرایی نمی توان استفاده کرد.

تنش برشی قابل حمل توسط بتن طبق رابطه زیر می باشد:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

ضریب کاهش مقاومت در برش نیز $\phi = 0/85$ می باشد به عبارتی:

$$v_n = \frac{v_u}{\phi}$$

ج) طراحی خمشی

در طراحی خمشی اجزاء دیوار حایل (پاشنه، پنجه و ساقه) ضریب کاهش مقاومت در خمش $\phi = 0/9$ می باشد. خلاصه ای از روابط طراحی خمشی به روش آئین نامه آشتو در ذیل می آید:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 280}{70} & 280 < f'_c \leq 560 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.65 & f'_c > 560 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

$$K_n = \rho_{\max} f_y (1 - 0.5\rho_{\max} m)$$

$$M_c = K_n b d^2$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_n}{K_n b}}$$

$$A_{s-\text{cal.}} = \frac{bd}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.35M_n}{f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_{s-\min} = \frac{14}{f_y} b d$$

$$A_{s-\text{final}} = \text{Max} \begin{cases} A_{s-\text{cal.}} \\ \text{Min} \begin{cases} 1.33 A_{s-\text{cal.}} \\ A_{s-\min.} \end{cases} \end{cases}$$

د) طول مهاری و وصله میلگردها و قوانین قطع میلگردها

طول مهاری پایه میلگرد آ جدار در کشش طبق آئین نامه آشتو:

$$l_{db} = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y$$

طول مهاری میلگرد آ جدار در کشش طبق آئین نامه آشتو: $l_d = l_{db} * \text{ضریب اصلاح} > 30\text{cm}$

ضریب اصلاح برای میلگردهای فوقانی و میلگردهایی که در زیر آنها 30 سانتیمتر یا بیشتر بتن وجود دارد 1/4 می‌باشد.

$$l_{dhb} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}} \frac{f_y}{4200} \quad \text{طول مهاری پایه خم}$$

$$l_{dh} = l_{dhb} * \text{ضریب اصلاح} > 8 d_b, 15 \text{ cm}$$

طول پوششی در وصله‌های کششی برای میلگردهای آجدار بصورت جدول زیر است:

		50%	75%	100%
موجود	$\frac{A_s}{A_s} \geq 2$	l_d	l_d	$1.3 l_d$
لازم				

موجود	$\frac{A_s}{A_s} < 2$	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$1.7 l_d$
لازم				

که ردیف اول بیانگر درصد میلگردهای قطع شده در مقطع هستند.

نقطه قطع عملی میلگردها طبق آئین نامه آشتو حداکثر مقادیر d و $15d_b$ بعد از نقطه قطع تنوری می‌باشد.

هر میلگردی حتماً باید به اندازه طول مهاری l_d بعد از نقاط بحرانی (نقاط حداکثر لنگر و نقاط قطع تنوری) ادامه یابد.

در نقطه قطع عملی نیروی برشی موجود نباید از $\frac{2}{3}$ مقاومت برشی مقطع تجاوز نماید.

هـ) طراحی پاشنه

در طراحی پاشنه بار وزن خاک به عنوان بار مرده و سربار به عنوان بار زنده در نظر گرفته می‌شود. فشار زیر شالوده در جهت اطمینان با ضریب بار 0/9 وارد محاسبات می‌شود.

$$q_u = 1.3 \times [(3.6 + 3.6 + 1.5 \tan 33.69)] \times 1.8 + 1.3 \times (0.4 \times 2.4) = 10.8 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{mid} = 13.0 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = 10.8 \times 1.5 - 0.9 \times \left(\frac{2.37 + 13}{2} \right) \times 1.5 = 5.9 \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{5.9}{0.85} = 6.9 \text{ ton}$$

$$v_n = \frac{6.9 \times 10^3}{100 \times 31.3} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.53 \sqrt{300} = 9.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$M_u = (10.8 - 0.9 \times 2.37) \times \frac{1.5^2}{2} - 0.9 \times (13 - 2.37) \times \frac{1.5^2}{6} = 6.2 \text{ ton.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 6.9 \text{ ton.m}$$

$$M_c = 78 \text{ ton.m}$$

$$A_{s \text{ cal.}} = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ final.}} = 6.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE } Y12 @ 15 \text{ cm c/c } (A_s = 7.5 \text{ cm}^2)$$

$$l_d = \frac{0.06 \times 1.13 \times 4200}{\sqrt{300}} \times 1.4 = 23 \text{ cm} > 0.0057 \times 1.2 \times 4200 = 29 \text{ cm} \rightarrow l_d = 30 \text{ cm}$$

و) طرحی پنجه



$$q_u = 0.4 \times 2.4 = 0.96 \text{ ton/m}$$

$$q_{\text{mid shear}} = 18.1 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{mid flexure}} = 15.8 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = (1.7 \times \frac{18.62 + 18.1}{2} - 0.9 \times 0.96) \times (0.4 - 0.4 + 0.075 + \frac{0.012}{2}) = 2.5 \text{ ton}$$

$$V_n = 2.9 \text{ ton}$$

$$v_n = 0.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 9.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ o.k.}$$

$$M_u = (1.7 \times 158 - 0.9 \times 0.96) \times \frac{0.4^2}{2} + 1.7 \times (1862 - 158) \times \frac{0.4}{2} \times \frac{2}{3} \times 0.4 = 2.3 \text{ tonm}$$

$$M_c = 78 \text{ ton.m} \quad M_n = 2.6 \text{ ton.m}$$

$$A_{s \text{ cal.}} = 1.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min.}} = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ final}} = 2.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @15 cm c/c } (A_s = 7.5 \text{ cm}^2)$$

$$l_d = \frac{0.06 \times 1.13 \times 4200}{\sqrt{300}} = 16.4 \text{ cm} \quad ? \quad 0.0057 \times 1.2 \times 4200 = 29 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_d = 30 \text{ cm}$$

ز) طراحی ساقه

محاسبات مربوطه در جدول می‌آید.

نقطه	(m) X	t(cm)	d(cm)	Vu (ton)	Vn (ton)
0	0	30	24.4	0	0
0.25 H	0.9	32.5	26.9	2.6	3.1
0.5 H	1.8	35	29.4	5.7	6.7
Theoretical Cutoff	2.1	35.5	29.9	7	8.2
H	3.6	40	34	15.4	18.1

نقطه	$v_n(\text{kg/cm}^2)$	Check	$M_u(\text{ton.m})$	Mn (ton.m)	AS Cal (cm ²)
0	0		0	0	0
0.25 H	1.2	O.K.	1.6	1.8	1.6
0.5 H	2.3	O.K.	5.3	5.9	4.8
Theoretical cutoff	2.8	O.K.	7.2	8	6.4
H	5.3	O.K.	23.4	26	19.1

نقطه	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	$A_{s_{\text{final}}}(\text{cm}^2)$	We can use		
0	8.1	0			
0.25 H	9	2.2	Y12	@	52.2 cm
0.5 H	9.8	6.4	Y12	@	17.7 cm
Theoretical cutoff	10	8.6	Y20	@	13.2 cm
H	11.3	19	Y20	@	16.5 cm

نحوه جزئیات آرماتوربندی در گام نهم خواهد آمد. لازم به ذکر است:

Y20 برای $l_d=64$ cm

Y12 برای $l_d=30$ cm

در نتیجه با توجه به قطع و وصله تمام آرماتورها در یک مقطع، طول مهارى بعد از نقطه بحرانی $1.7 \times 64 \cong 110$ cm برای آرماتور 20 و طول وصله $1.7 \times 30 \cong 50$ cm برای آرماتور 12 می‌باشد.

ح) میلگردهای حرارتی

- برای تیغه

کل آرماتور افقی

$$A_{sh \text{ temp}} = 0.0025 \times 100 \times \left(\frac{30 + 40}{2} \right) = 8.75 \text{ cm}^2$$

آرماتور افقی سمت خاک

$$\frac{1}{3} \times 8.75 = 2.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 40}$$

آرماتور افقی وجه جلویی دیوار

$$\frac{2}{3} \times 8.75 = 5.83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 20}$$

آرماتور قائم بالای تیغه

$$0.0015 \times 100 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 40}$$

آرماتور قائم پائین تیغه

$$0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 40}$$

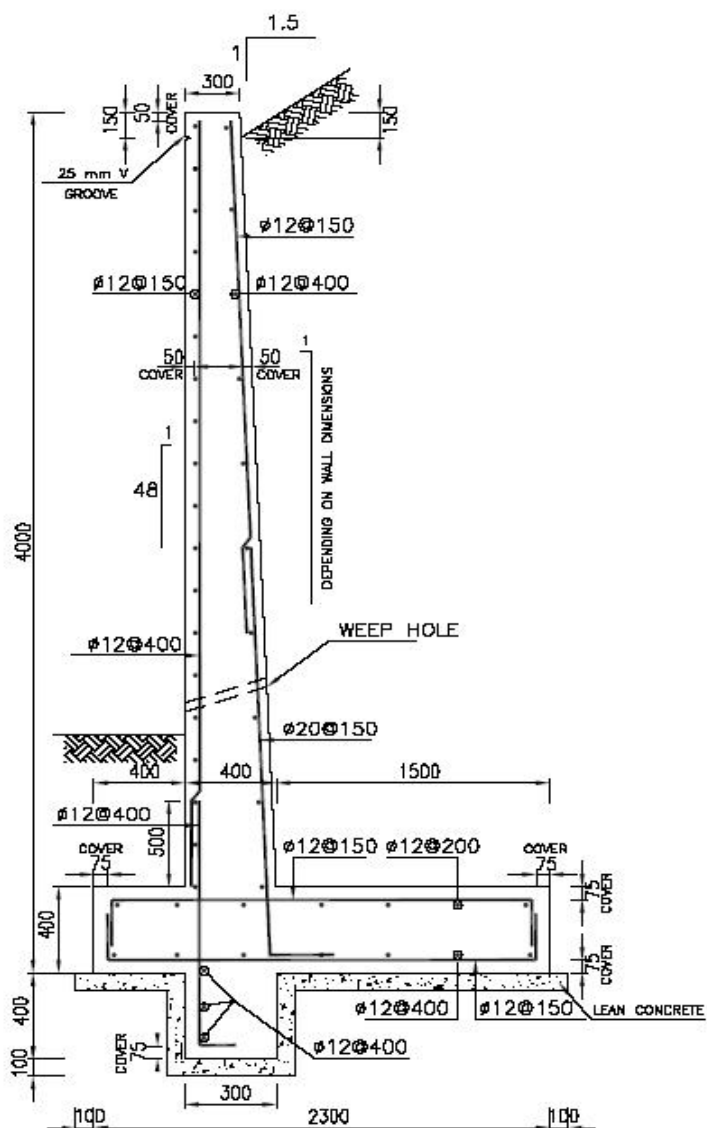
که در وجه جلویی دیوار در تیغه قرار می گیرند. لازم به ذکر است به دلیل مسائل اجرایی و امکان سنجاق کردن میلگردهای افقی و قائم تیغه به یکدیگر مقادیر آرماتور بیشتری نسبت به حداقل لازم در نظر گرفته شده است.

- برای پایه

$$0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 20} \quad \text{آرماتور طولی فوقانی}$$

$$0.0025 \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{USE Y12 @ 40} \quad \text{آرماتور طولی تحتانی}$$

گام نهم: نقشه اجرایی



ضمیمه 4- طرح کامل یک دیوار حایل طره‌ای پشت بنددار

گام اول: تعیین ارتفاع دیوار

ارتفاع کل دیوار که با h نشان داده می شود عبارت است از فاصله بین کف شالوده تا بالاترین نقطه تیغه. در این مثال ارتفاع 11 متر در نظر گرفته می شود.

گام دوم: مشخصات خاکریز و خاک شالوده

- خاکریز پشت دیوار از نوع دانه‌ای (با قابلیت زهکشی بالا) انتخاب می شود که با شیب (یک قائم به دو افقی) قرار گرفته است و پارامترهای زیر برای آن در نظر گرفته می شود.

$$c = 0$$

$$\phi_{BF} = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$$

ضمناً خاکریز مورد اشاره همگن و یک لایه می باشد.

- ظرفیت باربری خاک شالوده 2/5 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد و فرض می شود دارای پارامترهای ذیل است:

$$q_{all} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 0$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$$

گام سوم: خواص مصالح

خصوصیات مصالح بکار رفته در طراحی دیوار به این قرار است:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AIII} \quad \text{تنش تسلیم فولاد:}$$

$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	مقاومت فشاری 28 روزه نمونه استوانه ای بتن
$v_c = 0.2$	نسبت پواسون بتن:
$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$	وزن مخصوص بتن:
$\phi 12, \phi 16, \phi 20, \phi 25, \phi 32$	قطر آرماتورهای آجدار مورد استفاده:

گام چهارم: ضرایب اطمینان

ضرایب اطمینان مفروض در طراحی پایداری دیوار به قرار زیر است:

ضریب اطمینان در برابر واژگونی = 2

ضریب اطمینان در برابر لغزش = 1/5

ضریب اطمینان ظرفیت باربری = 3

گام پنجم: تعیین ابعاد دیوار

ابتدا ابعاد اولیه بر اساس توصیه های موجود (فصل 2) در نظر گرفته می شود. سپس پس از انجام آزمون و خطا و عملیات لازم، ابعاد نهایی با در نظر گرفتن مسائل مختلف طراحی تعیین می گردند.

در این مثال ابعاد نهایی بشرح زیر بدست آمده اند:

عرض پایه دیوار = 830 cm	ارتفاع تیغه = 990 cm
ضخامت شالوده = 110 cm	ضخامت تیغه در بالا = 30 cm
عرض پنجه = 310 cm	ضخامت تیغه در پایین = 55 cm
عرض پاشنه = 465 cm	

گام ششم: برآورد فشار جانبی خاک و رسم توزیع فشار خاک
 1-6) تعیین ضریب رانش محرک (active) خاکریز:

$$\beta = 90^\circ$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi_{BF})}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{BF} + \delta) \sin(\phi_{BF} - \alpha)}{\cos \delta \cdot \cos \alpha}} \right]^2} = 0.524$$

که در آن:

b: زاویه امتداد تیغه با افق

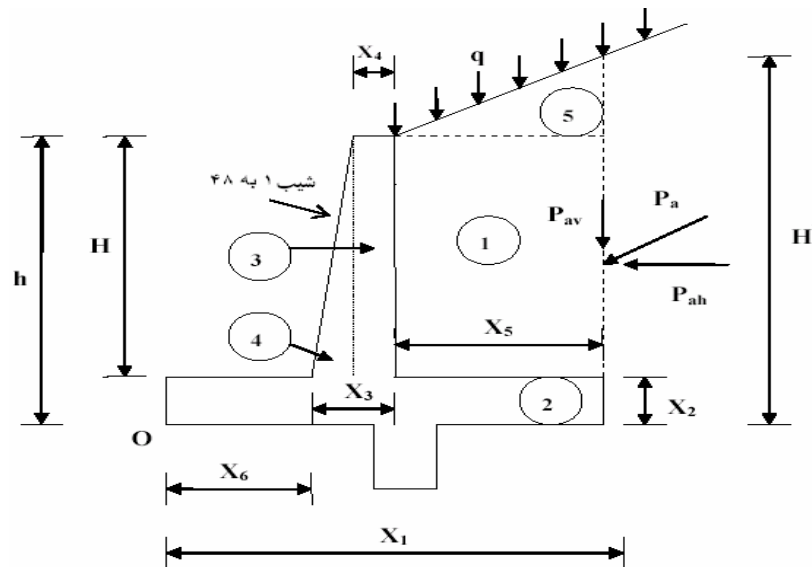
$$\alpha = \arctan\left(\frac{1}{2}\right) = 26.56^\circ$$

a: شیب خاکریز

$$\phi_{BF} = 30^\circ$$

ϕ_{BF} : زاویه اصطکاک داخلی خاکریز

d: زاویه اصطکاک خاکریز با دیوار که $\delta = \frac{2}{3} \phi_{BF}$ فرض می‌شود.



$$H' = h + X_5 \tan \alpha = 11 + 4.65 \tan(26.56)$$

$$H' = 13.32 \text{ m}$$

2-6) محاسبه توزیع فشار جانبی خاک در عمق برای هر متر دیوار:

$$P_a = \gamma_{BF} * Z * K_a$$

$$P'_a = \frac{1}{2} \gamma_{BF} H'^2 K_a = 0.5 \times 1.9 \times 13.32^2 \times 0.524 = 88.42 \text{ ton}$$

$$P'_{ah} = P'_a \cos \delta = 88.42 \times \cos 20 = 83.09 \text{ ton}$$

$$P'_{av} = P'_a \sin \delta = 30.24 \text{ ton}$$

3-6) محاسبه وزن قسمت‌های مختلف برای واحد طول دیوار:

$$W_1 = X_5 \cdot H \cdot \gamma = 87.47 \text{ ton}$$

$$W_2 = X_2 \cdot X_1 \cdot \gamma_c = 21.91 \text{ ton}$$

$$W_3 = X_4 \cdot H \cdot \gamma_c = 7.13 \text{ ton}$$

$$W_4 = (X_3 - X_4) \times H \times 0.5 \cdot \gamma_c = 2.97 \text{ ton}$$

$$W_5 = 0.5 X_5^2 \tan \alpha \gamma_{BF} = 10.27 \text{ ton}$$

لازم به ذکر است که در جهت اطمینان از اثر فشار مقاوم خاک در جلوی پنجه بطور کامل صرف نظر شده است (از کف پی به بالا).

گام هفتم: کنترل‌های پایداری و ظرفیت باربری

1-7) واژگونی

محاسبه لنگرها حول نقطه O

بازوی لنگرها:

$$A_1 = X_1 - \frac{X_5}{2} = 5.98 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{X_1}{2} = 4.15 \text{ m}$$

$$A_3 = X_1 - X_5 - \frac{X_4}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$A_4 = X_6 + \frac{2}{3} \times (X_3 - X_4) = 3.27 \text{ m}$$

$$A_5 = X_1 - \frac{X_5}{3} = 6.75 \text{ m}$$

$$A_h = \frac{H'}{3} = 4.44 \text{ m}$$

$$A_v = X_1 = 8.3 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} A_h = 369.05 \text{ ton.m}$$

لنگر محرک:

لنگر مقاوم:

$$\sum M_r = W_1 A_1 + W_2 A_2 + W_3 A_3 + W_4 A_4 + W_5 A_5 + P'_{av} A_v = 96853 \text{ tonm}$$

$$SF_{\text{overturning}} = \frac{\sum M_r}{M_o} = 2.62 > 2 \quad \text{o.k.}$$

2-7) کنترل ظرفیت باربری خاک پی:

$$\bar{X} = (\sum M_r - M_o) / R = 3.75 \text{ m} \quad \text{محل برآیند نسبت به نقطه O:}$$

$$R = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + P'_{av} = 160 \text{ ton} \quad \text{نیروی عکس العمل خاک زیر پی:}$$

$$e = \frac{X_1}{2} - \bar{X} = 0.4 \text{ m} \quad \text{خروج از مرکزیت:}$$

$$e < \frac{X_1}{6} = 1.38 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = \frac{R}{X_1} \left(1 + \frac{6e}{X_1}\right) \times 0.1 \leq q_{\text{all}} \rightarrow \begin{cases} q_{\max} = 2.49 < 2.5 \quad \text{o.k.} \\ q_{\min} = 1.37 > 0 \end{cases} \\ q_{\min} = \frac{R}{X_1} \left(1 - \frac{6e}{X_1}\right) \times 0.1 \geq 0 \end{cases}$$

3-7) کنترل لغزش:

نیروی عکس العمل خاک زیر پی:

$$R = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + P'_{av} = 160 \text{ ton}$$

$$F_{sliding} = P'_{ah} = 83.09 \text{ ton}$$

نیروی مقاوم در برابر لغزش با روابط زیر به دست می‌آید:

$$F_r = R\mu + X_1 \times c'_B, \quad c'_B = 0.67c_B, \quad \mu = 0.8 \tan(\phi_B) = 0.8 \tan(34^\circ) = 0.540$$

که در آن c_B چسبندگی خاک شالوده و کف پی و F_r نیروی مقاوم می‌باشد.

$$F_r = 160 \times 0.540 \times 8.3 \times 0.67 \times (0) = 86.33 \text{ ton}$$

$$SF_{sliding} = \frac{F_r}{F_{sliding}} = 1.04 < 1.5$$

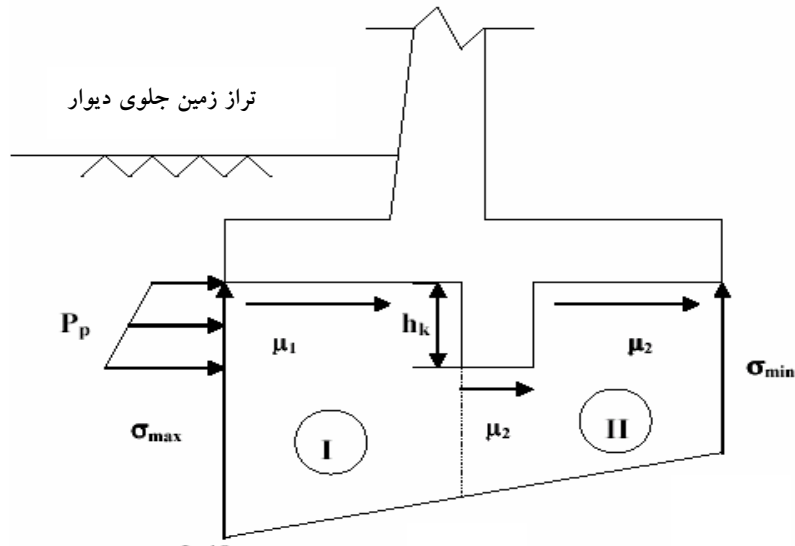
ملاحظه می‌شود که ضریب اطمینان در برابر لغزش کمتر از مقدار مجاز $1/5$ است و باید از کلید برشی استفاده شود.

طرح کلید برشی:

حتی المقدور سعی می‌شود ارتفاع کلید (زبان) در حدود دو سوم ضخامت پایه باشد. ضمناً سطح جلویی زبان برشی 15 سانتی‌متر جلوتر از سطح پشتی دیوار قرار داده می‌شود تا میلگردهای تیغه، مستقیماً وارد زبان شود.

$$h_k = \text{ارتفاع زبان} = \frac{2}{3} \times 110 = 73 \text{ cm} \rightarrow h_k = 80 \text{ cm}$$

همچنین فرض می‌شود بر روی پنجه از کف پی به بالا خاکریزی به میزان $(x_2 + h_s)$ وجود دارد. یعنی تا ارتفاع h_s بالاتر از سطح فوقانی شالوده که البته همانطور که قبلاً توضیح داده شد، هیچ نیروی مقاوم در محدوده بالاتر از کف پی در خاک در نظر نگرفته و در اینجا صرفاً برای افزایش سربار و در نتیجه افزایش فشار مقاوم خاک در زیر تراز تحتانی پی (در اثر وجود کلید برشی) اثر خاکریزی جلوی پنجه لحاظ می‌گردد.



در ناحیه I به دلیل وجود کلید برشی و در نتیجه گسیختگی برشی خاک در اثر لغزش، ضریب اصطکاک را می‌توان برابر تانژانت زاویه اصطکاک داخلی خاک در نظر گرفت. در ناحیه II، ضریب اصطکاک $\mu_2 = 0.8 \tan \phi$ محاسبه می‌گردد. همچنین طبق توصیه Bowles چسبندگی بین کف پی و خاک را می‌توان معادل شصت و هفت درصد در نظر گرفت که c_B چسبندگی خاک شالوده است.

$$m_1 = \tan 34^\circ = 0.675$$

$$m_2 = 0.8 \tan 34^\circ = 0.540$$

در اینجا ابعاد و اندازه‌های نهایی حاصل شده ارائه و کنترل شده‌اند:

$$h_s = 0.55 \text{ cm}$$

$$h_k = 0.8$$

از رابطه کولمب برای ضریب فشار مقاوم خاک استفاده می‌شود که برابر $k_p = 8.95$

است.

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_B [(h_s + x_2 + h_k)^2 - (h_s + x_2)^2]$$

$$P_p = 0.5 \times 8.95 \times 1.9 \times [(0.55 + 1.10 + 0.8)^2 - (0.55 + 1.10)^2] = 27.89 \text{ ton}$$

$$\mu R = \mu_1 R_1 + \mu_2 R_2 = 0.675 \times \left[\frac{2.49 + 2.02}{2} \times (3.1 + 0.55 - 0.15) \times 10 \right] +$$

$$0.54 \left(\frac{2.02 + 1.37}{2} \right) \times [8.3 - (3.1 + 0.55 - 0.15)] \times 10$$

$$\mu R = 96.97 \text{ ton}$$

$$C'B = 0 \times 8.3 = 0$$

$$SF_{\text{sliding}} = \frac{\mu R + P_p}{F_{\text{sliding}}} = \frac{96.97 + 27.89}{83.09} = 1.50 = 1.5 \text{ o.k.}$$

همچنین عرض زبانه برشی براساس نیروی P_p یک و هفت درصد برای برش و با توجه به محل اثر آن و دانستن مقدار آرماتور بکاررفته در دال تیغه (که در زبانه امتداد یافته) طراحی می‌شود که در این مثال برابر 70 سانتی‌متر بدست آمده است.

گام هشتم: طراحی

1-8) طراحی پنجه

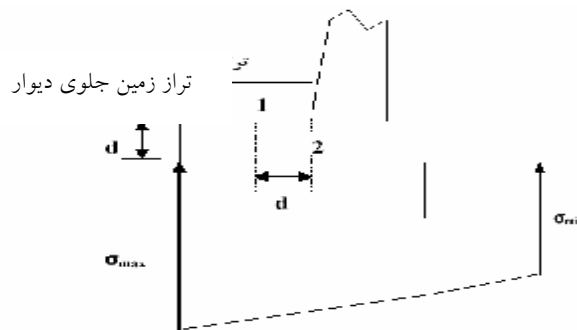
پنجه مثل یک تیر طره طراحی می‌شود. مقطع بحرانی برش به فاصله d از بر تکیه‌گاه است.

شیب خط توزیع فشار

$$m = \frac{q_{\max} - q_{\min}}{X_1} = \frac{2.49 - 1.37}{8.3} = 0.135$$

$$X_{\text{critical}} = X_6 - \left(X_2 - \frac{7.5}{100} \right) = 3.1 - \left(1.1 - \frac{7.5}{100} \right) = 2.075$$

$$= 7.5 \text{ cm پوشش بتن کف}$$



$$V_{ul} = \{1.7 \times [q_{\max} + (-mx_{\text{crit}} + q_{\max})] \times 0.5 \times 10 - 0.9 \times (X_2 \times 2.4)\} \times X_{\text{crit}}$$

$$V_{ul} = \{1.7 \times [2.49 + (-0.135 \times 2.075 + 2.49)] \times 0.5 \times 10 - 0.9 \times (1.1 \times 2.4)\} \times 2.075 = 77.96 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times 100 \times (100X_2 - 7.5) \times 10^{-3} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{300} \times 100 \times (100 \times 1.1 - 7.5) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 79.98 > 77.96 \text{ ok}$$

وزن بتن پنجه با ضریب 0/9 نیز در جهت رو به پایین تاثیر داده می شود (کاهش فشار).

$$M_{u2} = [1.7 \times (q_{\max} - mx_{\text{crit}}) \times 10 - 0.9(X_2 \times 2.4)] \times \frac{X_6^2}{Z} + 1.7(10mx_{\text{crit}}) \times \frac{X_6}{2} \times \frac{2X_6}{3}$$

$$M_{u2} = [1.7 \times (2.49 - 0.135 \times 2.075) \times 10 - 0.9(1.1 \times 2.4)] \times \frac{3.1^2}{2} +$$

$$+ 1.7 \times (10 \times 0.135 \times 2.075) \times \frac{3.1^2}{3} = 184.35 \text{ ton.m/m}$$

$$M_n = \frac{M_{u2}}{0.9} = 204.84 \text{ ton.m/m}$$

$$M_n = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}) \rightarrow M_n = -0.59 \rho^2 \frac{f_y^2}{f'_c} b d^2 + \rho f_y b d^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{عرض واحد})$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.00483$$

$$\rho_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{f_y} = 0.00333 \\ 1.33 \rho_{\text{req}} = 0.0064 \end{array} \right.$$

برای تعیین آرماتور حرارتی می‌توان داشت:

$$\rho_{\text{temp}} = \frac{0.0025}{X_2} \times \frac{t_{\text{eff}}}{2} = 0.000568 \quad \text{بالا}$$

$$\rho_{\text{temp}} = \frac{0.0025}{X_2} \times 0.1 = 0.000227 \quad \text{پایین}$$

$$t_{\text{eff}} = \text{Min}(0.5, X_2) \quad \text{بالا}$$

$$\rightarrow \rho = \begin{cases} 0.000568 & \text{بالا} \\ 0.00483 & \text{پایین} \end{cases} \rightarrow A_s = \rho \times 100 \times (100X_2 - 7.5) = \begin{cases} 5.82 & \text{بالا} \\ 49.54 & \text{پایین} \end{cases}$$

جزئیات آرماتورهای به دست آمده از جمله طول و سایر اطلاعات مربوط در لیستوفر نقشه آمده است. همچنین محاسبه طول های مهاری، طول خم ها و ... در انتها آورده شده است.

2-8) طراحی دال پاشنه

فاصله توبه توی پشت بندها نیز یکی دیگر از پارمترهای هندسی مهم در طراحی دیوارهای حایل پشت بنددار است که بر ضخامت پاشنه، تیغه و مساحت آرماتورها و همچنین ضخامت و مساحت آرماتورهای خود دیوارهای پشت بند بسیار موثر است. در اینجا نتایج نهایی حاصل از در نظر گرفتن تمام عوامل فوق الذکر آورده شده است.

$$X_7 = 6.25 \text{ m} = \text{فاصله توبه توی پشتبندها}$$

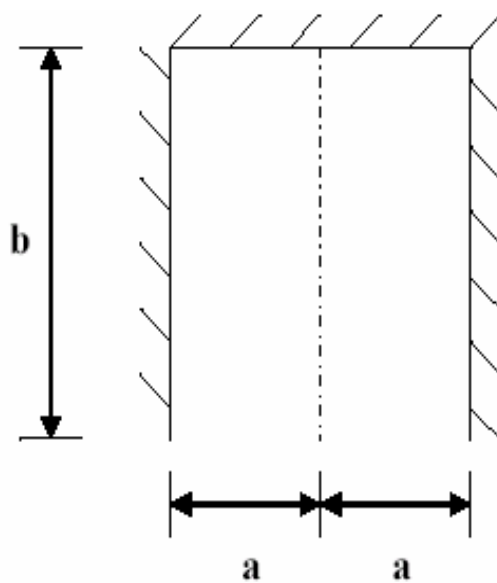
$$X_8 = 0.55 \text{ m} = \text{ضخامت دیوارهای پشت بند}$$

در طراحی تیغه و پاشنه از روش جداول طراحی استفاده کرده و در این حالت دالهای پاشنه و تیغه هر دو به صورت یک دال سه طرف گیردار و یک طرف آزاد در نظر گرفته می‌شوند.

$$a_{\text{heel}} = \frac{X_7 + X_8}{2} = 3.4 \text{ m}$$

$$b_{\text{heel}} = X_5 + \frac{X_3}{2} = 4.925 \text{ m}$$

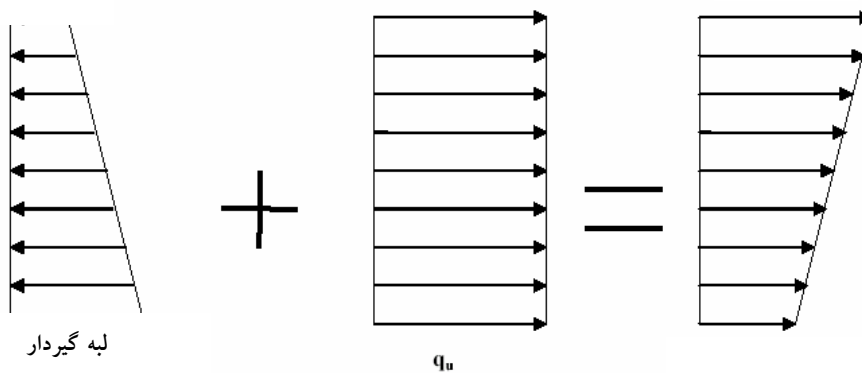
$$\text{ratio} = \frac{a_h}{b_h} = 0.690$$



در محاسبه a و b ، نصف ضخامت پشت بندها در هر طرف و نصف ضخامت تیغه نیز آمده است.

نحوه بارگذاری پاشنه بصورت زیر است.

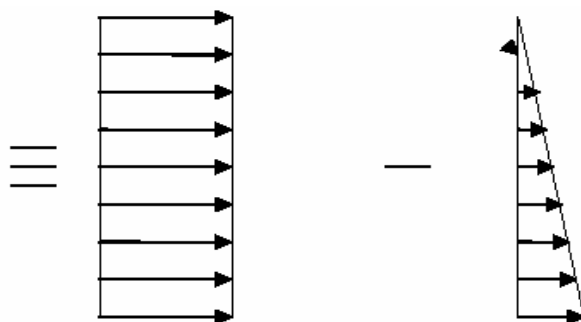
لبه آزاد



$$q_u = 1.7 \times \bar{q} + 1.4 \left(H \times \gamma_{Bf} + \frac{0 + X_5 \tan \beta}{2} \times \gamma_{Bf} + X_2 \times 2.4 \right)$$

$$q_u = 1.4(9.9 \times 1.9 + \frac{4.65 \times \tan(26.56)}{2} \times 1.9 + 1.1 \times 2.4) = 33.12 \text{ ton/m}^2$$

برای اینکه بتوان از جداول ضرایب استفاده کرد بارگذاری قبل به شکل زیر تبدیل می‌شود:



در این مرحله بر اساس نسبت به دست آمده و از طریق درون یابی خطی بین درایه‌های جداول، مقادیر برش و لنگر خمشی در نقاط مختلف به دست می‌آید. جداول مورد استفاده جداول توزیع مستطیلی و مثلثی می‌باشند.

$$\text{لنگر خمشی} \quad (q_u - 9q_{\min}) * b_h^2 * \underbrace{\begin{cases} \text{درایه‌های مربوط به } M_x \\ \text{درایه‌های مربوط به } M_y \end{cases}}_{\text{جدول توزیع یکنواخت}} - 9mb_h^3 * \underbrace{\begin{cases} \text{درایه‌های مربوط به } M_x \\ \text{درایه‌های مربوط به } M_y \end{cases}}_{\text{جدول توزیع مثلثی}}$$

$$\text{برش (عکس العمل تکیه‌گاه)} \quad (q_u - 9q_{\min}) * b_h * \underbrace{\begin{cases} \text{درایه‌های مربوط به } R_x \\ \text{درایه‌های مربوط به } R_y \end{cases}}_{\text{جدول توزیع یکنواخت}} - 9mb_h^2 * \underbrace{\begin{cases} \text{درایه‌های مربوط به } R_x \\ \text{درایه‌های مربوط به } R_y \end{cases}}_{\text{جدول توزیع مثلثی}}$$

1-2-8 کنترل برش: چون پایه طوری طراحی می‌شود که نیازی به خاموت و برشگیر نباشد در این مرحله از بین مقادیر عکس العمل، بیشترین مقدار انتخاب می‌شود:

$$\text{Max Reaction} = 76.97 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 79.98 > 76.97 \quad \text{o.k.}$$

البته برای رسیدن به ضخامت بهینه، همانطور که قبلاً هم بیان شد، چندین دوره سعی و خطا طی می‌شود و در اینجا برای خودداری از طولانی شدن محاسبات دستی فقط نتایج دور آخر، بررسی شده است.

2-2-8 طراحی برای لنگر: پس از اینکه مقادیر لنگر خمشی از طریق برنامه به دست آمد مقدار p متناظر از روابط زیر به دست می‌آید:

$$\begin{cases} A_x = -0.59 \frac{f_y^2}{f_c'} \times 100(100X_2 - 10)^2 \\ B_x = f_y \times 100 \times (100X_2 - 10)^2 \end{cases} \quad \begin{cases} A_y = -0.59 \frac{f_y^2}{f_c'} \times 100(100X_2 - 7.5)^2 \\ B_y = f_y \times 100 \times (100X_2 - 7.5)^2 \end{cases}$$

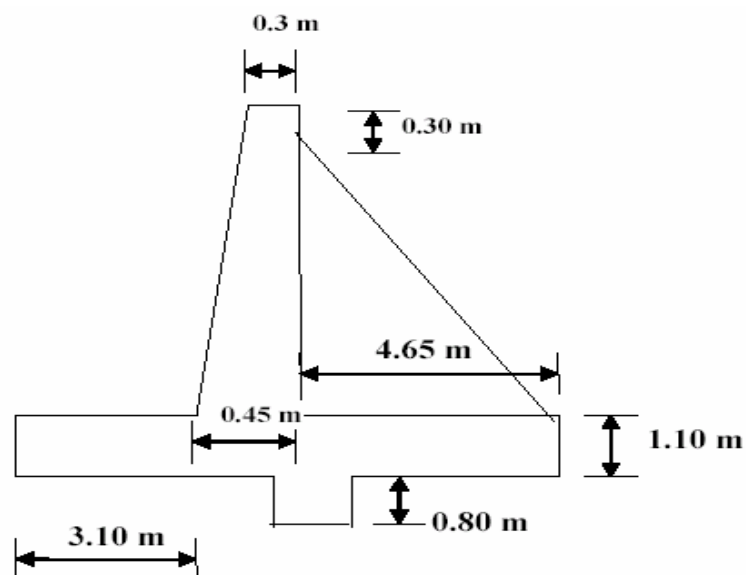
$$\rho = (-B + \sqrt{B^2 + 4 \times 10^5 A(M/0.9)}) / 2A \rightarrow \begin{cases} \rho_x \\ \rho_y \end{cases}$$

براساس ρ به دست آمده و به طریقی مشابه آنچه در طرح پنجه نشان داده شد، مقادیر $\rho_{\min}$ و حرارتی ρ مقایسه می‌شود با این تفاوت که در اینجا به جای یک مقدار ρ ، یک جدول از مقادیر ρ و نهایتاً یک جدول از مقادیر A_s در نقاط مختلف حاصل می‌شود. توضیح اینکه آرماتورهای در جهت عرض پاشنه (موازی پشت بندها) آرماتور Y و آرماتور در جهت طول دیوار آرماتور X نامگذاری شده است که آرماتورهای جهت Y در هر دو سمت بالا و پایین دارای پوشش کمتر (نزدیک تر به سطح بتن) می‌باشند.

3-8) طراحی تیغه:

$$\left. \begin{aligned} a_{\text{stem}} &= \frac{X_7 + X_8}{2} \\ b_{\text{stem}} &= H + \frac{X_2}{2} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} a_s &= 3.4 \\ b_s &= 10.45 \end{aligned} \rightarrow \text{ratio}_s = \frac{3.4}{10.45} = 0.325$$

در اینجا توضیح داده می‌شود که انتهای بالای تیغه و به ارتفاع 0/3 متر می‌تواند بصورت طره (بدون پشت بند) و مطابق شکل زیر باشد. از آنجا که در این محدوده، ابعاد حداقل ضخامت تیغه و آرماتور حرارتی، کنترل کننده‌اند لذا تاثیری بر محاسبات ارائه شده نخواهد گذاشت.

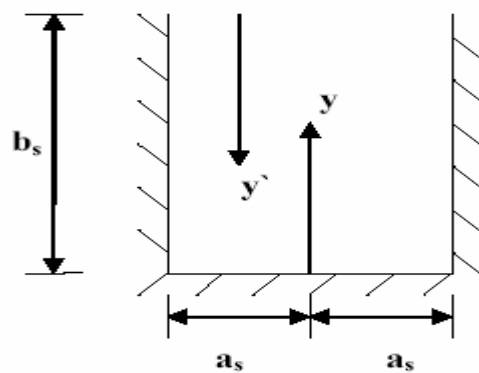


تعیین ضخامت تیغه در هر مقطع:

$$X_9 = X_4 + (X_3 - X_4) \times \frac{y'}{H}$$

$$y' = H \times (1 - \text{coeff})$$

نصف ضخامت پشت بندها در هر طرف و نصف ضخامت پایه
در محاسبه a و b آمده است.



$$\text{coeff} : \frac{y}{b_h}$$

ضریب مربوط به مقدار

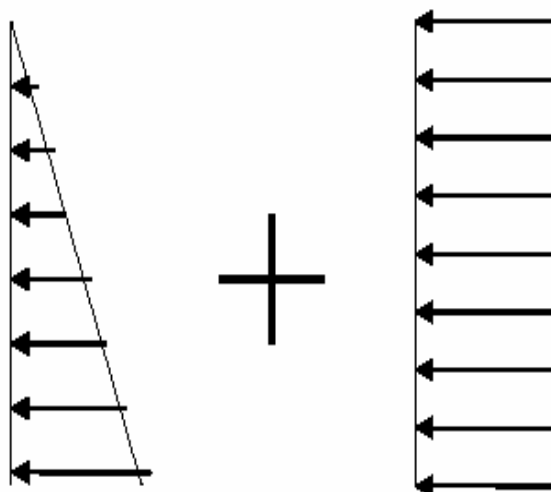
متناظر با آن درایه

$$0, 0.2, 0.4, \dots, 1$$

1-3-8) طراحی برای برش:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times 0.85 \times (100X_9 - 5)^{100} / 1000 \quad \text{ton}$$

بارگذاری تیغه (با توجه به توضیحات معادلسازی در قسمت پاشنه) مطابق شکل زیر است:



$$1.7 \gamma_{Bf} H K_a \cos \delta$$

$$1.7 \bar{q} K_a \cos \delta = 0 \quad (\bar{q} = 0)$$

محاسبه تولید جدول ضرایب:

$$\text{Reaction : } \left[(1.7 \bar{q} \times k_a) b_s \times \underbrace{\begin{Bmatrix} R_x \text{ های درایه های} \\ R_y \text{ های درایه های} \end{Bmatrix}}_{\text{جدول توزیع مستطیلی}} + (1.7 \gamma_{Bf} HK_a) \times b_s \times \underbrace{\begin{Bmatrix} R_x \text{ های درایه های} \\ R_y \text{ های درایه های} \end{Bmatrix}}_{\text{جدول توزیع مثلثی}} \right] \cos \delta$$

$$\text{Moment : } \left[(1.7 \bar{q} \times k_a) b_s^2 \times \underbrace{\begin{Bmatrix} M_x \text{ های درایه های} \\ M_y \text{ های درایه های} \end{Bmatrix}}_{\text{جدول توزیع مستطیلی}} + (1.7 \gamma_{Bf} HK_a) \times b_s^2 \times \underbrace{\begin{Bmatrix} M_x \text{ های درایه های} \\ M_y \text{ های درایه های} \end{Bmatrix}}_{\text{جدول توزیع مثلثی}} \right] \cos \delta$$

مقادیر برش مجاز:

Y'	X_9	V_c
0	0/30	19/51
1/98	0/35	23/41
3/96	0/40	27/31
5/94	0/45	31/21
7/92	0/50	35/11
9/90	0/55	39/01

مقدار برش حاصل از جدول با برش مجاز مقایسه می‌شود (در هر مقطع) و در صورت نیاز، ضخامت تیغه افزایش می‌یابد که در این مثال همان ابعاد بکار گرفته کنترل می‌شود.

2-3-8 طراحی برای لنگر خمشی:

در این مرحله مقدار p متناظر با هر یک از درایه‌های $\begin{cases} M_a \\ M_y \end{cases}$ حاصل از جداول فوق محاسبه و به طریقی مشابه با آنچه در طرح پاشنه به‌دست آمد پس از مقایسه با مقادیر $p_{\min}$ و p_{temp} و بصورت A_s در واحد طول (متر) دیوار ارائه می‌شود. در این حالت آرماتورهای جهت X در هر دو سمت عقب و جلوی تیغه دارای پوشش کمتر (نزدیک تر به سطح بتن) می‌باشند.

4-8 طراحی پشت بند:

$$X_8 = 0.55 \text{ m}$$

$$(عرض بارگیر پشت بند) \quad X_7 + X_8 = 6.8 \text{ m}$$

با فرض 30 سانتی متر طره بودن

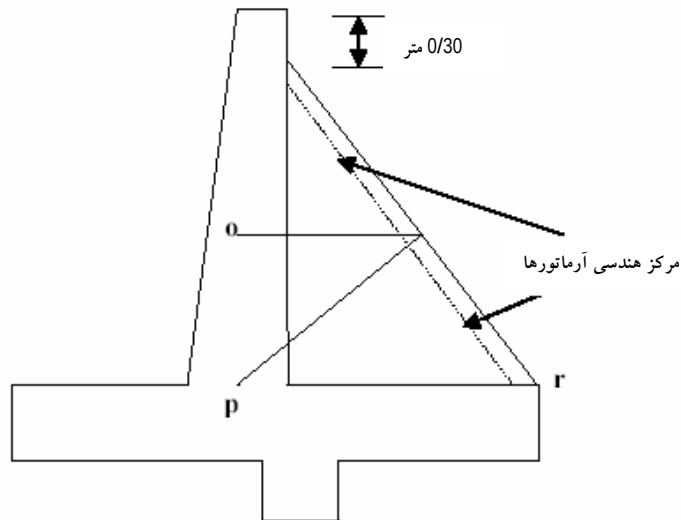
$$q_{CFI} = (X_7 + X_8) \times 1.7 \times [K_a (\gamma_{Bf} \times H_1 + \bar{q})] \cos \delta$$

با فرض 30 سانتی متر طره بودن تیغه در بالا:

$$P_r = (Jd)_1 = \frac{X_3}{2} + X_5 - 0.3 \quad \alpha_c = \tan^{-1} \left(\frac{H - 0.3}{X_5} \right) = 64.2$$

$$(Jd)_2 = (6.4 - 0.3) / \tan \alpha_c + \frac{X_9}{2} - 0.2 \quad \text{محاسبه بازوی لنگر در نقاط مختلف}$$

$$(Jd)_3 = (3.1 - 0.3) / \tan \alpha_c + \frac{X_9}{2} - 0.15 \quad \text{قطع آرماتورهای کششی پشت بند}$$



محل تئوری قطع آرماتورهای پشت بند با فرض 3 مرحله بتن‌ریزی و استفاده از قالبهای به ارتفاع حداکثر 3/5 متر و همچنین مرکز هندسی فولادها در زیر آمده است:

ارتفاع از بالای تیغه	X_9	فاصله مرکز هندسی فولادها	$(Jd)_1$	
9/9	0/55	0/30	4/625	(1)
6/4	0/46	0/20	2/986	(2)
3/4	0/39	0/15	1/544	(3)

$$V_{CFi} = (X_7 + X_8) \times 1.7 \times [K_a (\gamma_{Bf} \times \frac{H_i^2}{2} + \bar{q}H_i)] \times \cos \delta$$

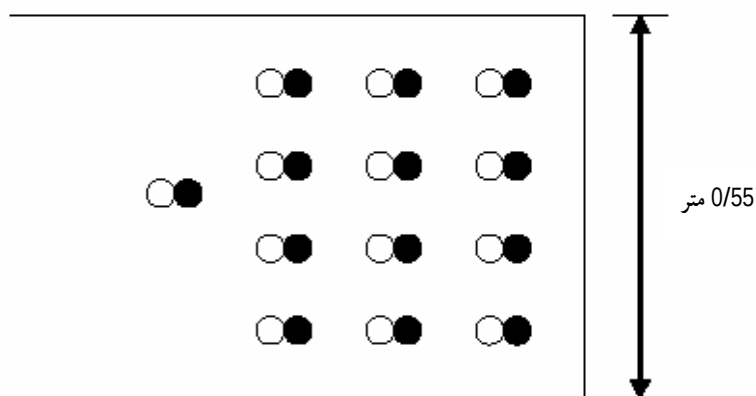
$$M_{CFi} = (X_7 + X_8) \times 1.7 \times [K_a (\gamma_{Bf} \times \frac{H_i^3}{6} + \frac{\bar{q}H_i^2}{2})] \times \cos \delta$$

1-4-8) طراحی برای خمش:

طراحی خمشی پشت بند بصورت یک تیر T شکل صورت می‌گیرد. برای محاسبه A_s خمشی مورد نیاز، با توجه به اینکه خمشی تابع درجه سوم ارتفاع است، لذا با دور شدن از روی پاشنه به سرعت لنگر کاهش می‌یابد و لذا می‌توان در دو یا سه نقطه آرماتور کششی پشت بند را کاهش داد.

$$A_{si} = \frac{M_{CFI} \times 10^3}{f_y (Jd)_i \sin \alpha_c} \text{ cm}^2$$

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{X_8 (Jd)_i \sin \alpha_c \times 10^4} \leq \rho_{\max}$$



مقطع دیوار پشت بند، در پایین‌ترین نقطه

● آرماتور داخل بتن ○ آرماتور وصله

$$\min \begin{cases} 0.002 : \rho_{\text{temp}} \\ 14/f_y \\ 1.33\rho : \rho_{\min} \\ 0.022 : \rho_{\max} \end{cases}$$

H_i	9/9	6/4	3/4
q_{CFi}	107/12	69/25	36/79
V_{CFi}	530/26	221/60	62/54
M_{CFi}	1749/85	472/76	70/88
X_9	0/55	0/46	0/39
Jd_i	4/63	2/99	1/54
A_{Si}	100/09	41/89	12/14
ρ_i	0/00437	0/00283	0/00159
ρ_{final}	0/00437	0/00333	0/00211
$A_{s\ final}$	100/09	49/26	16/15
تعداد آرماتور مورد نیاز	13 Φ 32	7 Φ 32	2 Φ 32

H_i : ارتفاع از روی پاشنه تا بالای تیغه

(2-4-8) کنترل برش در تراز بحرانی:

$$\overline{PO} = \overline{Pr} \sin \alpha_c \cos \alpha_c = 1.81$$

$$q_{u_{cf}} = [(X_7 + X_8) \times 1.7 \times (H - \overline{PO}) \times \gamma_{Bf} \times K_a + \overline{q}(X_7 + X_8) \times 1.7 \times K_a] \times \cos \delta$$

$$q_{u_{cf}} = 87.49$$

$$V_u = (X_7 + X_8) \times [1.7 \frac{(H - \overline{PO})^2}{2} \times \gamma_{Bf} \times K_a + \overline{q}(H - \overline{PO}) \times K_a] \cos \delta = 353.70$$

$$d_c = \overline{oq} = \overline{P_r} \sin^2 \alpha_c = 3.75 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{V_u \times 10^3}{\phi \times X_8 \times d_c \times b^4} = \frac{V_u}{0.85 \times X_8 \times d_c \times 10} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 9.18 \text{ kg/cm}^2 ; V_c = v_c \times X_8 \times d_c \times 10 = 189.14 \text{ ton}$$

$$V_s = (v_n - v_c) \times X_8 \times \frac{100 \times 100}{10^3} \times d_c = (v_n - v_c) \times X_8 \times d_c \times 10 = 226.98 \text{ ton}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s \times 10^3}{f_y d_c} = 14.43 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow V_s \leq 4V_c = 756.55 \text{ o.k.}$$

کفایت ابعاد مقطع پشت بند

به میلگردهای فوق، باید میلگردهای کششی لازم برای مقابله با واکنش کششی تیغه روی پشت بند اضافه شود.

کل واکنش کششی دال تیغه روی هر پشت بند: مطابق روابط موجود در مرجع [76]:

$$Q_c = 2 \times 0.15 \times [1.7 \times \gamma_{Bf} \times H + \bar{q}] \times K_a \times X_7 \times H \times \cos \delta = 292.42$$

$$T_u = \frac{Q_c}{H} = 29.54$$

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{T_u \times 10^3}{0.9 \times 4200} = 7.81 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

سطح مقطع لازم به عنوان خاموت برشی به اضافه سطح مقطع لازم به عنوان میلگرد کششی برابر است با:

$$\frac{A_v}{S} \times \ell + A_s \times \ell = 4.45 \text{ cm}^2 / 20 \text{ cm} \rightarrow 2\Phi 20 @ 20 \text{ cm}$$

ℓ : فاصله بین برشگیرها که 20 سانتیمتر فرض می‌شود.

همچنین در جهت قائم و در فواصل 20 سانتیمتر در طرفین دیوار پشت بند از

2Φ12@20 cm به عنوان آرماتور حرارتی و لنگر خمشی سازگاری استفاده می‌شود.

در قسمت پنجه و در امتداد طولی دیوار نیز در سمت بالا از Φ12@20 cm و در سمت

پایین از Φ12@40 cm استفاده می‌گردد.

در پایان، جدول زیر، مشخصات طول وصله‌های پوششی و محل قطع آرماتورها را ارائه

میکند. کروکی آرماتورها به همراه لیستوفر در نقشه‌های اجرایی پیوست آورده شده است.

طول کلی که باید برای محاسبه نهایی طول خم 90 درجه به طول راسته اضافه شود.	L_{x1}	طول وصله پوششی در صورت داشتن 30 بتن تازه cm در زیر	طول وصله پوششی	در صورت L_{dh} داشتن 30 سانتی متر بتن تازه در زیر	L_{db}	Φ
17	20	65	50	38	30	12
22	26	85	65	5	38/5	16
27	32	107	82	63	48	20
34	40	158	122	93	171/5	25
46	55	260	200	152	117	32

طول مهار پی برای قلاب استاندارد (cm) L_{dh}	طول کلی که باید برای محاسبه نهایی طول خم درجه به طول راسته اضافه شود.	L_{x2}	حداقل قطر داخل خم	Φ
23	18	12	72	12
30	18	13	9/6	16
37	42	16	12	20
47	28	20	15	25
60	32	29	25/6	32

طول مهار نهایی برای هر آرماتور عبارت است از:

$$\text{Max } (L_{db}, d, 12d_b)$$

که در آن L_{db} مطابق جدول قبل، d ارتفاع موثر مقطع و d_b قطر آرماتور است.

سایر پارامترهای اشاره شده در جدول، مطابق شکل زیر است.

