11 الفصل الحادي عشر : الانضغاطية في التربة

الزيادة في الإجهاد والناتجة عن إنشاء أساسات المنشآت الهندسية بمختلف أشكالها أو أي أحمال أخرى، نلاحظ أنها ستؤدي إلى إنضغاط طبقات التربة. هذا الانضغاط ناتج عن :

(a) تشوه في حبيبات التربة،

(b) إعادة تموضع حبيبات التربة ضمن هيكلها،

(c) خروج الماء أو الهواء من الفراغات.

عموماً، الهبوط في التربة والناتج عن الأحمال بمختلف أنواعها يمكن أن يقسم إلى ثلاث مجموعات كبيرة:

1. **هبوط مرن (أو هبوط آني)**، وينتج بسبب التشوه المرن للتربة الجافة، الرطبة والمشبعة من دون أي تغير في محتوى رطوبتها. إن حسابات الهبوط المرن عادة مبني على معادلات مشتقة من نظرية المرونة.
2. **هبوط انضغاطية أولي**، ويكون نتيجة تغير الحجم في الترب المتماسكة المشبعة وذلك بسبب خروج الماء الذي يشغل الفراغات في هذه الترب.
3. **هبوط انضغاطية ثاني**، هذا الهبوط ينتج في الترب المتماسكة المشبعة ويتشكل بسبب البنية اللدنة للتربة. وهو **شكل آخر من الهبوط الذي يظهر عند تأثير إجهاد فعال ثابت.**

في هذا الفصل سنقدم المبادئ النظرية لتقدير الهبوطات المرنة وهبوطات الانضغاطية لطبقات التربة تحت حمولات مطبقة.

إن الهبوط الكلي لأساس ما يمكن أن يعطى بالعلاقة التالية :

$$S_t = S_c + S_s + S_e$$

حيث :

S_t = الهبوط الكلي .

S_c = هبوط الانضغاطية الأولي.

S_s = هبوط الانضغاطية الثانوي.

S_e = الهبوط المرن .

عندما يتم إنشاء الأساسات على غضار عالي الانضغاطية، فإن هبوط الانضغاطية يمكن أن يكون أكبر بعدة مرات من الهبوط المرن.

الهبوط المرن

1.11 ضغط التماس وشكل الهبوط

الهبوط المرن أو الهبوط الآني للأساسات (S_e) يظهر بشكل مباشر بعد تطبيق الحموله على التربة ولكن من دون أي تغير في محتوى رطوبتها. قيمة هبوط التماس ما بين الأساس والتربة سوف يعتمد على مرونة الأساس من جهة، ونوع التربة الذي يستند عليها الاساس.

في الفصل العاشر، تمّ شرح العلاقات التي تحدد زيادة الإجهادات في أي نقطة من نقاط الوسط (التربة) والتي تسبب هبوط مرن بسبب تطبيق كافة أنواع الحمولات الخارجية (حمل خطي، حمل شرائحي، حمل ردمي، حمل دائري، وحمل مستطيل) وهذه العلاقات كانت مبنية على الافتراضات التالية:

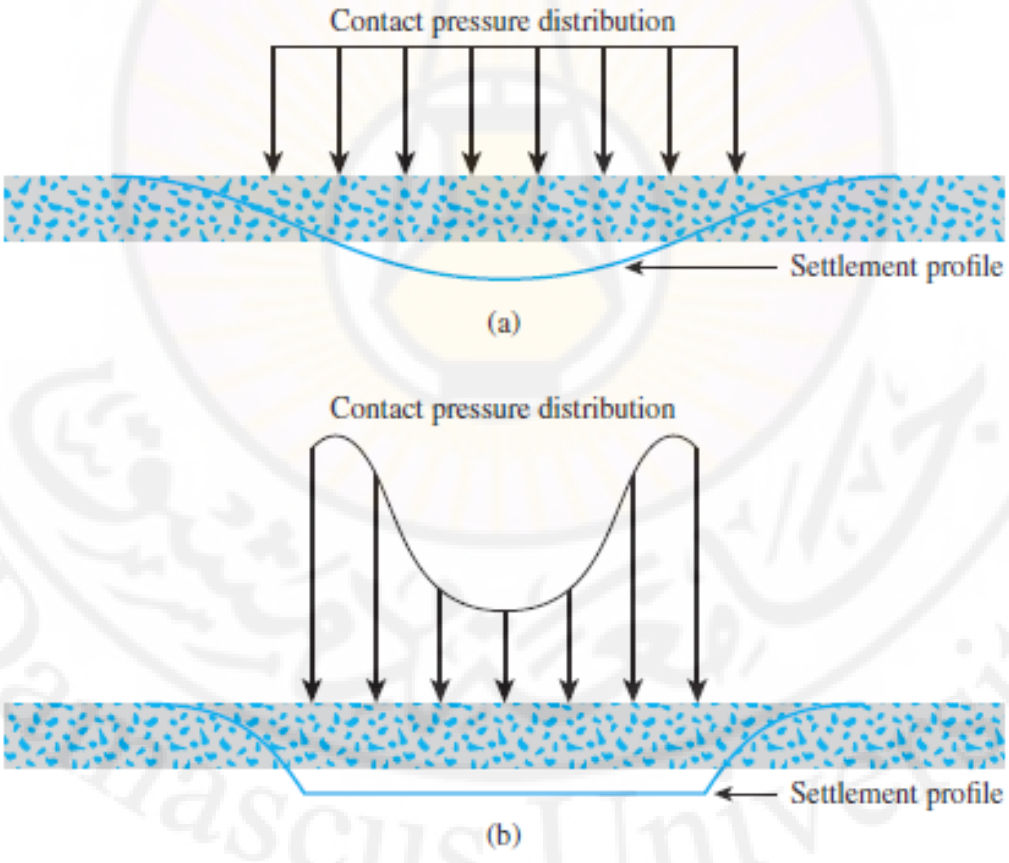
- الحمل مطبق على سطح التربة.
- مساحة الحمل مرنة.
- وسط التربة متجانس، مرن، متماثل الخواص ويمتد على عمق كبير.

بشكل عام، الأساسات ليست مرنة بشكل تام وهي مطمورة عند عمق معين أسفل سطح الأرض. ومن المفيد علمياً، تقدير توزع ضغط التماس أسفل الأساس على طول شكل الهبوط تحت ظروف مثالية.

الشكل 11.1a يظهر **أساس مرن بشكل تام** يستند على مادة مرنة مثل الترب الغضارية المشبعة. في حال تعرض الأساس إلى حمل موزع بانتظام، فإن ضغط التماس سوف يكون منتظم وسوف

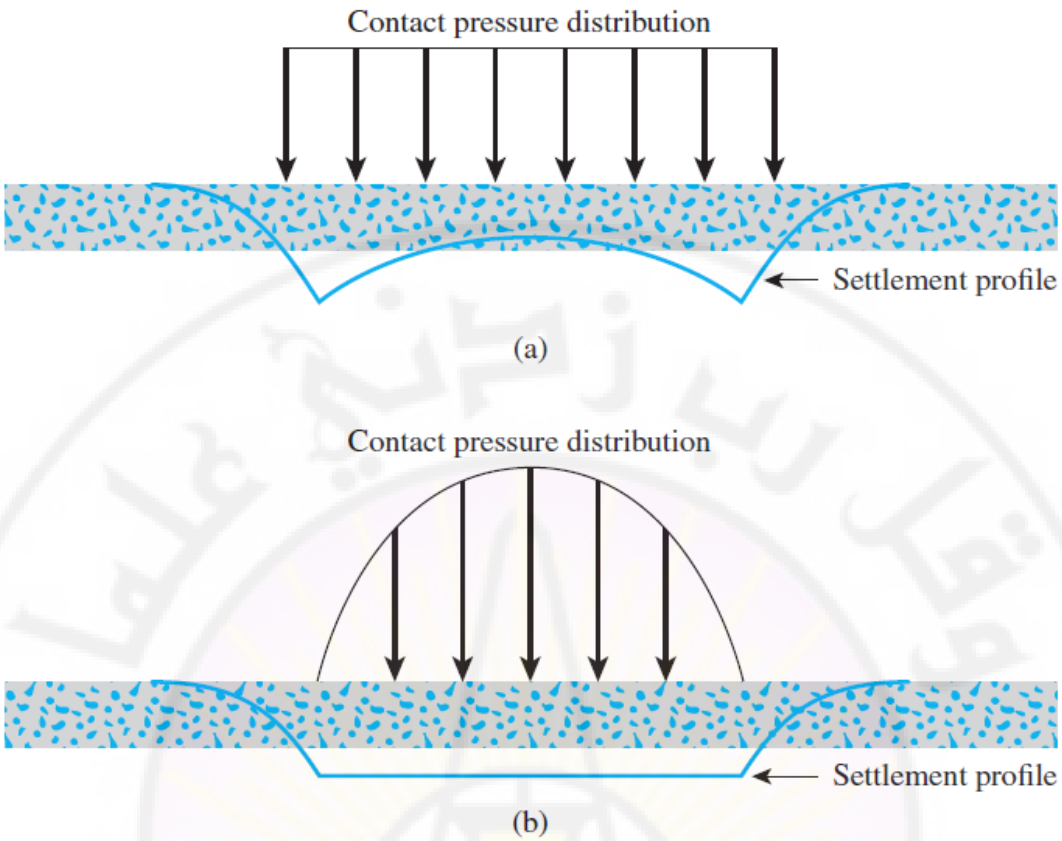
يعطي شكل متدلي. على الجانب الآخر، إذا اعتبرنا أن **الاساس تام الصلادة** ومستند على سطح التربة الغضارية المشبعة ومعرض لحمل موزع بانتظام، فإن ضغط التماس وشكل هبوط الاساس سوف يكون كما في الشكل 11.1b: هنا نلاحظ ان الأساس سيتعرض إلى هبوط منتظم وسوف يتم إعادة توزيع ضغط التماس.

شكل الهبوط وتوزع ضغط التماس المشروح سابقاً هو صحيح من أجل الترب التي لها معامل مرونة ثابت تقريباً مع العمق. ولكن في حالة الرمل غير المتماسك، نجد أن معامل المرونة يزداد مع العمق، بالإضافة إلى أنه هناك نقصان في ضغط الحصر على جوانب الاساس كلما اقتربنا من سطح التربة. وبناءاً على ذلك سنجد أن توزع ضغط التماس وشكل الهبوط لأساس مرن وصلد مستند على رمل ومعرض لحمل منتظم كما في الشكل 11.2a و 11.2b، على التوالي.



الشكل 1.11 : شكل الهبوط المرن وضغط التماس في الغضار المشبع

(a) أساس مرن, (b) أساس صلد



الشكل 2.11 : شكل الهبوط المرن و ضغط التماس في الرمل

(a) أساس مرن (b) أساس صلد

2.11علاقات حساب الهبوط المرن

الشكل 3.11 يظهر لنا أساس سطحي معرض إلى قوة صافية نسبة لواحدة المساحة مساوية إلى $\Delta\sigma$. ولتكن قيمة معامل بواسون ومعامل المرونة للتربة الساندة له هي μ_s و E_s على التوالي. نظرياً، في حال كان الاساس مرن تماماً، فإن الهبوط يمكن أن يعبر عنه بالعلاقة :

$$S_e = \Delta\sigma(\alpha B')\frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \qquad \textbf{(1.11)}$$

حيث :

$\Delta\sigma$ = الإجهاد المطبق الصافي على الاساس.

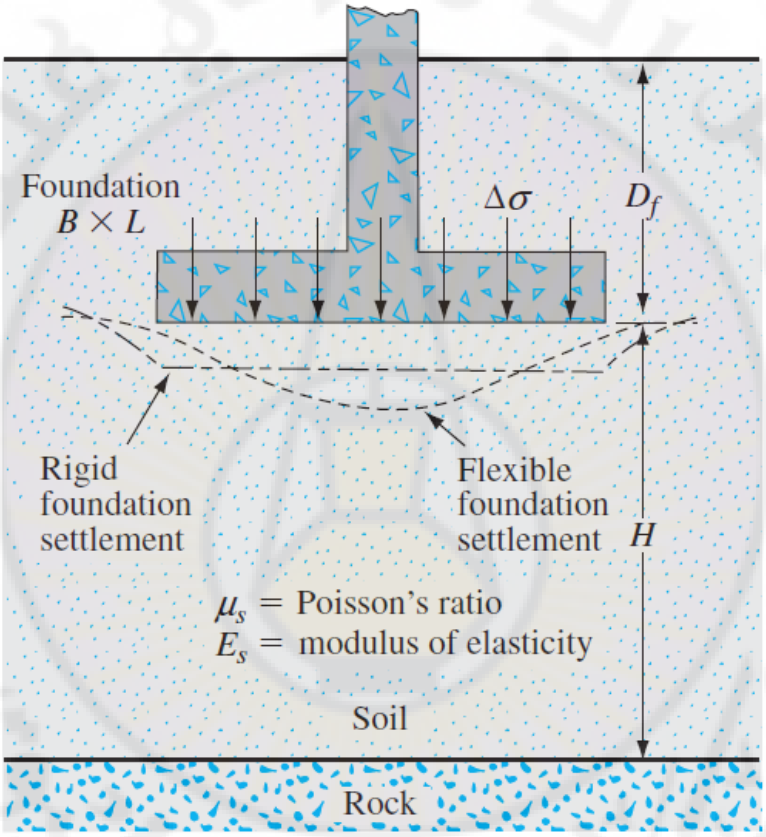
μ_s = معامل بوسون للتربة.

E_s = معامل يونغ المتوسط للتربة تحت الاساس مقاسة من $z = 0$ وإلى $z = 4B$.

$B' = B/2$ من أجل وسط الاساس.

$B' = B$ من أجل زاوية الأساس.

I_s = معامل الشكل (Steinbrenner، 1934) ويساوي إلى $F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2$



الشكل 3.11 : الهبوط المرن لأساس مرن وصلد

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2 \qquad \textbf{(2.11)}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \qquad \textbf{(3.11)}$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} tan^{-1} A_2 \qquad \textbf{(4.11)}$$

$$A_0 = m' ln \frac{(1+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1})} \qquad \textbf{(5.11)}$$

$$A_1 = ln \frac{(m'+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \qquad \textbf{(6.11)}$$

$$A_2 = \frac{m\prime}{n'\sqrt{m\prime^2+n\prime^2+1}} \quad \textbf{(7.11)}$$

I_f = معامل العمق Fox،(1948) ويساوي إلى :

$$I_f = depth\ factor(Fox, 1948) = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, and\ \frac{L}{B}\right) \quad \textbf{(8.11)}$$

α = معامل يعتمد على موقع الأساس والذي يتم حساب الهبوط عنده.

- من أجل حسابات الهبوط عند مركز الاساس:

$$\alpha = 4$$

$$m` = \frac{L}{B}$$

$$n` = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

- ومن أجل حسابات الهبوط عند زاوية الأساس:

$$\alpha = 1$$

$$m` = \frac{L}{B}$$

$$n` = \frac{H}{(B)}$$

تغير كل من F_1 و F_2 (المعادلات (11.3) و (11.4)) مع m' و n' معطى بالجدوال 1.11 و 2.11. أيضاً تغير كل من I_f مع D_f/B و μ_s معطى بالجدول 11.3. لاحظ أنه عندما يكون: $D_f = 0$، فإن قيمة $I_f = 1$ في كل الأحوال.

الجدول (1.11) : تغير كل من F_1 (المعادلات (11.3) و (11.4)) مع m' و n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

تابع الجدول (1.11)

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Damascus University

الجدول (2.11) : تغير F_2 (المعادلات (11.3) و (11.4)) مع m' و n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

تابع الجدول (2.11)

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Damascus University

الجدول (3.11) : تغير كل من I_f مع D_f/B و μ_s

		I_f		
L/B	D_f/B	$\mu_s = 0.3$	$\mu_s = 0.4$	$\mu_s = 0.5$
1	0.5	0.77	0.82	0.85
	0.75	0.69	0.74	0.77
	1	0.65	0.69	0.72
2	0.5	0.82	0.86	0.89
	0.75	0.75	0.79	0.83
	1	0.71	0.75	0.79
5	0.5	0.87	0.91	0.93
	0.75	0.81	0.86	0.89
	1	0.78	0.82	0.85

قيمة الهبوط المرن لأساس صلد يمكن أن تقدر من خلال العلاقة :

$$S_{e(rigid)} \approx 0.93\, S_{e(flexible,center)} \qquad \textbf{(9.11)}$$

وبسبب الطبيعة غير متماثلة الخواص للتربة، نجد أن قيمة E_s ممكن أن تتغير مع العمق. ولهذا السبب، نصح Bowles (1987) باستخدام قيمة متوسطة وزنية لمعامل يونغ E_s المستخدم في المعادلة (1.11) يمكن حسابها من العلاقة :

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)}\,\Delta z}{\bar{z}} \qquad \textbf{(10.11)}$$

حيث $E_s(i)$ = معامل المرونة للتربة عند العمق ΔZ

$\bar{Z}$ = أيهما أصغر H or 5B

إن قيم معامل المرونة ومعامل بواسون ومن أجل مختلف الترب معطى في الجدول 4.11 و 5.11 على التوالي.

الجدول (4.11) : قيم معامل المرونة من أجل مختلف الترب

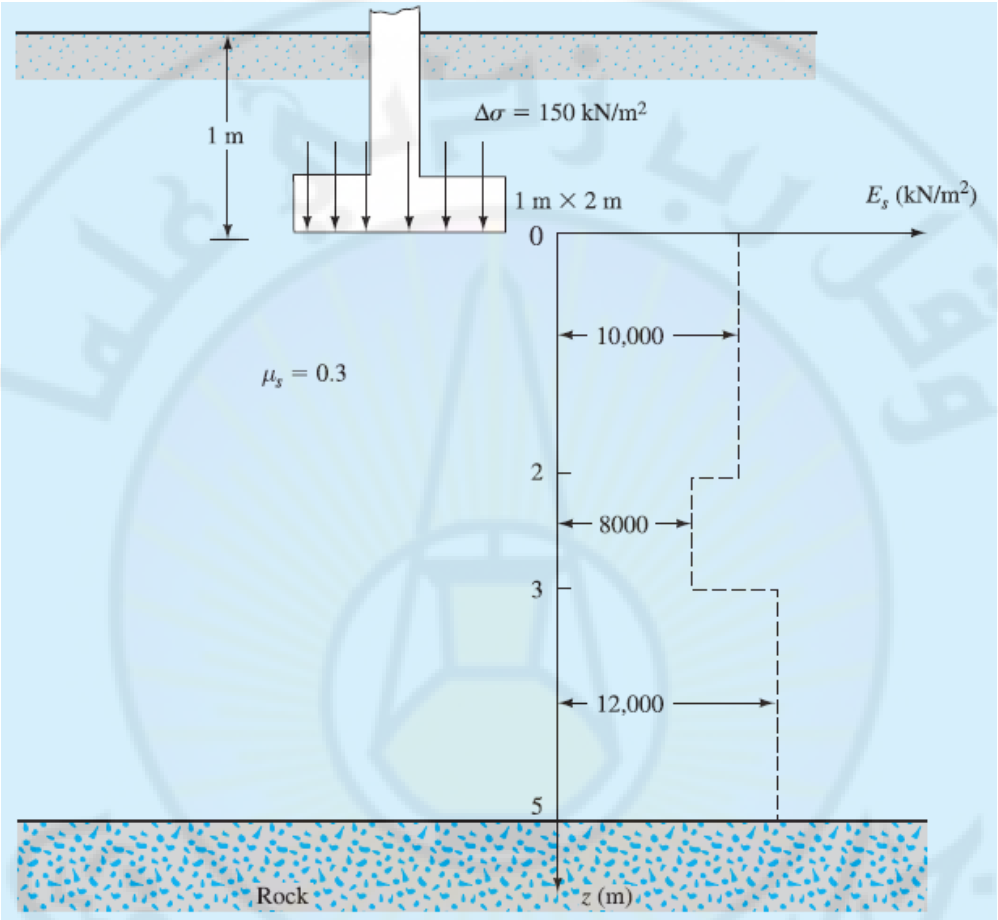
	E_s	
Soil type	kN/m^2	$lb/in.^2$
Soft clay	1,800–3,500	250–500
Hard clay	6,000–14,000	850–2,000
Loose sand	10,000–28,000	1,500–4,000
Dense sand	35,000–70,000	5,000–10,000

الجدول (4.11) : قيم معامل بواسون من أجل مختلف الترب

Type of soil	Poisson's ratio, μ_s
Loose sand	0.2–0.4
Medium sand	0.25–0.4
Dense sand	0.3–0.45
Silty sand	0.2–0.4
Soft clay	0.15–0.25
Medium clay	0.2–0.5

مثال 1.11 :

أساس سطحي أبعاده 1 m X 2 m كما هو مبين في الشكل 4.11. المطلوب حساب الهبوط المرن عند مركز الأساس.



الشكل 4.11 : أساس منفرد

الحل :

معطيات المسألة توضح لنا أن:

أبعاد الاساس $B = 1\ m$ و $L = 2\ m$. ولاحظ أن $\bar{Z} = 5\ m = 5B$.

فمن المعادلة (10.11) يمكننا حساب معامل المرونة المتوسط الوزني :

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{Z}}$$

$$= \frac{(10{,}000)(2) + (8{,}000)(1) + (12{,}000)(2)}{5} = 10{,}400\ kN/m^2$$

ومن أجل مركز الأساس :

$$\alpha = 4$$

$$m` = \frac{L}{B} = \frac{2}{1} = 2$$

$$n` = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{5}{\left(\frac{1}{2}\right)} = 10$$

ومن الجداول 1.11 و 2.11 نجد أن العوامل : $F_1 = 0.641$ و $F_2 = 0.031$. ومن المعادلة (2.11) نجد أن :

$$I_S = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 = 0.641 + \frac{1 - 2x0.3}{1 - 0.3}(0.031) = 0.716$$

أيضاً ومن أجل : $\mu_s = 0.3 , \frac{L}{B} = 2 , \frac{D_f}{B} = \frac{1}{1} = 1$ ، ومن الجدول 3.11، نجد أن :

$I_f = 0.71$ ،

لذلك يمكننا حساب الهبوط لاساس مرن من العلاقة :

$$S_e = \Delta\sigma(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

$$= (150)\left(4 \times \frac{1}{2}\right)\left(\frac{1 - 0.3^2}{10{,}400}\right)(0.716)(0.71) = 0.0133\, m = 13.3\, mm$$

وإذا اعتبرنا الأساس صلد ، يمكننا حساب الهبوط المرن من المعادلة (9.11)،

$$S_e\left(\text{صلب}\right) = (0.93)(13.3) = 12.4\, mm$$

هبوط الانضغاطية

3.11 مبادئ الانضغاطية

عندما تتعرض طبقة تربة مشبعة إلى زيادة في الإجهاد بسبب الأحمال الخارجية الناتجة عن بناء المنشآت الهندسية، فإن ضغط الماء المسامي سوف يزداد بشكل مفاجئ. هنا يمكننا مناقشة سلوك الترب حسب نوعها.

ففي حالة الترب الرملية والتي تكون ذات نفوذية عالية، نجد أن تصرف التربة الناتج عن الزيادة في ضغط الماء المسامي يكون كاملاً بشكل آني. وكما نعلم أن تصريف الماء المسامي يترافق مع نقصان في حجم كتلة التربة، والتي تنتج الهبوط، ولكن وبسبب التصريف السريع للماء المسامي في الترب الرملية، يظهر لنا الهبوط المرن والانضغاطية بوقت واحد.

أما بحالة الترب الغضارية المشبعة وعند تعرضها إلى زيادة في الإجهاد، يظهر الهبوط المرن بشكل آني. وبسبب أن الناقلية الهيدروليكية للغضار (معامل النفاذية) هي قليلة بشكل كبير مقارنة مع تلك في الترب الرملة، لذلك فإن تغير الحجم (والذي هو الانضغاطية) في الترب الغضارية يمكن أن يستمر لفترة طويلة بعد الهبوط المرن. الهبوط الناتج عن الانضغاطية في الغضار يمكن أن يكون بقيمة أكبر بعدة مرات من قيمة الهبوط المرن.

يمكن فهم التشوه للترب الغضارية المشبعة بشكل جيد بمعزل عن الزمن، من خلال نموذج بسيط. هذا النموذج يتألف من اسطوانة مع نابض في مركزها. فإذا فرضنا أن المساحة الداخلية للمقطع العرضي للاسطوانة مساوية إلى A. الاسطوانة مملوئة بالماء ولها مكبس معدوم الاحتكاك حاجز للماء وصمام كما في الشكل 11.5a. في البداية، إذا وضعنا حمل P على المكبس (الشكل 11.5b) وأبقينا السكر أو الصمام مغلق، فإن الحمل بشكل كامل سوف يأخذه الماء المتواجد في الاسطوانة، ولأن الماء غير قابل للانضغاط، لن يتعرض النابض لأي تشوه. والضغط الهيدروستاتيكي الزائد في هذا الوقت يمكن أن يعطى بالعلاقة التالية :

$$\Delta u = \frac{P}{A} \qquad \textbf{(11.11)}$$

هذه القيمة ممكن أن تراقب من خلال مقياس الضغط الموصول مع الاسطوانة.

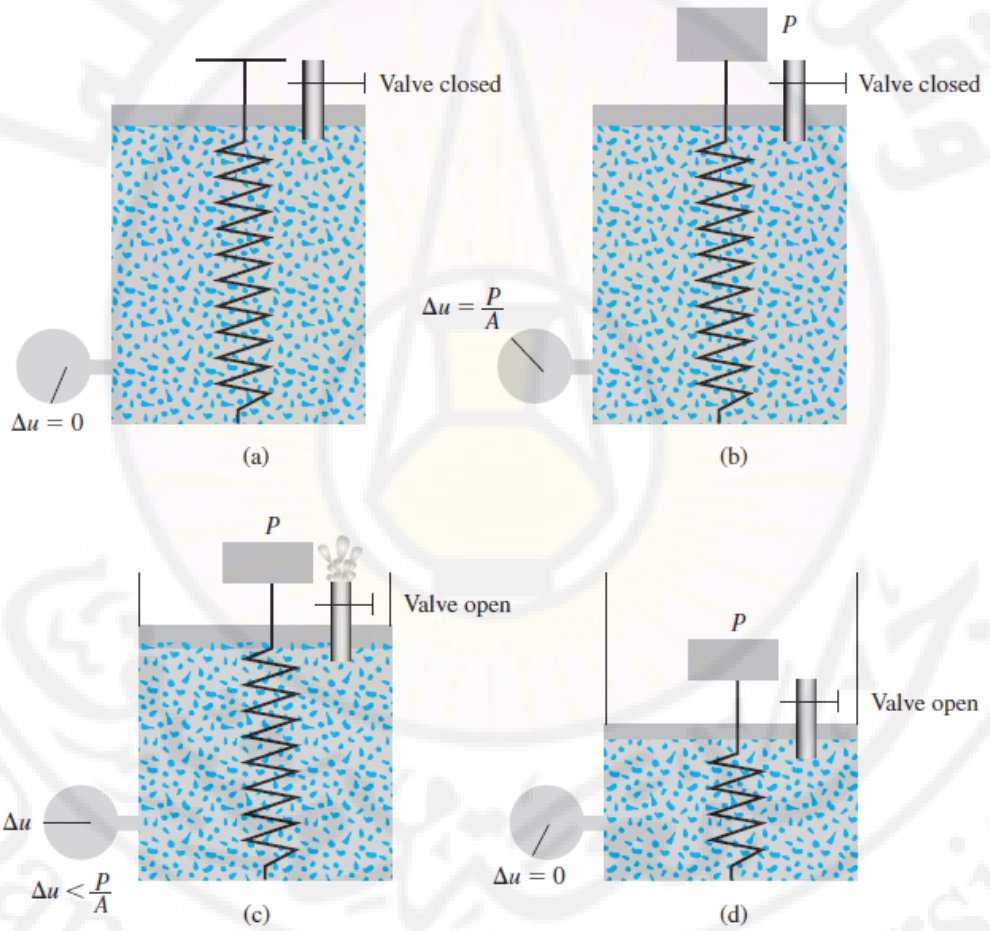
بشكل عام، يمكن أن نكتب العلاقة :

$$P = P_s + P_\omega \qquad \textbf{(12.11)}$$

حيث P_s = الحمل المنقول للنابض و P_w = الحمل المنقول للماء.

ومن المناقشة السابقة، يمكن أن نرى أنه عندما يكون الصمام مغلق بعد وضع الحمل P، فإن الشروط الحدية لهذه الحالة هي :

$$P_S = 0 \quad \text{و} \quad P_w = P$$



الشكل 5.11 : موديل بسيط : مودل النابض – اسطوانة

الآن، **في حال كان الصمام مفتوح**، فإن الماء سوف يتدفق للخارج (الشكل 11.5c). هذا الجريان سوف يترافق مع نقصان الضغط الهيدروستاتيكي وزيادة في انضغاط النابض. لذلك، في هذا الوقت، المعادلة (12.11) تكون صالحة. ولكن الشروط الحدية لهذه الحالة هي :

$$P_S > \quad and \quad P_w < P \qquad (that\ is, \Delta u < P/A$$

وبعد فترة من الوقت، فإن الضغط الهيدروستاتيكي سوف يصبح صفر وسوف يصل النظام إلى حالة توازن، كما في الشكل 11.5d. الآن يمكن أن تكتب الشروط الحدية التالية :

$$P_s = P \quad \text{and} \quad P_w = 0$$

و

$$P = P_s + P_w$$

ومع وضع ذلك بالاعتبار، يمكن أن نحلل التشوه في طبقة التربة الغضارية المشبعة المعرضة إلى زيادة في الإجهاد كما هو موضح في الشكل 11.6a. ومع اعتبار أن طبقة التربة الغضارية بسماكة H وهي محصورة بين طبقتين من الرمل ومعرضة إلى زيادة آنية في الإجهادات الكلية $\Delta\sigma$. هذه الزيادة الكلية في الإجهادات سوف تنتقل إلى الماء المسامي وجزيئات التربة الصلبة. وهذا يعني أن الإجهاد الكلي، $\Delta\sigma$، سوف يتم تقسيمه بنسبة معينة بين الإجهاد الفعال وضغط الماء المسامي. إن سلوك تغير الإجهادات الفعالة سوف يكون مشابه إلى الذي حدث في النابض كما في الشكل 5.11، وسلوك تغير ضغط الماء المسامي سوف يكون مشابه إلى تغير الضغط الهيدروستاتيكي كما في الشكل 5.11. ومن مبدأ الإجهادات الفعالة (الفصل 9) والذي تمّ تعريفه كما في العلاقة :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \qquad \textbf{(13.11)}$$

حيث :

$\Delta\sigma'$ = الزيادة في الإجهادات الفعالة.

Δu = الزيادة في ضغط الماء المسامي.

ولأن الغضار له ناقلية هيدروليكية منخفضة جداً والماء غير قابل للانضغاط مقارنة مع هيكل التربة، فإنه عند الزمن $t = 0$ ، الزيادة الكلية في الإجهادات $\Delta\sigma$ ، سوف تنتقل للماء $(\Delta\sigma = \Delta u)$ عند كل الأعماق (الشكل 11.6b). حيث لن ينتقل شئ لهيكل التربة أي أن قيمة الإجهادات الفعالة تساوي الصفر أي :$\left(\Delta\sigma'\right) = 0$.

بعد تطبيق الزيادة في الإجهاد، $\Delta\sigma$، على طبقة الغضار، فإن الماء في المسامات سوف يبدأ بالخروج والتصريف بالاتجاهين إلى طبقتي الرمل. ومن خلال هذه العملية، فإن ضغط الماء المسامي عند

أي عمق من طبقة الغضار سوف يتناقص بشكل تدريجي، والإجهادات المنقولة لجزيئات التربة (الإجهادات الفعالة) سوف تزداد. لذلك ، وعند الزمن $0 < t < \infty$ نجد الشروط الحدية التالية :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma` + \Delta u \qquad (\Delta\sigma` > 0 \quad and \quad \Delta u < \Delta\sigma$$

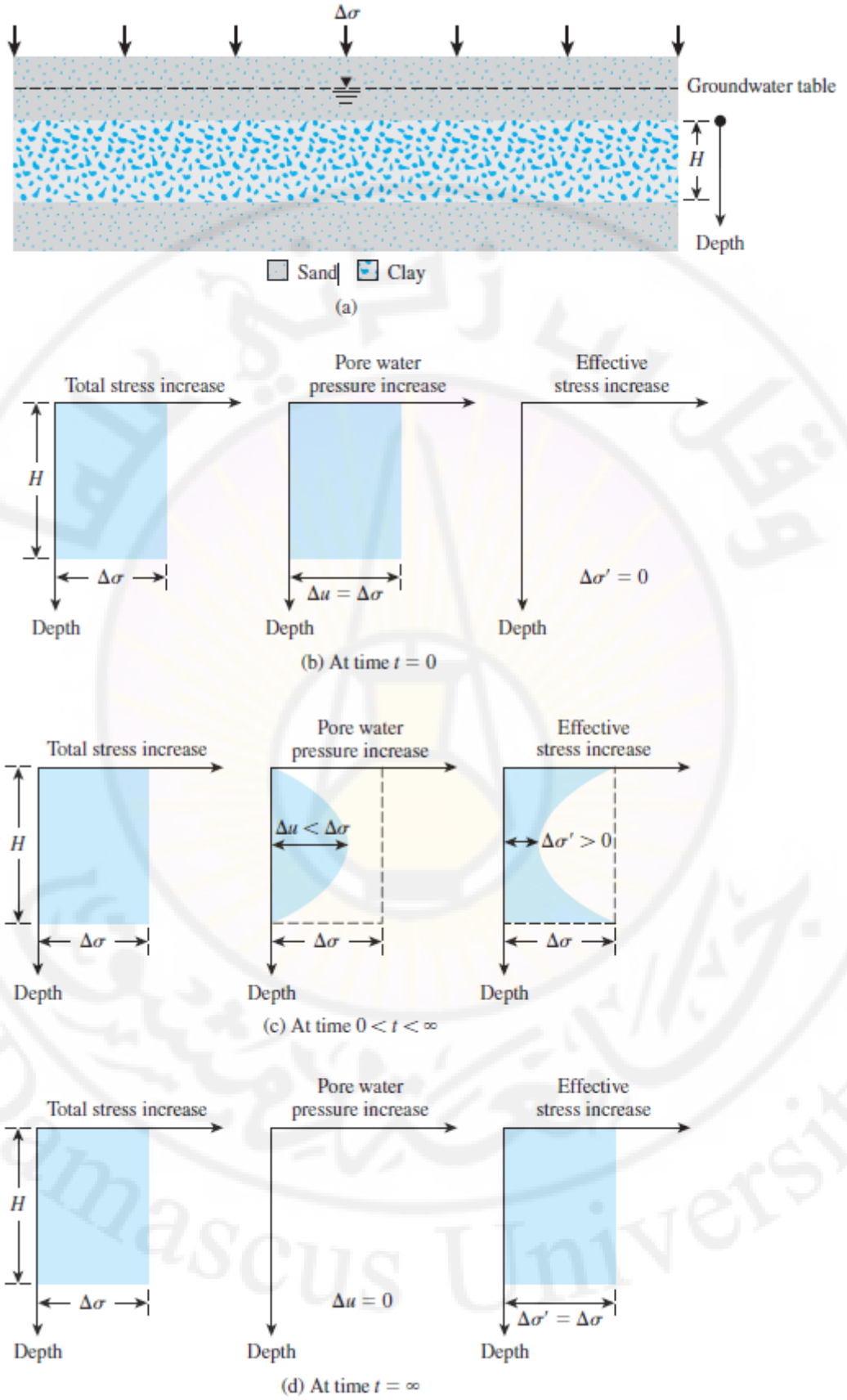
على كل حال، إن قيمة كل من $\Delta\sigma'$ و Δu عند أعماق مختلفة سوف تتغير (الشكل 11.6c)، وذلك بالاعتماد على المسافة الدنيا لمسار التصريف سواءً لطبقة الرمل العلوية أو طبقة الرمل السفلية.

نظرياً، عند الزمن $t = \infty$ ، فإن كامل ضغط الماء المسامي سوف يتلاشى بسبب تصريف الماء من كل نقاط طبقة الغضار، لذلك تكون ، $\Delta u = 0$.

الآن الزيادة في الإجهادات الكلية $\Delta\sigma$ سوف تنتقل إلى هيكل التربة (الشكل 11.6d). لذلك نجد أن الجهاد الكلي يصبح مساوي للاجهاد الفعال أي :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma`$$

هذه العملية التدريجية من التصريف للماء تحت حمل إضافي خارجي مطبق وانتقال ضغط الماء المسامي إلى ضغط فعال يسبب ما يسمى بالهبوط بمعزل عن الزمن في طبقة التربة الغضارية.



الشكل 6.11 : تغير الإجهادات الكلية، ضغط الماء المسامي ، الإجهادات الفعالة ، في طبقة تربة غضارية مصرفة من الأعلى ومن الأسفل كنتيجة لتطبيق إجهاد $\Delta\sigma$

4.11 تجربة الانضغاطية أحادية البعد المخبرية :

تم اقتراح تجربة الانضغاطية أحادية البعد بداية من قبل ترزاكي. يتم عمل هذه التجربة في جهاز Consolidometer (أو يسمى أحياناً بالأدوميتر). المخطط التوضيحي لجهاز الأدوميتر ظاهر في الشكل 11.7a. الشكل 11.7b. يظهر صورة لجهاز الأدوميتر.

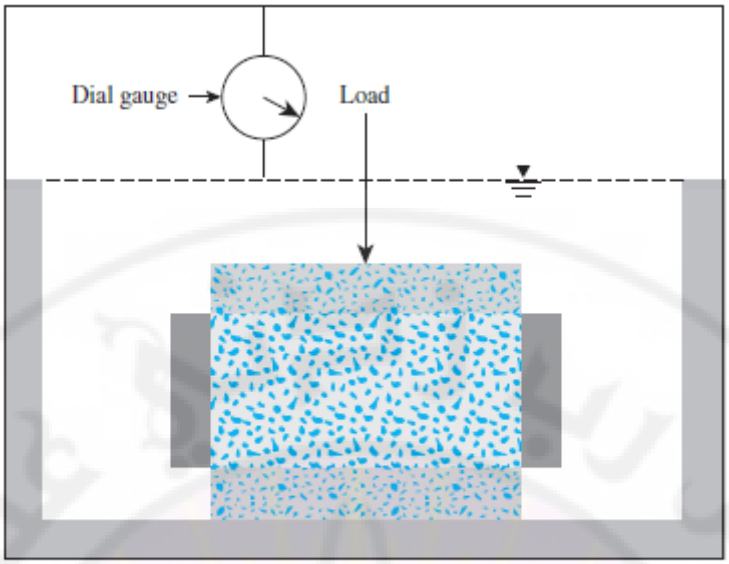
يتم وضع عينة التربة داخل حلقة معدنية مع قرصين مساميين، واحد في الأعلى والآخر في الأسفل. أبعاد العينات عادة هي : قطرها 64 mm و سماكتها (1 in ≈) 25 mm. الحمل على العينة مطبق من خلال ذراع عتلة، ويقاس الانضغاط عن طريق ساعة قياس ميكروميترية. حيث يتم غمر العينة بالماء خلال التجربة. كل حمل نطبقه على العينة يبقى ثاب لمدة 24 ساعة. بعد ذلك، يتم مضاعفة الحمل، وهذا ما يضاعف الضغط المطبق على العينة، ويتم متابعة قياس الانضغاط (الهبوط). الشكل 11.7c يظهر تجربة انضغاطية جارية (على اليمين).

الشكل العام لمخطط تشوه العينة مع الزمن من أجل زيادة في الإجهاد معطاة وثابته خلال زمن القياس مبين في الشكل 8.11. ومن المخطط، يمكننا أن نستنتج أن هناك ثلاث مراحل مميزة، والتي يمكن شرحها كالتالي:

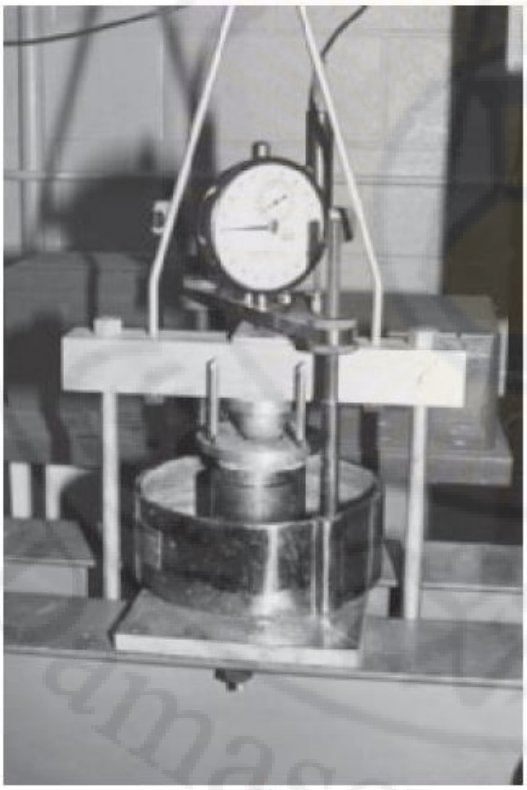
المرحلة الأولى : الانضغاط البدائي، والذي سببه عادة التحميل المسبق.

المرحلة الثانية : الانضغاط الأولي، والذي يتم فيها انتقال ضغط الماء المسامي تدريجياً إلى الإجهادات الفعالة بسبب خروج الماء المسامي.

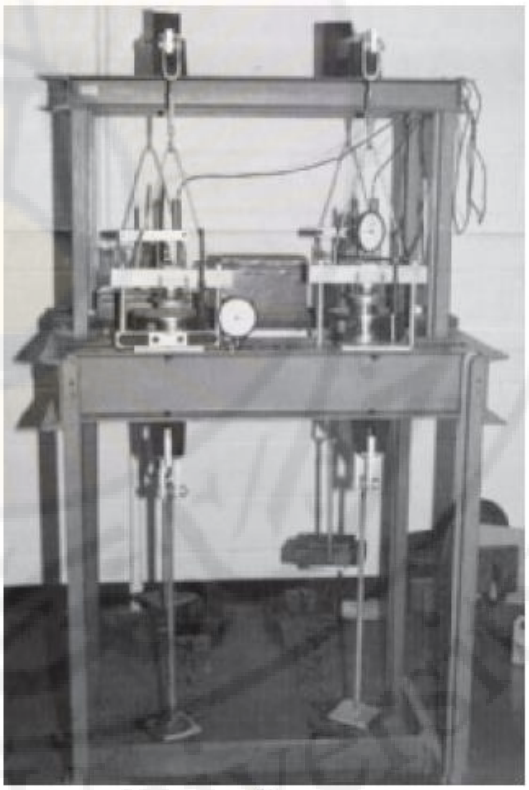
المرحلة الثالثة : الانضغاط الثاني، والذي يظهر بعد اكتمال تلاشي ضغط الماء المسامي، حيث يحصل بعض التشوه للعينة بسبب إعادة التموضع اللدن لحبيبات التربة.



(a)



(b)

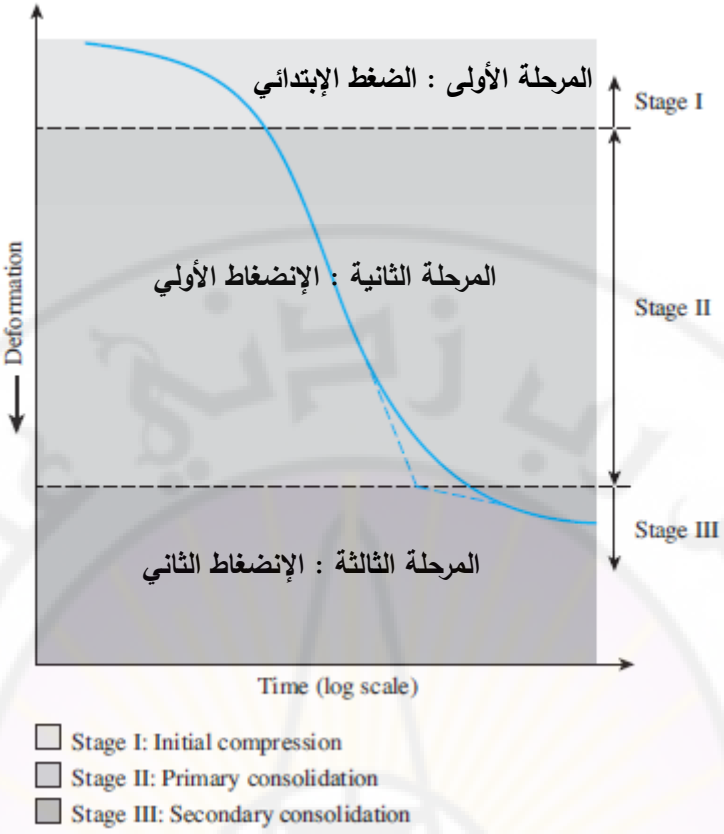


(c)

الشكل 7.11 : (a) مخطط توضيحي لجهاز الانضغاط، (b) صورة لجهاز الانضغاط

(c) تجربة انضغاطية جارية (على اليمين)،

(Courtesy of Nevada)، Henderson،Braja M. Das



الشكل 8.11 : مخطط التشوه – الزمن خلال إجراء تجربة الانضغاطية من أجل زيادة في الاجهاد معطاة وثابته

5.11 مخططات معامل المسامية – الضغط :

من المهم بعد إيجاد مخططات التشوه – الزمن الناتجة عن التجارب بالمخبر أن نقوم بدراسة تغير قيم معامل المسامية للعينة (e) مع تغير قيم الضغط المطبق. ولشرح ذلك نقوم بتطبيق الخطوات التالية :

الخطوة 1 : نقوم بحساب إرتفاع الأجزاء الصلبة H_s، في عينة التربة (الشكل 9.11) من خلال استخدام المعادلة التالية :

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_\omega} = \frac{M_s}{AG_s\rho_\omega} \qquad \textbf{(14.11)}$$

حيث :

W_s = الوزن الجاف للعينة.

M_s = الكتلة الجافة للعينة.

A = مساحة العينة .

G_s = الوزن النوعي النسبي للأجزاء الصلبة.

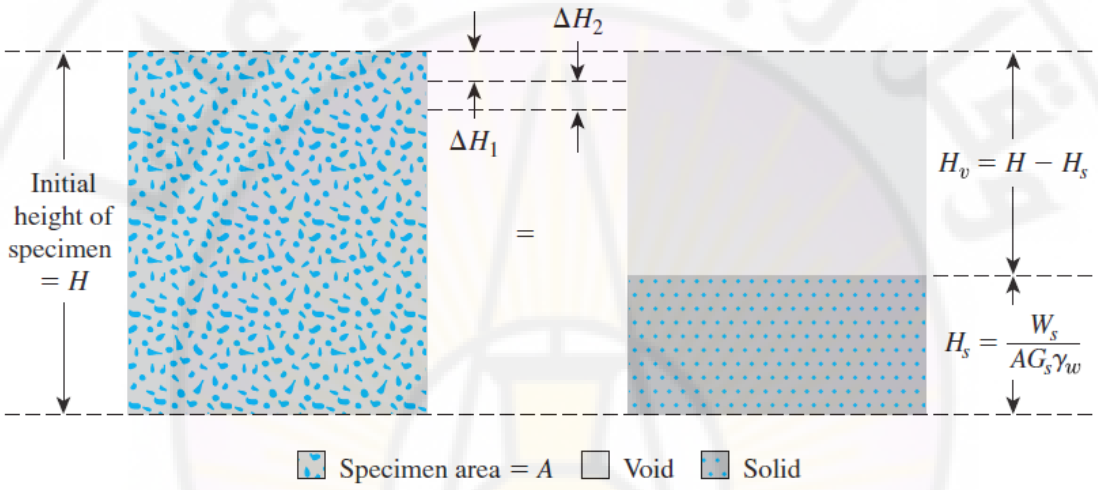
γ_w = الوزن الحجمي للماء.

ρ_w = كثافة الماء.

الخطوة 2 : نقوم بحساب الارتفاع الأولي للفرغات المتواجدة في العينة من العلاقة :

$$H_v = H - H_s \qquad \textbf{(15.11)}$$

حيث H = الاتفاع الأولي للعينة.



الشكل 9.11 : تغير الحجم للعينة في تجربة الانضغاط أحادي البعد.

الخطوة 3 : نقوم بحساب معامل المسامية الابتدائي، e_0، للعينة من خلال استخدام المعادلة :

$$e_O = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s}\frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \qquad \textbf{(16.11)}$$

الخطوة 4 : الآن ومن أجل الزيادة الأولى للاجهاد، σ_1 (الحمل الكلي/ واحدة المساحة للعينة)، والتي تسبب تشوه قيمته ΔH_1، نستطيع حساب التغير في قيمة معامل المسامية للتربة من خلال المعادلة :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \qquad \textbf{(17.11)}$$

(ΔH_1 مستنتج من قراءات المقياس الأولية والنهائية للحمل).

ومن المهم أن نلاحظ أنه في نهاية الانضغاط، الإجهاد الكلي σ_1 هو مساوي إلى الإجهاد الفعال σ_1'.

الخطوة 5 : نستطيع الآن حساب قيمة معامل المسامية الجديد بعد الانضغاط بسبب زيادة الضغط من خلال المعادلة :

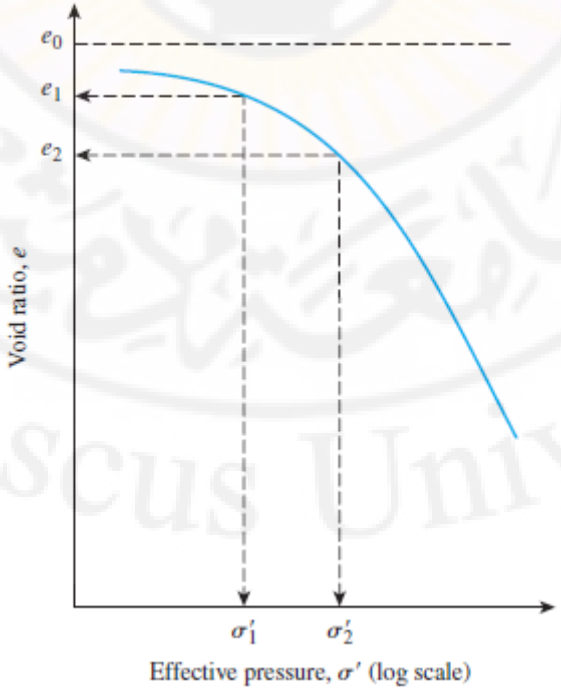
$$e_1 = e_o - \Delta e_1 \qquad \textbf{(18.11)}$$

هنا تكون قد انتهت مرحلة الهبوط تحت تأثير الحمل الأول. ومن أجل الحمل التالي σ_2 (ملاحظة: σ_2 مساوية إلى الحمل التراكمي نسبة لواحدة المساحة للعينة)، والتي تسبب تشوه إضافي ΔH_2، ويمكن حساب قيمة معامل المسامية للعينة عند نهاية الانضغاط تحت تأثير هذا الاجهاد الجديد من خلال المعادلة :

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \qquad \textbf{(19.11)}$$

وفي هذا الوقت يصبح لدينا $\sigma'_2 = \sigma_2$ الإجهاد الفعال. وبالمتابعة بشكل مشابه، يمكن إيجاد قيم معاملات المسامية للعينة عند نهاية الانضغاط لكل زيادات الأحمال المطبقة.

الإجهادات الفعالة σ' وقيم معامل المسامية (e) الموافق لنهاية الانضغاطية ولكل حمل نستطيع رسمه على مخطط ورق نصف لوغاريتمي. الشكل التقليدي لمثل هذه المخططات مبين في الشكل 10.11 .



الشكل 10.11 : مخطط تقليدي لتغيرات قيم e مقابل تغير قيم $\log \sigma'$

المثال 2.11:

التالي هي نتائج لتجربة الانضغاطية المخبرية على عينة تربة مستخرجة من الحقل:

الكتلة الجافة للعينة = 128 g ،

ارتفاع العينة عند بداية التجربة = 2.54 cm ، $G_s = 2.75$ ،

مساحة العينة = $30.68\ cm^2$.

أما قيم الهبوط المقاسة عند نهاية كل حمل مطبق مبين بالجدول التالي :

الإرتفاع النهائي للعينة بعد الإنضغاط (cm)	الإجهادات الفعالة (t/ft^2)
2.540	0.0
2.488	0.5
2.465	1.0
2.431	2.0
2.389	4.0
2.324	8.0
2.225	16.0
2.115	32.0

المطلوب القيام بالحسابات الضرورية اللازمة لرسم مخطط تغيرات قيم e مقابل تغيرات قيم $\log \sigma'$.

الحل :

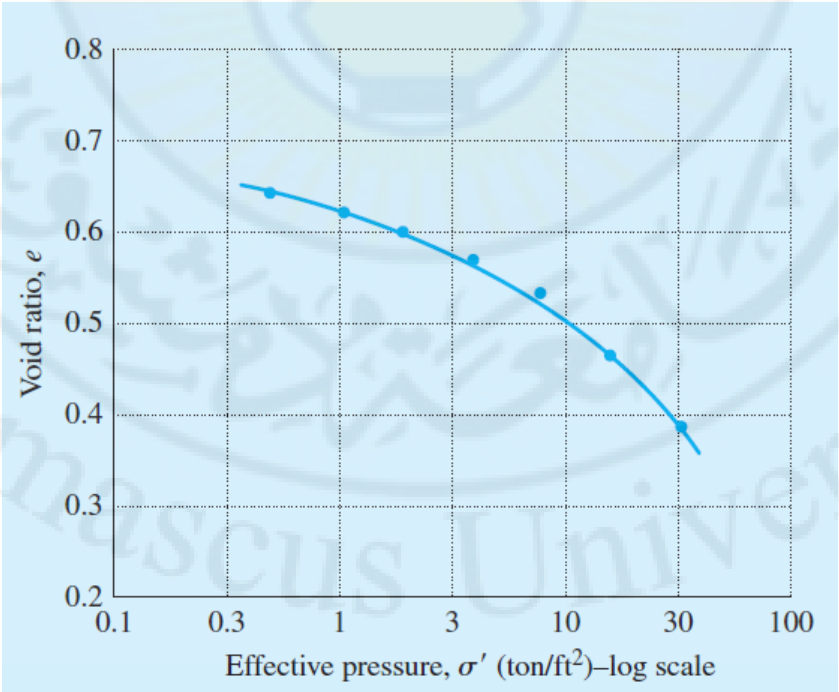
من المعادلة (14.11) نستطيع أن نحسب H_s

$$H_S = \frac{M_S}{AG_S\gamma_w} = \frac{M_S}{AG_S\rho_w} = \frac{128g}{(30.68cm^2)(2.75)(1g/cm^3)} = 1.52\ cm$$

الآن يمكن تقديم الجدول التالي :

الإجهادات الفعالة $\sigma`$ $(\frac{tom}{ft^2})$	الإرتفاع للعينة بعد نهاية الإنضغاط (cm) H	$H_v = H - H_s$ (cm)	$e = (Hv / Hs)$
0	2.54	1.02	0.671
0.5	2.488	0.968	0.637
1	2.465	0.945	0.622
2	2.431	0.911	0.599
4	2.389	0.869	0.572
8	2.324	0.805	0.529
16	2.225	0.705	0.464
32	2.115	0.595	0.390

أما مخطط تغير قيم e مقابل تغير قيم $\log\sigma'$ مبينة في الشكل 11.11.



الشكل 11.11 : تغير معامل المسامية مع الإجهاد الفعال

6.11 الغضار المنضغط طبيعياً والمسبق الانضغاط:

لفهم هذه التعابير لا بد من العودة إلى الشكل 10.11. في هذا الشكل سنلاحظ أن الخط البياني للعلاقة ما بين تغيرات قيم معامل المسامية والأحمال المطبقة (e, log σ`) يتكون من جزئين:

- جزء علوي لمخطط e – log σ′ يكون فيه قيم ميل المنحني خفيفة،
- متبوع بعلاقة خطية بين قيم معامل المسامية مع قيم log σ′ حيث لها ميل شديد.

هذه الظاهرة يمكن أن تفسر كالتالي:

التربة في الحقل (في الموقع) وعند عمق معين (z)، تكون قد تعرضت إلى إجهادات فعالة أعظمية معينة مسبقة بتاريخها الجيولوجي. هذا الإجهاد الأعظمي الفعال المسبق يمكن أن يساوي إلى أو أقل من قيم إجهاد الطمر الفعال عند لحظة أخذ العينة. وللعلم فإن نقصان الضغط الفعال في الحقل يمكن أن يحصل نتيجة العمليات الجيولوجية أو العمليات البشرية. خلال أخذ عينة التربة بتنفيذ سبور في الموقع وأخذها إلى المخبر، نجد أن إجهاد الطمر الفعال الموجود حول العينة وعليها في هذه اللحظة يتم تحريره ويصبح مساوياً الصفر، وهذا ما يسبب بعض التوسع للعينة (انتفاخ). الآن وعندما تتعرض العينة إلى تجربة الانضغاطية في المخبر، نلاحظ أن كمية صغيرة من الضغط (والتي هي تغير صغير في قيم معامل المسامية) سوف يظهر عند تطبق إجهاد فعال أقل من إجهاد الطمر الفعال الأعظمي في الحقل والتي تعرضت له التربة في الماضي. وعندما يصبح الضغط الفعال للعينة أكبر من إجهاد الطمر الفعال الأعظمي، سنجد أن تغير قيم معامل المسامية يكون أكبر بكثير، و العلاقة (e – log σ′) تكون عملياً خطية مع ميل شديد.

هذه العلاقة يمكن التحقق منها في المخبر عن طريق تحميل العينة بحمولات تزداد بشكل تدريجي حتى لحظة تخطي قيمة إجهاد الطمر الأعظمي الفعال، ومن ثم يتم إزالة الحمل ثم إعادة التحميل مرة أخرى. إن مخطط (e – log σ′) لمثل هذه الحالة ظاهر في الشكل 12.11 ، حيث يمثل cd حالة إزالة الحمل و dfg تمثل عملية إعادة التحميل.

وهذا يقودنا إلى تعريفين أساسين للغضار مبني على التاريخ الإجهادي:

1. **الغضار المنضغط طبيعياً**، حيث إجهاد الطمر الفعال هو أعظم إجهاد تعرضت له التربة سابقاً.
2. **الغضار المسبق الانضغاط**، حيث إجهاد الطمر الفعال هو أقل من الإجهاد الذي تعرضت له التربة في الماضي. إن أعظم إجهاد فعال تعرضت لها التربة في الماضي يسمى بالإجهاد المسبق الانضغاط.

اقترح العالم Casagrande (1936) مخطط بسيط لتحديد الإجهاد المسبق الانضغاط σ_c' من مخطط $e - \log \sigma'$ المخبري. هذه العملية هي كالتالي (انظر الشكل 13.11) :

1. بالنظر، انشىء النقطة a والتي يكون فيها مخطط $e - \log \sigma'$ له أقل قطر انحناء.
2. ارسم خط أفقي ab .
3. ارسم الخط ac مماسي للمنحني في النقطة a .
4. ارسم الخط ad ، والذي هو منصف الزاوية bac.
5. أسقط جزء الخط المستقيم gh من مخطط $e - \log \sigma_c'$ للوراء ليتقاطع مع الخط ad عند f. الإحداثي السيني للنقطة f هو الإجهاد المسبق الانضغاط σ_c' .

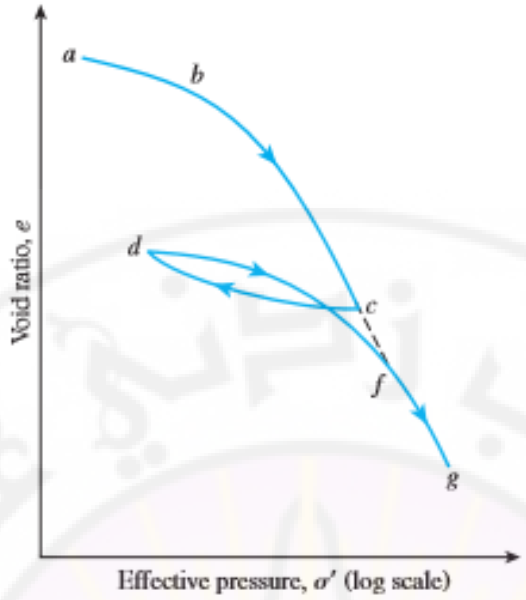
نسبة سبق الانضغاط (OCR) لتربة ما يمكن أن تعرف الآن من خلال العلاقة :

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \qquad \textbf{(20.11)}$$

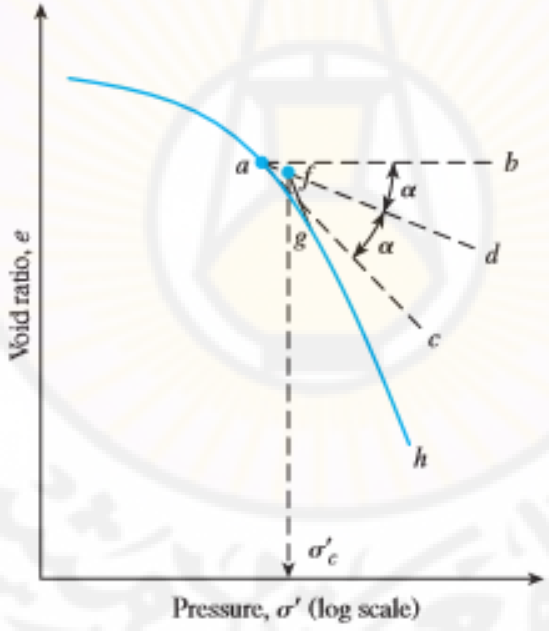
حيث :

σ_c' = الإجهاد المسبق الانضغاط للعينة.

σ' = الضغط الشاقولي الحالي الفعال.



الشكل 12.11 مخطط e مقابل $\log \sigma'$ والذي يظهر التحميل ، إزالة التحميل ، إعادة التحميل



الشكل 13.11 : العملية التخطيطية لتقدير الإجهاد المسبق الانضغاط.

يوجد في بعض المراجع علاقات لتقدير إجهاد سبق الانضغاط. ومن هذه العلاقات نقدم بعض الأمثلة وهي معطاة بالتالي:

- Nagaraj and Murty (1985)

$$\log \sigma'_c = \frac{1.112 - \left(\frac{e_0}{e_L}\right) 0.0463 \sigma_0}{0.188} \qquad \textbf{(21.11)}$$

حيث :

e_0 = معامل المسامي الحقلي.

e_L = معامل المسامية عند حد السيولة = $\left[\frac{\text{LL (\%)}}{100}\right] G_s$.

G_s = الوزن النوعي للأجزاء الصلبة.

σ'_0 = إجهاد الطمر الفعال الحقلي.

(ملاحظة: σ'_c و σ'_0 هي بال kN/m^2).

$$e_L = \text{void ratio at liquid limit} = \left[\frac{LL(\%)}{100}\right] G_s \qquad \textbf{(22.11)}$$

- Stas and Kulhawy (1984) :

$$\frac{\sigma' c}{P_a} = 10^{[1.11-1.62(LI)]} \qquad \textbf{(23.11)}$$

حيث :

P_a = الضغط الجوي $\approx (100\ kN/m^2)$.

LI = قرينة السيولة.

- Hansbo (1957):

$$\sigma'_c = \alpha_{(VST)}\ C_{u(VST)} \qquad \textbf{(24.11)}$$

حيث : α_{VST} = معامل تجريبي = $\frac{222}{LL(\%)}$.

$C_{u(VST)}$ = مقاومة القص غير المصرف من تجربة vane shear test (انظر الفصل 12)

وفي كل الأحوال، العلاقات السابقة يمكن أن تتغير من تربة إلى تربة. ويمكن أخذها كتقدير أولي.

7.11 تأثير الاضطراب على علاقة معامل المسامية – الضغط

سوف يتم إعادة تشكيل العينة عندما تتعرض إلى بعض درجات الاضطراب. ونقصد هنا بالإضطراب تخريب بنية العينة عند نقلها إلى المخبر وتفتيتها أو أننا قمنا بأخذ عينات من التربة بشكل غير نظامي عن طريق عمليات حفر يدوية أو بمعدات غير مخصصة لهذا الغرض. وعليه فإن إعادة تشكل العينة بالمخبر لإجراء تجربة الإنضغاطية سواء بالرص اليدوي أو باستخدام تجربة رص بركتور, سوف يعطي بعض الانحراف في مخطط $e - \log \sigma'$ الناتج عن التجارب المخبرية مقارنة مع السلوك الواقعي في الحقل. إن مخطط $e - \log \sigma'$ يمكن إعادة رسمه من التجارب المخبرية كما تم شرحه سابقاً. Terzaghi and Peck في العام 1967.

الغضار المنضغط طبيعياً بلدونة منخفضة إلى متوسطة (الشكل 14.11) :

1. في الشكل 14.11، المنحني 2 يمثل مخطط $e - \log \sigma'$ الناتج من تجربة مخبرية على عينة غير مضطربة. ومن خلال هذا المخطط، نستطيع أن نحدد إجهاد الضغط المسبق $(\sigma'_c) = \sigma'_0$ (والذي هو، إجهاد الطمر الفعال الحالي). وبمعرفة مكان $\sigma'_c = \sigma'_0$ ، نقوم برسم الخط الشاقولي ab.
2. نقوم بحساب قيمة معامل المسامية في الحقل، e_0 (بحسب الفقرة 5.11، المعادلة 16.11) وبعد تحديدها على المخطط نقوم برسم الخط الأفقي cd.
3. نقوم بحساب القيمة $0.4\ e_0$ ونحددها على المخطط ونقوم برسم الخط ef. (ملاحظة: النقطة f هي نقطة التقاطع الخط مع المنحني 2).
4. نقوم بوصل النقطة f مع النقطة g. لاحظ أن g هي نقطة التقاطع للخطوط ab مع cd. وهذا ما نسميه بمنحني الضغط العذري virgin compression curve.

ومن المهم الإشارة إلى أنه في حال تم إعادة تشكل التربة بشكل كامل في المخبر أي أصبحت العينة مخربة، فإن المكان العام لمخطط $e - \log \sigma'$ لهذه العينة سوف يكون ممثل بالمنحني 3.

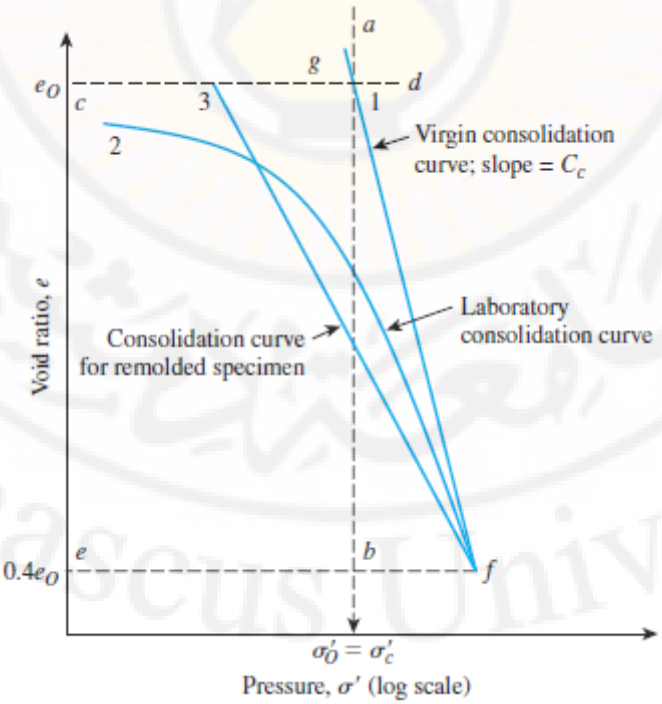
الغضار المسبق الانضغاط بلدونة منخفضة إلى متوسطة (الشكل 15.11) :

1. في الشكل 15.11، المنحني 2 يمثل مخطط $e - \log \sigma'$ لنتائج التجربة المخبرية بحالة تحميل العينة، أما المنحني 3 يمثل سلوك العينة بحالة إزالة التحميل خلال التجربة المخبرية،

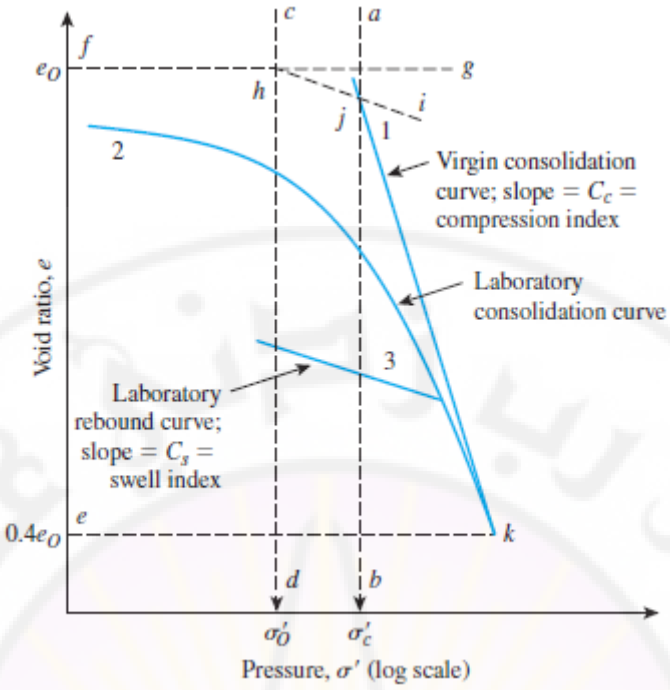
أو نسميه منحني rebound. من المنحني 2 ، نستطيع أن نحدد إجهاد سبق الانضغاط σ'_c. وبالتالي نرسم الخط الشاقولي ab .

2. نعلم قيمة إجهاد الطمر الحقلي الفعال σ'_0 الحالي ونقوم بوضعه على المخطط ورسم الخط cd.
3. نقوم بحساب قيمة معامل المسامية الحقلي، e_0. ونضعه على المخطط ونرسم الخط الأفقي fg . إن نقطة تقاطع الخطين fg مع cd هي h.
4. نقوم برسم الخط hi، والذي يكون موازي للمنحني 3 (والذي هو عملياً خط مستقيم). نقطة تقاطع الخطين hi مع ab هي j.
5. نقوم بوصل النقاط j مع k. حيث أن النقطة k هي على المنحني 2 و إحداثياتها هي $0.4\ e_0$.

وعليه فإن مخطط الانضغاط الحقلي سوف يأخذ مسار hik. ومسار إعادة الانضغاط recompression الحقلي هو hi و هو موازي لمنحني إعادة التحميل المخبري بحسب : (Schmertmann 1953)



الشكل 11.14 خواص الانضغاطية لتربة غضارية منضغطة طبيعياً ذات حساسية منخفضة إلى متوسطة.



الشكل 11.15 خواص الانضغاطية لتربة غضارية مسبقة الانضغاط ذات حساسية منخفضة إلى متوسطة

8.11 حساب الهبوط من الانضغاط الأولي أحادي البعد

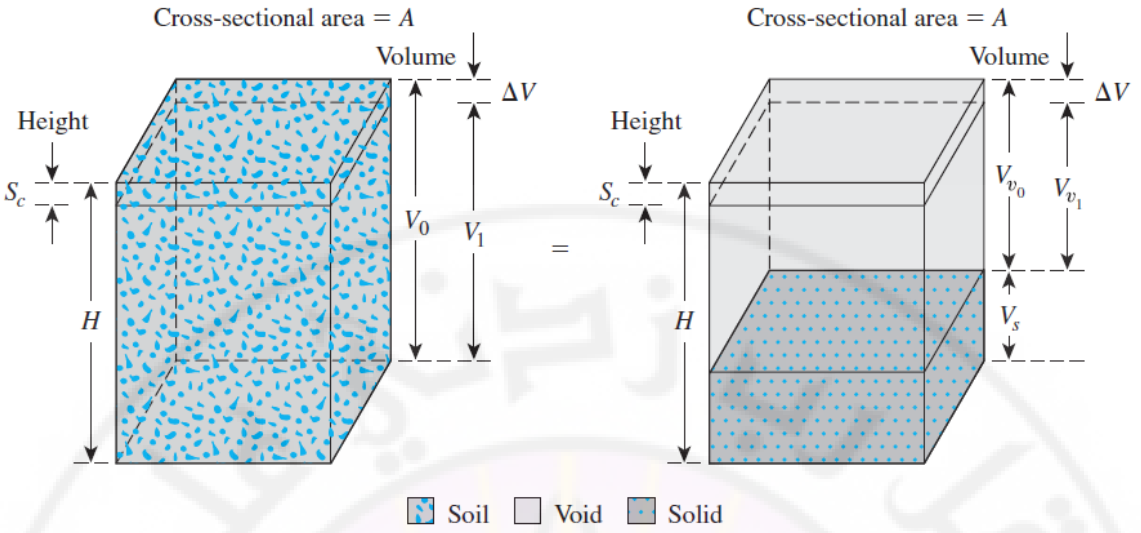
One-Dimensional Primary Consolidation

من خلال المعلومات التي تمّ شرحها لنتائج تجربة الانضغاطية، يمكننا الآن أن نتابع الدراسة من أجل حساب قيم الهبوط المحتمل نتيجة الانضغاط الأولي الحقلي، بافتراض الإنضغاط أحادي البعد.

للنفترض أنه لدينا طبقة تربة غضارية مشبعة سماكتها H ومساحة مقطعها العرضي A واقعة تحت تأثير إجهاد طمر فعال متوسط موجود قيمته σ'_0. وبسبب تطبيق زيادة في الإجهاد الفعال $\Delta\sigma'$ ، سيحدث هبوط أولي قيمته S_c. لحساب هذا الهبوط الأولي نلاحظ :

إن التغير في الحجم بسبب الزيادة في الإجهاد الفعال $\Delta\sigma'$ (الشكل 16.11) يمكن إعطاءه بالشكل التالي :

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A \qquad \textbf{(25.11)}$$



الشكل 16.11 : الهبوط نتيجة الانضغاط أحادي البعد

حيث V_0 و V هي الحجوم البدائية والنهائية، على التوالي. ونعلم أن التغير في الكلي للحجم يساوي تغير حجم الفراغات ΔV_v وعليه نستطيع أن نكتب العلاقة :

$$\Delta V = S_c . A = V_{v_0} - V_{v_1} = \Delta V_v \qquad \textbf{(26.11)}$$

حيث أن V_{v_0} حجم الفراغات الإبتدائي، V_{v_1} حجم الفراغات النهائي. ومن تعريف معامل المسامية، نستطيع أن نكتب العلاقة :

$$\Delta V_v = \Delta e . V_s \qquad \textbf{(27.11)}$$

حيث Δe = تغير معامل المسامية. لكن لدينا العلاقة :

$$V_s = \frac{V_0}{1+e_0} = \frac{AH}{1+e_0} \qquad \textbf{(28.11)}$$

حيث e_0 = معامل المسامية الابتدائي عند حجم V_0. لذلك، ومن المعادلة (25.11) ومن خلال (28.11) نجد أن :

$$\Delta V = S_C . A = \Delta e . V_S = \frac{AH}{1+e_0}\Delta e$$

أو أن قيمة الهبوط الأولي تعطى بالعلاقة المستخرجة التالية :

$$S_c = H\frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad \textbf{(29.11)}$$

ولكن، **من أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً** والتي تعطي علاقة خطية لتغير قيم معامل المسامية مع تغير الاجهاد الفعال ($e - \log \sigma'$) (انظر الشكل 14.11)، نلاحظ أن تغير قيم معامل المسامية نستطيع التعبير عنه بالعلاقة :

$$\Delta e = C_c[log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \qquad \textbf{(30.11)}$$

حيث C_c = ميل مخطط $e - \log \sigma'$ ويعرف بمعامل الانضغاط.

بتعويض المعادلة (30.11) في المعادلة (29.11) نحصل على المعادلة :

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \qquad \textbf{(31.11)}$$

وهي علاقة تحسب لنا قيم الهبوط الأولي في الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً.

أما في الترب الغضارية المسبقة الانضغاط (انظر الشكل 15.11)، وهنا نميز حالتين :

- بحال كانت $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ ، نلاحظ أن تغير مخطط $e - \log \sigma'$ الحقلي سوف يكون بمحاذاة مع الخط hj، أي أن الميل يكون تقريبياً ومساوي إلى الذي في حالة إعادة التحميل المخبري. ميل منحني إعادة التحميل C_s نسميه بمعامل الانتفاخ، لذلك فإن تغير قيم معامل المسامية للتربة يعطى بالعلاقة :

$$\Delta e = C_s[\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \qquad \textbf{(32.11)}$$

ومن المعادلات (29.11) و (32.11) يمكن استنتاج قيمة الهبوط الأولي للتربة الغضارية بحالة التحميل هذه ونعبر عنها بالعلاقة :

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \qquad \textbf{(33.11)}$$

- أما في حال كانت قيمة الاجهاد المطبق $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ فإن قيمة الهبوط تحسب من العلاقة :

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_0} \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right) \qquad \textbf{(34.11)}$$

على كلٍ، وفي حال كان منحني $e - \log \sigma'$ معطى ومعروف، يمكن إيجاد ببساطة Δe للمخطط للمجال المناسب للضغوط. وبالتالي ممكن لهذا الرقم أن نعوضه في المعادلة (29.11) من أجل حسابات الهبوط الأولي S_C .

9.11 معامل الانضغاط Compression Index (C_c)

معامل الانضغاط C_c واللازم لحسابات الهبوط الحقلي نتيجة الانضغاط يمكن أن نحدده تخطيطياً (كما في الشكل 14.11) بعد إيجاد قيم معامل المسامية والضغط من نتائج التجارب المخبرية.

- اقترح Skempton (1944) العلاقة التجريبية التالية لمعامل الانضغاط من أجل الترب الغضارية غير المضطربة.

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad \textbf{(35.11)}$$

حيث LL = حد السيولة.

وهناك عدة علاقات أخرى من أجل حساب معامل الانضغاط متوفرة أيضاً. تم إيجادها عن طريق أجراء العديد من التجارب المخبرية على مختلف أنواع الترب الغضارية.

- أعطى Rendon–Herrero (1983) علاقة لحساب معامل الانضغاط :

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1+e_0}{G_s}\right)^{2.38} \quad \textbf{(36.11)}$$

الجدول (6.11) : علاقات تجريبية لحساب C_C^*

Equation	Reference	Region of applicability
$C_c = 0.007(LL - 7)$	Skempton (1944)	Remolded clays
$C_c = 0.01 w_N$		Chicago clays
$C_c = 1.15(e_o - 0.27)$	Nishida (1956)	All clays
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Hough (1957)	Inorganic cohesive soil: silt, silty clay, clay
$C_c = 0.0115 w_N$		Organic soils, peats, organic silt, and clay
$C_c = 0.0046(LL - 9)$		Brazilian clays
$C_c = 0.75(e_o - 0.5)$		Soils with low plasticity
$C_c = 0.208 e_o + 0.0083$		Chicago clays
$C_c = 0.156 e_o + 0.0107$		All clays

**After Rendon-Herrero, 1980. With permission from ASCE.*
Note: e_o = *in situ* void ratio; w_N = *in situ* water content.

* من قبل Rendon–Herrero،1980 ، من قبل ASCE.

ملاحظة : e_0 = معامل المسامية الحقلي ، w_n = محتوى الرطوبة الحقلي.

- عبر Nagaraj and Murty (1985) عن معامل الانضغاط بالعلاقة :

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL(\%)}{100}\right] G_s \qquad \textbf{(37.11)}$$

- وبناء على مودل كامي كلاي المعدل ، أظهر Wroth and Wood (1978) أن:

$$C_c \approx 0.5 G_s \frac{[PI(\%)]}{100} \qquad \textbf{(38.11)}$$

حيث PI = قرينة اللدونة.

- وفي حال تم أخذ الوزن النوعي G_s تقريباً تساوي 2.7 Kulhawy and Mayne،1990 :

$$C_c \approx \frac{PI}{74} \qquad \textbf{(39.11)}$$

- حديثاً، عبر Park and Koumoto (2004) عن معامل الانضغاط بالعلاقة التالية :

$$C_c = \frac{n_0}{371.747 - 4.275 n_0} \qquad \textbf{(40.11)}$$

حيث n_0 = المسامية الحقلية للتربة.

10.11 معامل الانتفاخ (C_s) Swell Index

معامل الانتفاخ تقديرياً يكون أقل قيمة من معامل الانضغاط ويحدد عموماً من التجارب المخبرية. وفي معظم الحالات:

$$C_s \simeq \tfrac{1}{5} \text{ to } \tfrac{1}{10} C_c$$

وتم التعبير عن معامل الانتفاخ من قبل Nagaraj and Murty (1985) :

$$C_s = 0.0463 \left[\frac{LL(\%)}{100}\right] G_s \qquad \textbf{(41.11)}$$

وبناءً على مودل كامي كلاي المعدل، أظهر Kulhawy and Mayne (1990) التالي :

$$C_c \approx \frac{PI}{370} \qquad (42.11)$$

الجدول 7.11 التالي يعطي قيم حد السيولة، حد اللدونة، معامل الانضغاط virgin compression index ، معامل الانتفاخ لبعض الترب الطبيعية.

الجدول (7.11) : قيم حد السيولة، حد اللدونة، معامل الانضغاط virgin compression index ، معامل الانتفاخ لبعض الترب الطبيعية

Soil	Liquid limit	Plastic limit	Compression index, C_c	Swell index, C_s
Boston blue clay	41	20	0.35	0.07
Chicago clay	60	20	0.4	0.07
Ft. Gordon clay, Georgia	51	26	0.12	—
New Orleans clay	80	25	0.3	0.05
Montana clay	60	28	0.21	0.05

المثال 3.11:

لنفترض التالي هي نتائج تجربة الانضغاطية المخبرية على عينة تربة غضارية:

ملاحظة	معامل المسامية (e)	الإجهادات الفعالة $\sigma`\ (\frac{tom}{ft^2})$	ملاحظة	معامل المسامية (e)	الإجهادات الفعالة $\sigma`\ (\frac{tom}{ft^2})$
تحميل	0.71	8.0	تحميل	1.03	0.25
	0.62	16.0		1.02	0.5
إزالة الحمولة	0.635	8		0.98	1.0
	0.655	4		0.91	2.0
	0.67	2		0.79	4.0

والمطلوب :

a. ارسم مخطط $e - \log \sigma_0'$ وحدد ضغط سبق الإجهاد σ_c' .

b. احسب معامل الانضغاط والنسبة C_s/C_c .

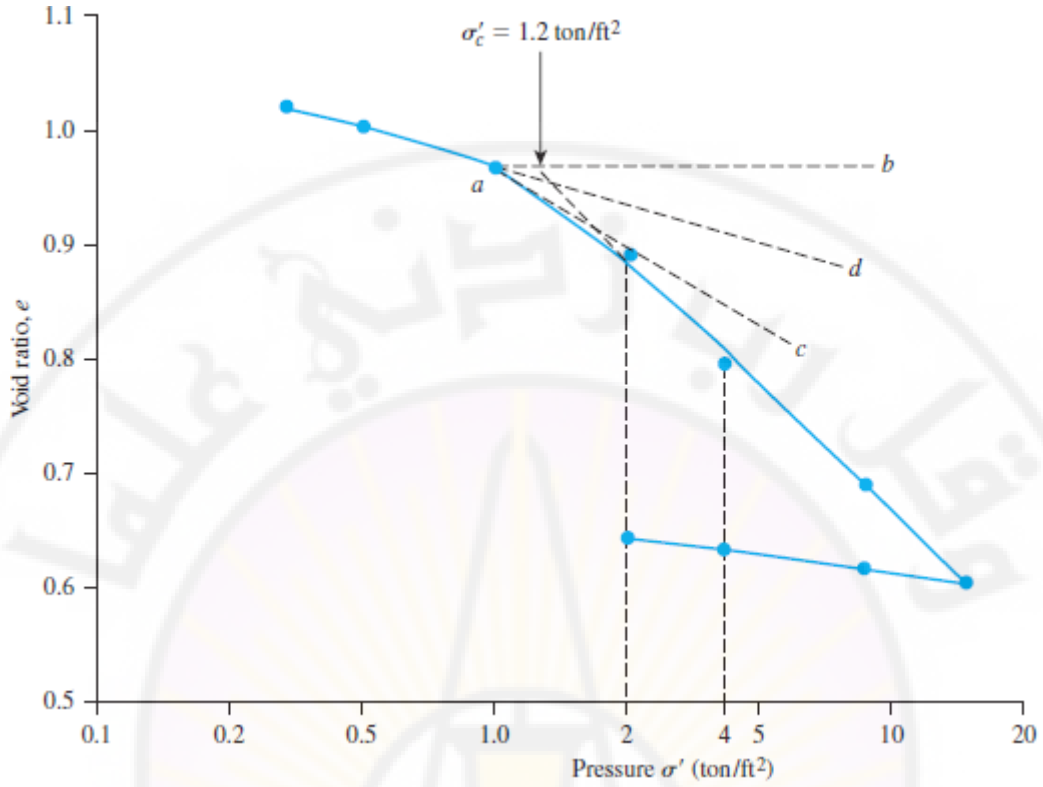
c. وبناءً على مخطط $e - \log \sigma'$ الوسطي، احسب معامل المسامية عند $\sigma_0' = 12\ \text{ton/ft}^2$.

الحل :

الجزء a :

من خلال معطيات التجربة نستطيع رسم مخطط $e - \log \sigma_0'$ والمبين في الشكل 17.11. حيث تم استخدام طريقة كازاغراندي التخطيطية لتحديد إجهاد سبق الإجهاد والتي وجدت تساوي إلى :

$$\sigma_c` = 1.2\ ton/ft^2$$



الشكل (17.11)

الجزء b :

من مخطط e – log σ′ ، ومن أجل حالات التحميل وإزالة التحميل، تم تحديد القيم التالية :

الحالة	e	الإجهادات الفعالة σ $(\frac{tom}{ft^2})$
تحميل	0.90	2
	0.80	4
إزالة الحمولة	0.67	2
	0.655	4

من أجل حالة التحميل :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} = \frac{0.9 - 0.8}{\log\left(\frac{4}{2}\right)} = \mathbf{0.33}$$

ومن أجل حالة إزالة التحميل :

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} = \frac{0.67 - 0.655}{\log\left(\frac{4}{2}\right)} = 0.05$$

$$\frac{C_s}{C_c} = \frac{0.05}{0.33} = \mathbf{0.15}$$

الجزء C :

$$C_C = \frac{e_1 - e_3}{\log \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}}$$

نعلم أن $e_1 = 0.9$ عند $\sigma'_1 = 2\ \text{ton/ft}^2$ و (الجزء b) $C_c = 0.33$. لنعتبر أن :

$\sigma'_3 = 12\ \text{ton/ft}^2$ ، لذلك :

$$0.33 = \frac{0.9 - e_3}{\log\left(\frac{12}{2}\right)}$$

$$e_3 = 0.9 - 0.33 \log\left(\frac{12}{2}\right) = \mathbf{0.64}$$

المثال 4.11 :

لمقطع التربة الموضح بالشكل 18.11. وفي حال كان الحمل المطبق على سطح التربة موزع بانتظام قيمته $\Delta\sigma$ ، ما هو هبوط طبقة الغضار نتيجة الانضغاط الأولي في حال :

a. الغضار منضغط طبيعياً .

b. إجهاد سبق الانضغاط $(\sigma'_c) = 190\ \text{kN/m}^2$.

c. $\sigma_c' = 170\ \text{kN/m}^2$.

استخدم $C_s \approx \frac{1}{6} C_c$.

الحل :

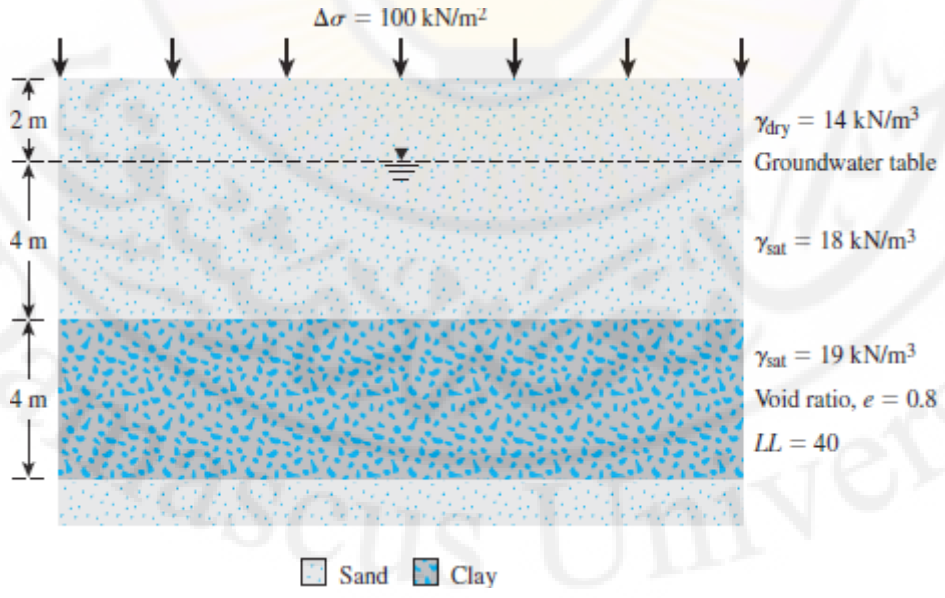
الجزء a :

الإجهاد الفعال المتوسط عند وسط طبقة الغضار والناتج من الوزن الذاتي للتربة هو :

$$\sigma_o' = 2\gamma_{dry} + 4[\gamma_{sat(sand)} - \gamma_w] + \tfrac{4}{2}[\gamma_{sat(clay)} - \gamma_w]$$
$$\sigma_o' = (2)(14) + 4(18 - 9.81) + 2(19 - 9.81) = 79.14\ \text{kN/m}^2$$

من المعادلة (31.11)، نستطيع حساب الهبوط الأولي باعتبار الغضار منضغط طبيعياً:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma'}{\sigma_o'}\right)$$



الشكل (18.11)

من المعادلة (35.11) نستطيع حساب C_c :

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

لذلك فإن قيمة الهبوط الأولي تكون مساوية إلى :

$$S_c = \frac{(0.27)(4)}{1 + 0.8} \log\left(\frac{79.14 + 100}{79.14}\right) = 0.213 \text{ m} = \mathbf{213 \text{ mm}}$$

الجزء b :

نقوم بحساب قيمة الاجهاد المطبق $\sigma_0' + \Delta\sigma'$ ونقارنه مع القيمة σ_c' سنجد ما يلي :

$$\sigma'_O + \Delta\sigma' = 79.14 + 100 = 179.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_c = 190 \text{ kN/m}^2$$

ولأن $\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c$ ، نستطيع استخدام المعادلة (33.11) لحساب الهبوط الأولي :

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_O} \log\left(\frac{\sigma'_O + \Delta\sigma'}{\sigma'_O}\right)$$

$$C_s = \frac{C_c}{6} = \frac{0.27}{6} = 0.045$$

$$S_c = \frac{(0.045)(4)}{1 + 0.8} \log\left(\frac{79.14 + 100}{79.14}\right) = 0.036 \text{ m} = \mathbf{36 \text{ mm}}$$

الجزء C :

هنا نعود ونحسب القيمة $\sigma_0' + \Delta\sigma'$ ونقارنها مع القيمة المعطاه σ_c' سنجد أن :

$$\sigma'_o = 79.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 179.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_c = 170 \text{ kN/m}^2$$

ولأن $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma'$ ، سنقوم باستخدام المعادلة (34.11) لحساب الهبوط الأولي :

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$
$$= \frac{(0.045)(4)}{1.8} \log \left(\frac{170}{79.14} \right) + \frac{(0.27)(4)}{1.8} \log \left(\frac{179.14}{170} \right)$$
$$\approx 0.0468 \text{ m} = \mathbf{46.8 \text{ mm}}$$

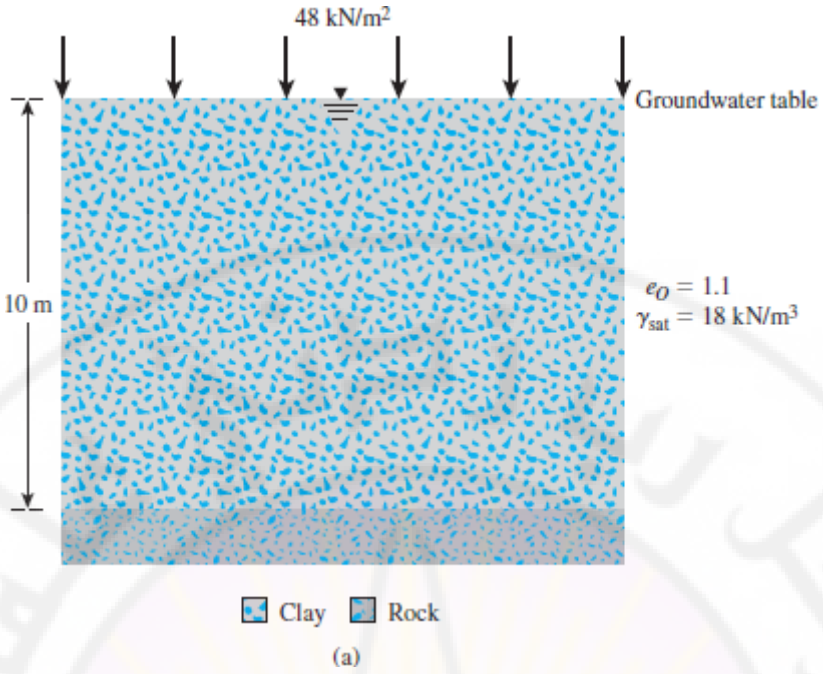
المثال 11.5 :

لدينا مقطع تربة موضح بالشكل 11.19a. تجارب الانضغاطية المخبرية تم إجراءها على عينة تم جمعها من وسط طبقة غضارية. منحني الانضغاط الحقلي الناتج من نتائج التجارب المخبرية مبين في الشكل 11.19b . والمطلوب حساب الهبوط الحقلي نتيجة الانضغاط الأولي نتيجة لتطبيق حمولة بقيمة 48 kN/m^2 على سطح التربة.

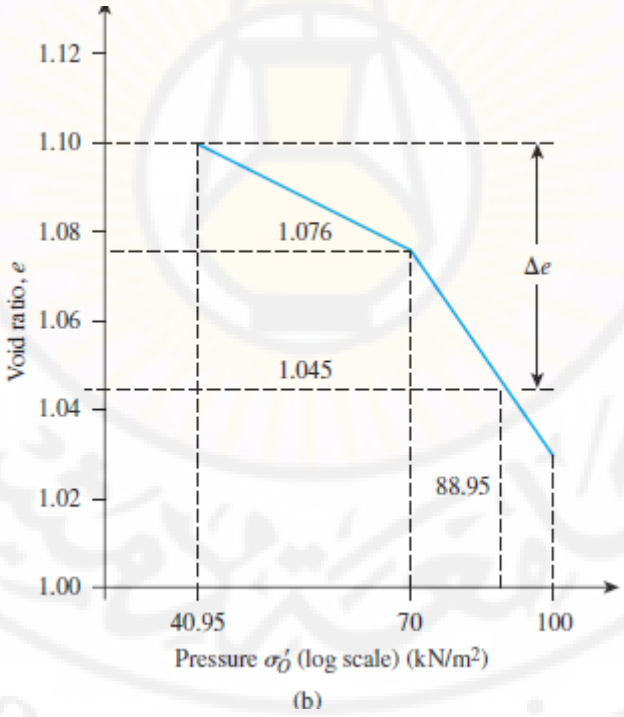
الحل :

سنقوم بحساب الاجهاد عند منتصف طبقة الغضار والناتج من الوزن الذاتي للتربة فوق النقطة الاقعة في منتصف طبقة الغضار ونضيف إليها الجهاد المطبق على سطح التربة فنجد :

$$\sigma'_O = (5)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = 5(18.0 - 9.81)$$
$$= 40.95 \text{ kN/m}^2$$
$$e_O = 1.1$$
$$\Delta\sigma' = 48 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_O + \Delta\sigma' = 40.95 + 48 = 88.95 \text{ kN/m}^2$$



الشكل (19.11 a)



الشكل (19.11 b)

معامل المسامية الموافق للقيمة $88.95\ kN/m^2$ (انظر الشكل 11.19b) هي 1.045 ، لذلك فإن $\Delta e = 1.1 - 1.045 = 0.055$. ولدينا :

$$\text{Settlement } (S_c) = H\frac{\Delta e}{1 + e_o} \qquad \text{[Eq. (11.29)]}$$

لذلك يمكننا حساب الهبوط الأولي من العلاقة :

$$S_c = 10\frac{(0.055)}{1 + 1.1} = 0.262 \text{ m} = \mathbf{262 \text{ mm}}$$

11.11 هبوط الانضغاطية الثاني

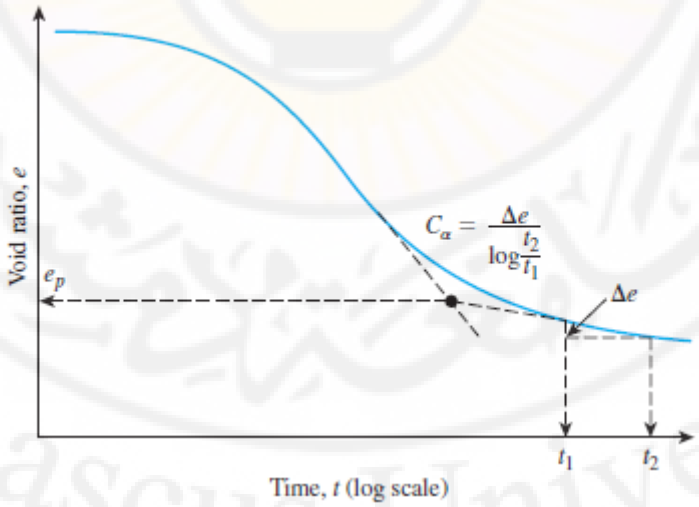
Secondary Consolidation Settlement

الفقرة 4.11 أظهرت أنه في نهاية الانضغاط الأولي (والذي يكون بعد تلاشي كامل لضغط الماء المسامي) يحصل بعض الهبوط بسبب إعادة التموضع اللدن لحبيبات التربة. إن مرحلة الانضغاط هذه تسمى **بالانضغاط الثاني**. خلال الانضغاط الثاني يكون مخطط تغير التشوه مقابل لوغاريتم الزمن عملياً ذو سلوك خطي (انظر الشكل 8.11). كما أن تغير معامل المسامية e مع الزمن t من أجل زيادة حمل معطاة وثابته خلال الزمن t ستكون مشابه للسلوك المبين في الشكل 8.11، هذا التغير موضح في الشكل 20.11. من هذا الشكل نستطيع أن نحسب ما نسميه بمعامل الانضغاط الثاني وذلك وفق العلاقة التالية :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \qquad \textbf{(43.11)}$$

حيث :

C_α = معامل الانضغاط الثاني، Δe = تغير معامل المسامية، t_1, t_2 = الزمن .



الشكل 20.11 : تغير e مع log t تحت زيادة حمل معطاة وثابته خلال زمن القياس لتغير قيم معامل المسامية ويظهر تعريف معامل الانضغاط الثاني.

قيمة الانضغاط الثاني يمكن حسابه من العلاقة :

$$S_s = C'_\alpha H \, log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \qquad \textbf{(44.11)}$$

أو من العلاقة :

$$C'_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1+e_P} \qquad \textbf{(45.11)}$$

حيث e_p = معامل المسامية في نهاية الانضغاط الأولي (انظر الشكل 20.10).

H = سماكة الطبقة الغضارية.

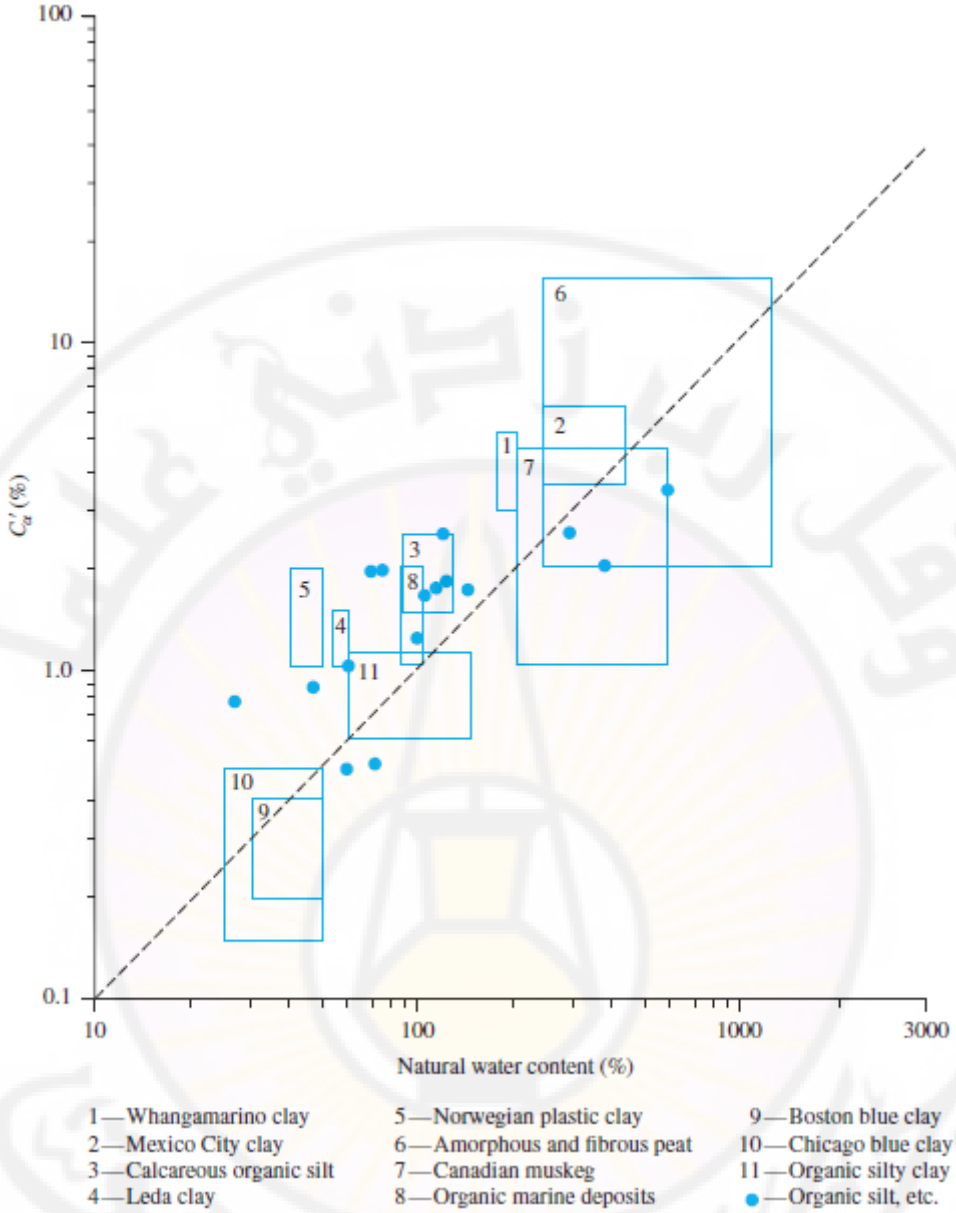
القيمة العامة للمتغير C_{α}' كما لوحظ لمختلف الترب الطبيعية (أيضاً انظر الشكل 21.11) هي كالتالي:

- غضار مسبق الانضغاط = 0.001 أو أقل .
- غضار منضغط طبيعياً= 0.005 إلى 0.03 .
- الترب العضوية = 0.04 أو أكثر.

صنف Mersri and Godlewski (1977) النسبة C'_{α}/C_c لعدة ترب غضارية. ومن هذا الدراسة، تبين أن النسبة C'_{α}/C_c تتغير وفق ما يلي :

- للترب الغضارية اللاعضوية والسلتية $\approx 0.04 \pm 0.01$.
- للترب الغضارية العضوية والسلتية $\approx 0.05 \pm 0.01$
- للخث $\approx 0.075 \pm 0.01$.

هبوط الانضغاطية الثاني هو أكثر أهمية من هبوط الانضغاطية الأولي في الترب العضوية والترب اللاعضوية العالية الانضغاط. في الترب اللاعضوية العالية الانضغاط الغضارية، نجد أن معامل الانضغاط الثاني يكون صغير جداً وأقل أهمية عملياً.



الشكل (21.11) : القيمة العامة للمتغير C_α' كما لوحظ لمختلف الترب الطبيعية

المثال 6.11 :

من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً في الحقل، تعطى القيم التالية:

- سماكة الطبقة الغضارية = 8.5 ft.
- معامل المسامية $(e_0) = 0.8$.
- معامل الانضغاط $(c_c) = 0.28$.
- الضغط الفعال المتوسط على الطبقة الغضارية $(\sigma_0') = 2650\ \text{lb/ft}^2$.
- $\Delta\sigma' = 970\ \text{lb/ft}^2$.
- معامل الانضغاط الثانوي $(C_\alpha) = 0.02$.

ما هو هبوط الانضغاط الكلي للطبقة الغضارية بعد خمس سنوات من اكتمال الهبوط الأولي؟

(ملاحظة: وقت اكتمال الهبوط الأولي يكون بعد 1.5 سنة.

الحل :

من المعادلة (11.45) :

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

قيمة e_p يمكن حسابها من العلاقة :

$$e_p = e_o - \Delta e_{\text{primary}}$$

وبدمج المعادلات (29.11) و (30.11) يمكن إيجاد قيمة تغير معامل المسامية :

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) = 0.28 \log\left(\frac{2650 + 970}{2650}\right) = 0.038$$

وعليه فإن قيمة الهبوط الأولي نستطيع حسابها من خلال العلاقة التالية:

$$S_c = \frac{\Delta e H}{1 + e_o} = \frac{(0.038)(8.5 \times 12)}{1 + 0.8} = 2.15 \text{ in.}$$

ومعلوم لدينا أن $e_0 = 0.8$ ، وبالتالي نستطيع حساب قيمة e_p:

$$e_p = 0.8 - 0.038 = 0.762$$

لذلك :

$$C'_\alpha = \frac{0.02}{1 + 0.762} = 0.011$$

من المعادلة (11.44) :

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0.011)(8.5 \times 12) \log\left(\frac{5}{1.5}\right) \approx 0.59 \text{ in.}$$

وعليه فإن هبوط الانضغاط الكلي = هبوط الانضغاط الأولي (S_c) + هبوط الانضغاط الثاني(S_s) . لذلك نجد أن قيمة هبوط الانضغاط الكلي هو :

هبوط الانضغاط الكلي = 2.15+0.59 = 2.74 in .

12.11 زمن الانضغاط

Time Rate of Consolidation

الهبوط الكلي نتيجة الانضغاط الأولي والناتج عن زيادة في الإجهاد على طبقة التربة يمكن حسابه من خلال استخدام واحدة من ثلاث معادلات : (31.11)،(33.11) ،(34.11) ، المعطاة في الفقرة 8.11. ولكن هذه المعادلات لا تعطي أية معلومات بالنسبة لسرعة الهبوط الأولي. قدم ترزاكي (1925) النظرية الأولي لأخذ سرعة الهبوط للانضغاط أحادي البعد للترب الغضارية المشبعة.

إن الاستنتاج الرياضي لهذا الأمر مبني على الافتراضات الست التالية :

(أنظر أيضاً Taylor) ،(1948) :

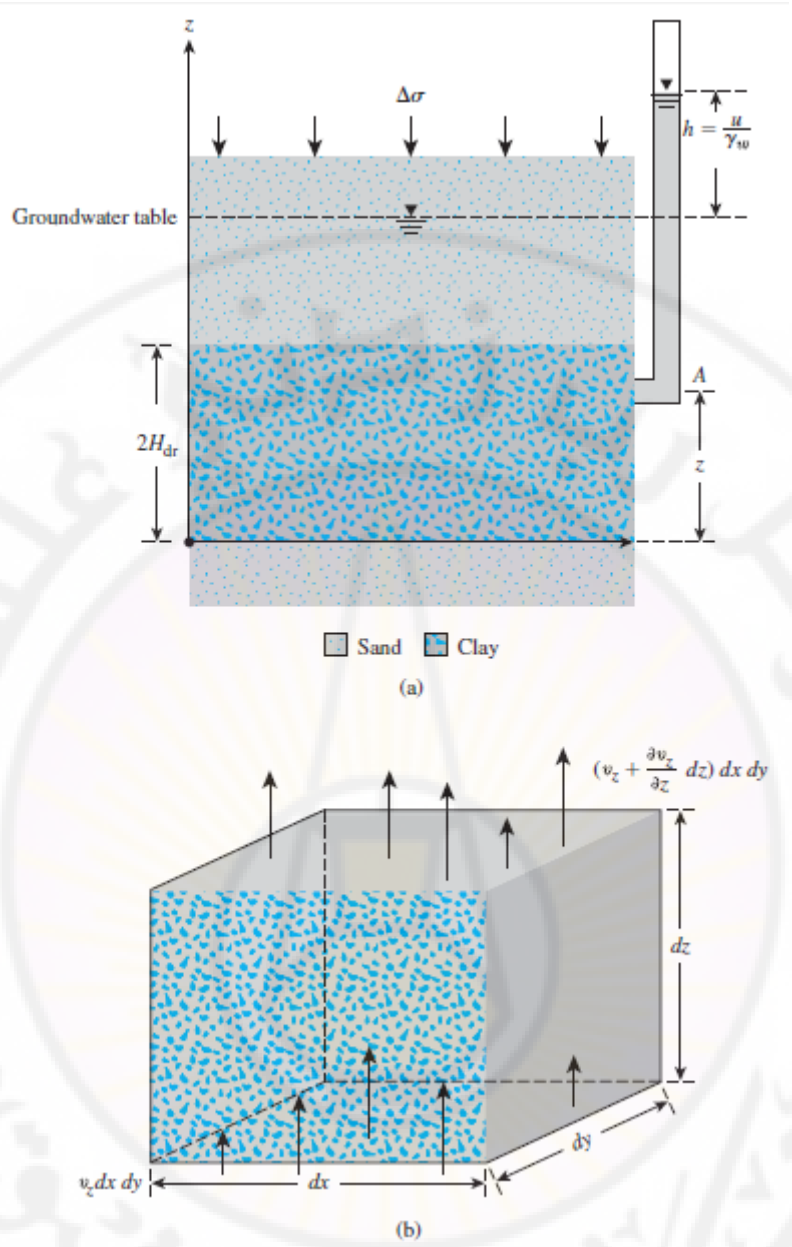
1. منظومة الغضار مع الماء هي منظومة متجانسة.
2. الإشباع كامل.
3. قابلية الانضغاط للماء مهملة.
4. قابلية الانضغاط لحبيبات التربة هي مهملة (عدا إعادة ترتيب حبيبات التربة).
5. تدفق الماء سيكون في اتجاه واحد فقط (وهو اتجاه الانضغاط).
6. قانون دارسي صالح للاستخدام.

الشكل 11.22a يظهر طبقة تربة غضارية بسماكة $2H_{dr}$ (ملاحظة: H_{dr} = طول مسار التصريف الأعظمي) وبحسب الشكل نجد أن الغضار متوضع بين طبقتين من رمل عالي النفوذية. وعند تعرض طبقة الغضار هذه معرضة إلى زيادة في الإجهاد $\Delta\sigma$ ، سنجد أن ضغط الماء المسامي عند أي نقطة A في الطبقة الغضارية سوف يزداد. وبحسب فرضية الانضغاط أحادي البعد، سوف يخرج الماء بالاتجاه الشاقولي فقط وباتجاه الطبقة الرملية.

الشكل 11.22b يظهر تدفق الماء خلال عنصر موشوري عند A. من أجل عنصر التربة المبين نجد أن :

سرعة تغير الحجم = سرعة الماء الداخل – سرعة الماء الخارج

لذلك :



الشكل 22.11 : (a) الطبقة الغضارية المعرضة للانضغاط، (b) جريان الماء عند A خلال الانضغاط.

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx\, dy - v_z\, dx\, dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

حيث V = حجم عنصر التربة، v_z = سرعة الجريان باتجاه z ،

وبإصلاح المعادلة السابقة نجد أن :

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx\, dy\, dz = \frac{\partial V}{\partial t} \qquad \textbf{(46.11)}$$

وباستخدام قانون دارسي ، نجد :

$$v_z = ki = -k\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_\omega}\frac{\partial u}{\partial z} \qquad \textbf{(47.11)}$$

حيث u = الزيادة في ضغط الماء المسامي نتيجة الزيادة في الإجهاد .

ومن المعادلات (46.11) و (47.11) نستطيع كتابة :

$$-\frac{k}{\gamma_\omega}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx\,dy\,dz}\frac{\partial V}{\partial t} \qquad \textbf{(48.11)}$$

خلال الانضغاط، لدينا أن سرعة تغير الحجم لعنصر التربة هو مساوي لسرعة تغير حجم الفراغات في هذا العنصر. لذلك :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s\frac{\partial e}{\partial t} + e\frac{\partial V_s}{\partial t} \qquad \textbf{(49.11)}$$

حيث V_s = حجم الأجزاء الصلبة، V_v = حجم الفراغات.

لكن (بافتراض أن حجم الأجزاء الصلبة هو غير قابل للانضغاط) سيكون لدينا :

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

و عليه :

$$V_s = \frac{V}{1+e_o} = \frac{dx\,dy\,dz}{1+e_o}$$

وبتعويض $\partial V_s/\partial t$ و V_s في المعادلة (49.11) سنجد العلاقة :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx\,dy\,dz}{1+e_0}\frac{\partial e}{\partial t} \qquad \textbf{(50.11)}$$

حيث e_0 = معامل المسامية الابتدائي.

وبدمج المعادلتين (48.11) و (50.11) نحصل على :

$$-\frac{k}{\gamma_\omega}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0}\frac{\partial e}{\partial t} \qquad \textbf{(51.11)}$$

ونعلم أن تغير معامل المسامية هو نتيجة الزيادة في الإجهادات الفعالة (بالتالي نقصان بضغط الماء المسامي). وبافتراض أن العلاقة خطية، لدينا :

$$\partial e = a_v \partial(\Delta\sigma') = -a_v \partial u \qquad \textbf{(52.11)}$$

حيث $\partial(\Delta\sigma')$ = التغير في الإجهاد الفعال، a_v = معامل الانضغاطية (a_v يمكن أن نعتبره ثابت من أجل مجال ضيق لزيادة الإجهاد).

وبدمج المعادلات (51.11) و (52.11) يمكننا أن نحصل العلاقة :

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1+e_o}\frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

حيث :

m_v = معامل انضغاط الحجم ومنه لدينا العلاقة (53.11) وهي :

$$m_v = Coefficient\ of\ volume\ compressibility = a_v/(1+e_0) \qquad \textbf{(53.11)}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$$

أو :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad \textbf{(54.11)}$$

حيث :

$$C_v = \text{C}oefficient\ of\ consolidation = k/(\gamma_\omega m_v) \qquad \textbf{(55.11)}$$

لذلك:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_\omega m_v} = \frac{k}{\gamma_\omega\left(\frac{a_v}{1+e_0}\right)} \qquad \textbf{(56.11)}$$

المعادلة (54.11) هي المعادلة التفاضلية الأساسية لنظرية ترزاكي للانضغاطية ويمكن حلها باستخدام الشروط الحدية التالية :

$$z = 0, \quad u = 0$$
$$z = 2H_{dr}, \quad u = 0$$
$$t = 0, \quad u = u_O$$

وبالتالي يعطي الحل من خلال تحويلا لابلاس كمل يلي :

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right)\right] e^{-M^2 T_v} \qquad \textbf{(57.11)}$$

حيث m = مكامل.

$$. \ M = (\pi/2)(2m + 1)$$

u_0 = ضغط الماء المسامي الابتدائي.

حيث أن T_v يمثل معامل الزمن أو ثابت الزمن ويعطى بالعلاقة :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2 dr} = time\ factor \qquad \textbf{(58.11)}$$

إن معامل الزمن هو عدد لا بعدي .

بسبب أن الانضغاطية تستمر من خلال تلاشي ضغط الماء المسامي، فإن درجة الانضغاطية عند مسافة z من سطح الطبقة الغضارية وعند أي زمن t تعطى بالعلاقة التالية :

$$U_z = \frac{U_0 - U_z}{U_0} = 1 - \frac{U_z}{U_0} \qquad \textbf{(59.11)}$$

حيث u_z = ضغط الماء المسامي عند الزمن t .

المعادلات (57.11) و (59.11) يمكن أن ندمجها لنوجد درجة الانضغاطية عند أي عمق z. وهذا ما هو مبين في الشكل 23.11 .

أما درجة الانضغاط المتوسطة من أجل كامل عمق الطبقة الغضارية عند أي زمن t يمكن أن نكتبها من خلال مفهوم المعادلة (59.11) بالشكل :

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_c} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} U_z \, dz}{U_0} \qquad \textbf{(60.11)}$$

حيث U = درجة الانضغاط الوسطى.

$S_c(t)$ = هبوط الطبقة عند الزمن t .

S_c = الهبوط النهائي لطبقة التربة من الانضغاط الأولي .

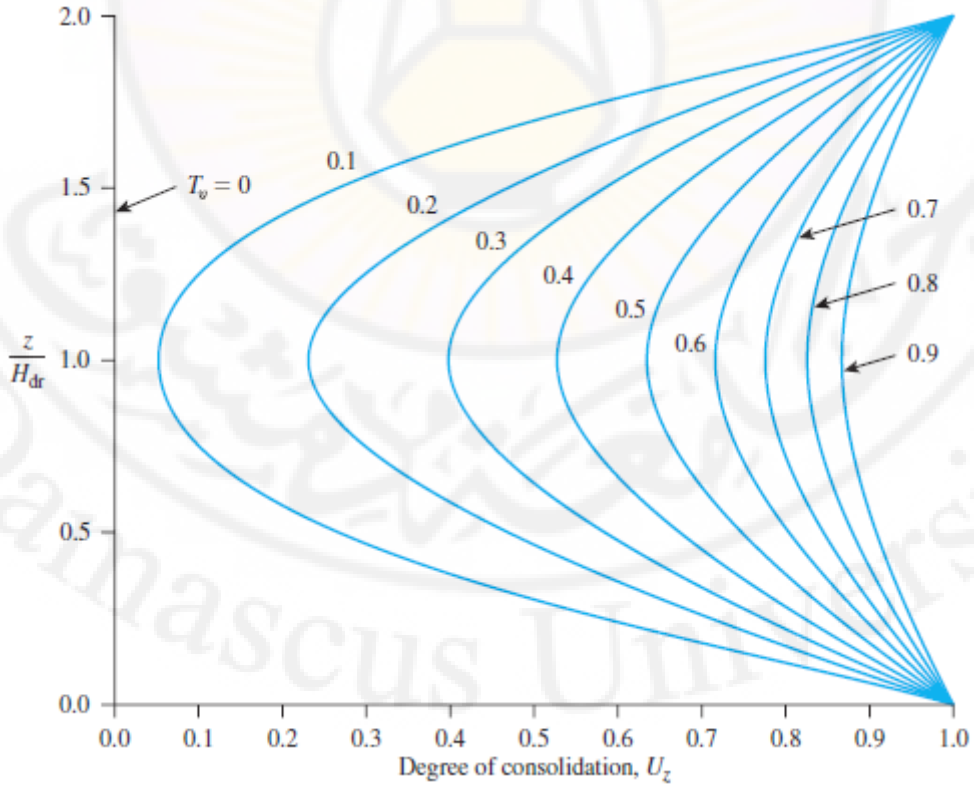
بتعويض تعبير u_z المعطى في المعادلة (57.11) في المعادلة (60.11) نحصل على درجة الانضغاط الوسطي وهي :

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \qquad \textbf{(61.11)}$$

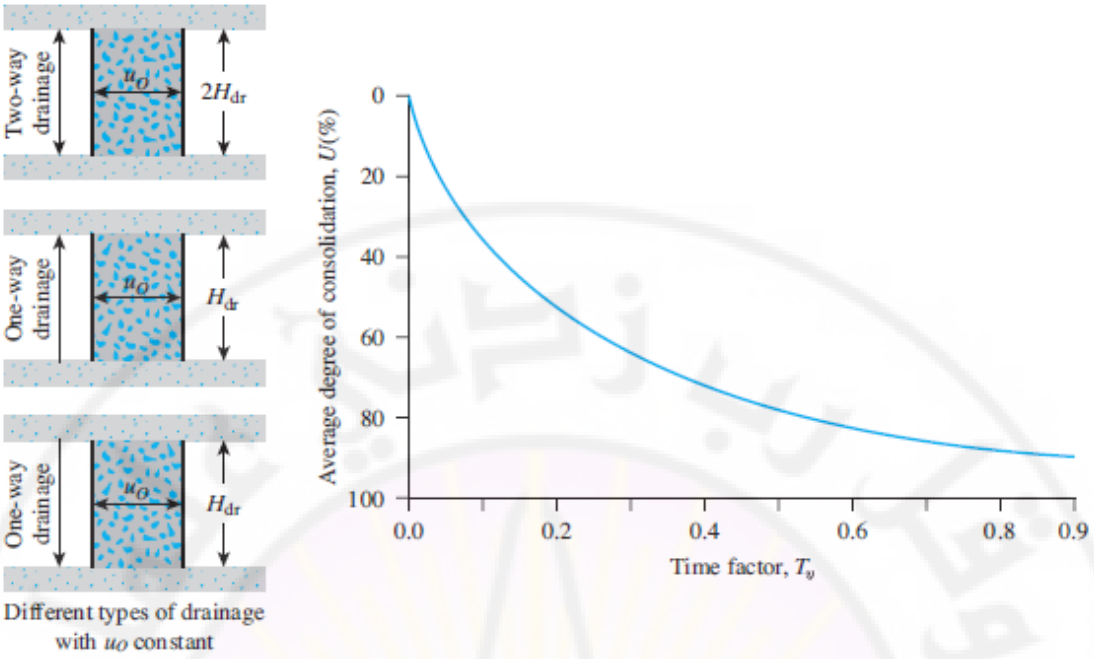
إن تغيرات درجة الإنضغاط مع عامل الزمن الابعدي مبينة في الشكل (24.11). في هذا الشكل، نلاحظ أن ضغط الماء المسامي الإبتدائي u_0 ثابت لكامل الطبقة. إن عامل الزمن وما يقابله من درجة الإنضغاط المبينة في الشكل (24.11) محسوبة من خلال العلاقات التقريبية التالية :

$$For\ U = 0\ to\ 60\%\ ,\ T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \qquad (62.11)$$

$$For\ U > 60\%,\ \ T_v = 1.781 - 0.933\ \log(100 - U\%) \qquad \textbf{(63.11)}$$



الشكل 23.11 : تغير U_z مع T_v و Z/H_{dr} .



الشكل 24.11 : تغير درجة الانضغاط الوسطى مع معامل الزمن T_v (u_0 ثابت مع العمق).

الجدول 8.11 يعطي تغير T_V مع U بناءً على المعادلات (62.11) و (63.11) .

الجدول (8.11) : تغير T_v مع U بناءً على المعادلات (62.11) و (63.11)

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	26	0.0531	52	0.212	78	0.529
1	0.00008	27	0.0572	53	0.221	79	0.547
2	0.0003	28	0.0615	54	0.230	80	0.567
3	0.00071	29	0.0660	55	0.239	81	0.588
4	0.00126	30	0.0707	56	0.248	82	0.610
5	0.00196	31	0.0754	57	0.257	83	0.633
6	0.00283	32	0.0803	58	0.267	84	0.658
7	0.00385	33	0.0855	59	0.276	85	0.684
8	0.00502	34	0.0907	60	0.286	86	0.712
9	0.00636	35	0.0962	61	0.297	87	0.742
10	0.00785	36	0.102	62	0.307	88	0.774
11	0.0095	37	0.107	63	0.318	89	0.809
12	0.0113	38	0.113	64	0.329	90	0.848
13	0.0133	39	0.119	65	0.304	91	0.891
14	0.0154	40	0.126	66	0.352	92	0.938
15	0.0177	41	0.132	67	0.364	93	0.993
16	0.0201	42	0.138	68	0.377	94	1.055
17	0.0227	43	0.145	69	0.390	95	1.129
18	0.0254	44	0.152	70	0.403	96	1.219
19	0.0283	45	0.159	71	0.417	97	1.336
20	0.0314	46	0.166	72	0.431	98	1.500
21	0.0346	47	0.173	73	0.446	99	1.781
22	0.0380	48	0.181	74	0.461	100	∞
23	0.0415	49	0.188	75	0.477		
24	0.0452	50	0.197	76	0.493		
25	0.0491	51	0.204	77	0.511		

قدم Sivaram and Swamee (1977) المعادلة التالية من أجل U والتي تتغير من 0 % وحتى 100% وهي :

$$\frac{U\%}{100} = \frac{(4T_v/\pi)^{0.5}}{[1+(4T_v/\pi)^{2.8}]^{0.179}} \quad \textbf{(64.11)}$$

$$T_v = \frac{(\pi/4)(U\%/100)^2}{[1-(U\%/100)^{5.6}]^{0.357}} \quad \textbf{(65.11)}$$

المعادلة (64.11) و (65.11) تعطي خطأ في T_V أقل من 1% من أجل :

$0\% < U < 90\%$ وأقل من 3% من أجل $90\% < U < 100\%$.

المثال 7.11 :

إذا كان الزمن اللازم للانضغاط بنسبة 50% من أجل طبقة تربة غضارية سماكتها 25 mm (مصرفة من الأعلى والأسفل) في المخبر هو :

2 min. 20 sec. فما هي المدة اللازمة (بالأيام) لطبقة غضارية بسماكة 3 m لنفس الغضار السابق في الحقل تحت نفس الزيادة في الضغط حتى تصل إلى نسبة 50% انضغاط؟ حيث في الحقل ، هناك طبقة صخرية في أسفل الغضار.

الحل :

من معطيات المسألة نستطيع أن نكتب :

$$T_{50} = \frac{c_v t_{\text{lab}}}{H^2_{\text{dr(lab)}}} = \frac{c_v t_{\text{field}}}{H^2_{\text{dr(field)}}}$$

وبالتالي وبما أن نوع التربة نفسه فإن :

$$\frac{t_{\text{lab}}}{H^2_{\text{dr(lab)}}} = \frac{t_{\text{field}}}{H^2_{\text{dr(field)}}}$$

$$\frac{140\,\text{sec}}{\left(\frac{0.025\,\text{m}}{2}\right)^2} = \frac{t_{\text{field}}}{(3\,\text{m})^2}$$

$$t_{\text{field}} = 8{,}064{,}000\,\text{sec} = \mathbf{93.33\ days}$$

المثال 8.11 :

بالإشارة إلى المثال 7.11. ما هي المدة (بالأيام) التي سوف تأخذها الطبقة في الحقل حتى تصل إلى نسبة 30% انضغاط أولي ؟ استخدم المعادلة (62.11) .

الحل :

من المعادلة (62.11) وهي :

$$\frac{c_v t_{\text{field}}}{H^2_{\text{dr(field)}}} = T_v \propto U^2$$

لذلك:

$$t \propto U^2$$
$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

أو :

$$\frac{93.33\,\text{days}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2}$$
$$t_2 = \mathbf{33.6\ days}$$

المثال 9.11 :

لدينا طبقة غضار مشبع بسماكة 3 m واقعة بين طبقتين نفوذتين (تصريف مزدوج). هذه الطبقة معرضة لحمل موزع بانتظام. وبعد انقضاء 90% من الهبوط الأولي خلال 75 يوم. المطلوب إيجاد معامل الانضغاط للغضار لمجال الضغط الذي تتعرض له.

الحل:

لدينا العلاقة :

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

ولأن الطبقة الغضارية لها طريقين للتصريف فإن :

$H_{dr} = 3m\ /2\ = 1.5\ m$.

أيضاً، $T_{90} = 0.848$ (انظر الجدول 8.11). لذلك:

$$0.848 = \frac{c_v(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$
$$c_v = \frac{0.848 \times 2.25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = \mathbf{0.00294\ cm^2/sec}$$

المثال 10.11 :

من أجل عينة مخبرية غضارية منضغطة طبيعياً مصرفة بالاتجاهين، يعطى التالي :

- $e = e_0 = 1.1$ $\quad \sigma_0' = 3000\,\frac{lb}{ft^2}$
- $e = 0.9$ $\quad \sigma_0' + \Delta\sigma' = 6000\,\frac{lb}{ft^2}$
- سماكة العينة الغضارية = 1 in .
- وقت الوصول ل 50% انضغاط = 2 min .

المطلوب :

a. حدد الناقلية الهيدروليكية (ft/min) للغضار من أجل مجال التحميل المعطى.

b. ما هي المدة (بالأيام) التي سوف تاخذها طبقة غضار بسماكة 6 ft في الحقل (مصرفة من طرف واحد) لتصل إلى نسبة 60% من الانضغاط؟

الحل :

الجزء a :

معامل الانضغاطية هو :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{\left(\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}\right)}{1 + e_{av}}$$

$$\Delta e = 1.1 - 0.9 = 0.2$$

$$\Delta \sigma' = 6000 - 3000 = 3000 \text{lb/ft}^2$$

$$e_{av} = \frac{1.1 + 0.9}{2} = 1.0$$

لذلك:

$$m_v = \frac{\frac{0.2}{3000}}{1 + 1.0} = 3.33 \times 10^{-5} \text{ft}^2/\text{lb}$$

ومن الجدول 8.11 ، من أجل U = 50% ، $T_v = 0.197$ ، نجد أن :

$$c_v = \frac{(0.197)\left(\frac{1}{2 \times 12}\right)^2}{2} = 1.71 \times 10^{-4}\text{ft}^2/\text{min}$$

$$k = c_v m_v \gamma_w = (1.71 \times 10^{-4}\text{ft}^2/\text{min})(3.33 \times 10^{-5}\text{ft}^2/\text{lb})(62.4\text{lb/ft}^3)$$

$$= \mathbf{3.55 \times 10^{-7}\,ft/min}$$

الجزء b :

$$T_{60} = \frac{c_v t_{60}}{H_{dr}^2}$$

$$t_{60} = \frac{T_{60} H_{dr}^2}{c_v}$$

من الجدول 8.11 ، من أجل U = 60% ، $T_v = 0.286$:

$$t_{60} = \frac{(0.286)(6)^2}{1.71 \times 10^{-4}} = 60{,}211\,\text{min} = \mathbf{41.8\ days}$$

13.11 معامل الانضغاطية

Coefficient of Consolidation

من خلال الدراسات تبين أن قيم معامل الانضغاطية C_V عادة تتناقص مع ازدياد قيم حد السيولة للتربة، كما أن مجال تغير قيم C_V من أجل حد سيولة معطى لتربة يكون واسعاً.

عند تطبيق زيادة في الحمل محدد وثابت على عينة تربة غضارية محددة، هناك طريقتان تخطيطيتان يمكن استخدامهما لتحديد C_V وذلك اعتماداً على تجارب الانضغاطية أحادية البعد المخبرية.

الطريقة الأولى هي طريقة لوغاريتم الزمن : هذه الطريقة مقدمة من قبل :

Casagrande and Fadum (1940)

الطريقة الثانية هي طريقة الجذر التربيعي للزمن : وهذه الطريقة مقدمة من قبل Taylor (1942).

حديثاً، تم تقديم على الأقل طريقتين أخرتين لتحديد C_V . هما :

- طريقة القطع الزائد المقدمة من قبل Sridharan and Prakash (1985)
- طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن log t المقدمة من قبل (Robinson and Allam 1996).

العملية العامة المتبعة لتحديد C_V من خلال هذه الطرق مشروحة في الفقرة التالية.

طريقة لوغاريتم الزمن

من أجل زيادة في الحمل ثابتة ومحددة لتجربة مخبرية،نجد أن مخطط تشوه العينة مقابل لوغاريتم الزمن يمكن التعبير عنه كما هو مبين في الشكل 25.11. أما المراحل اللازمة لتحديد c_v بحسب هذه الطريقة فهي :

الخطوة 1:

مدد جزء الخط المستقيم للانضغاط الأولي و الجزء المستقيم للإنضغاط الثاني حتى يتقاطعا في النقطة A. الإحداثي الرأسي للنقطة A يمثل نهاية الإنضغاط الأولي كاملاً أي : d_{100} والتي هي التشوه في نهاية % 100 من الانضغاط الأولي.

الخطوة 2:

إن بداية الجزء المنحني من مخطط التشوه مقابل log t تم تقريبه ليكون قطع مكافئ على مقياس حقيقي. اختار الزمنين t_1 و t_2 على هذا الجزء المنحني بحيث يكون $t_2 = 4t_1$. تقاطع الزمن t_1 مع المنحني هو في النقطة B وتقاطع الزمن t_2 مع المنحني هو في النقطة c. وليكن الفرق للتشوه الحاصل في العينة خلال الزمن $(t_2 - t_1)$ مساوي إلى x .

الخطوة 3:

نقوم بإضافة قيم x أخرى شاقولياً بدءاً من النقطة B، فنحصل على نقطة نرسم منها خط أفقي هو المستقيم DE. نقطة تقاطع هذا المستقيم مع المحور الشاقولي تمثل d_0 ، (والذي هو التشوه عند نسبة 0% انضغاط).

الخطوة 4 :

عند الحصول على النقطة d_0 و d_{100} ، نقوم بأخذ منتصف المسافة ما بينهما على المحور الشاقولي ونسميها d_{50} وهذه النقطة تمثل التشوه عند نسبة 50% من الانضغاط الأولي. نرسم منها خط مستقيم يتقاطع مع منحني الانضغاط بنقطة *F* . إن الإحداثي السيني للنقطة F على منحني الانضغاط يمثل الزمن الموافق t_{50} أي لنسبة هبوط 50 %.

الخطوة 5:

نعلم ومن أجل درجة انضغاط بمتوسط 50% أن قيمة عامل الزمن $T_v = 0.197$. (انظر الجدول 8.11)، لذلك:

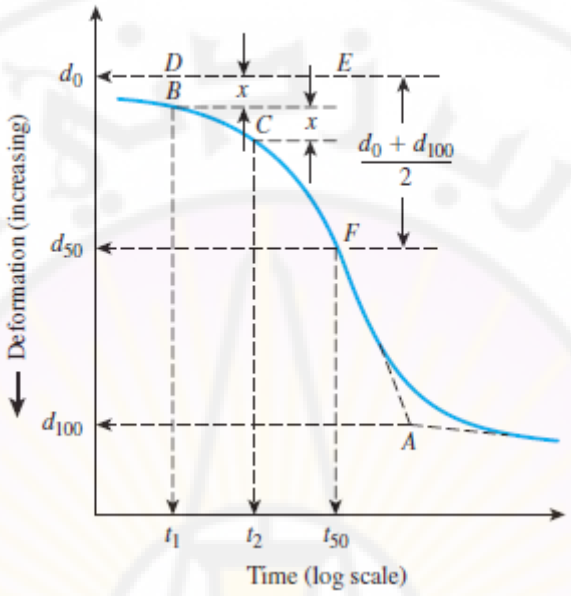
$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{\mathrm{dr}}^2}$$

أو :

$$C_v = \frac{0.197 {H_{dr}}^2}{t_{50}} \qquad \textbf{(66.11)}$$

حيث H_{dr} = المسار الأطول الوسطي للتصريف خلال الانضغاط.

من أجل العينات المصرف من الأعلى والأسفل، H_{dr} مساوي إلى نصف الارتفاع الوسطي للعينة خلال الانضغاط. من أجل العينات المصرفة من طرف واحد فقط، H_{dr} مساوية إلى متوسط ارتفاع العينة خلال الانضغاط.



الشكل 25.11 :طريقة لوغاريتم الزمن لتحديد معامل الانضغاطية.

طريقة الجذر التربيعي للزمن

في طريقة الجذر التربيعي للزمن، يتم رسم مخطط التشوه مقابل الجذر التربيعي للزمن من أجل الزيادة في التحميل قيد الدراسة (الشكل 26.11) . أما الخطوات اللازمة فهي :

الخطوة 1 : إن المنحني المرسوم يوضح وجود جزء مستقيم له منذ البداية. نأخذ هذا الجزء المستقيم ونمدده بالإتجاهين من خلال الخط AB المبين بالشكل (26.11). يتقاطع مع المحور الشاقولي بالنقطة A ومع المحور الافقي بالنقطة B.

الخطوة 2 : نقوم بقياس المسافة OB ونأخذ وعلى نفس المحور نأخذ مسافة مقدارها 1.15 X OB ، فنحصل على النقطة C بحيث $\overline{OC} = 1.15\ \overline{OB}$. نرسم الخط AC الذي يتقاطع مع منحني الانضغاط بالنقطة D. إن الإحداثي السيني للنقطة D، والتي هي تقاطع AC ومنحني الانضغاط، تعطي الجذر التربيعي للزمن عند 90% من الانضغاط $(\sqrt{t_{90}})$.

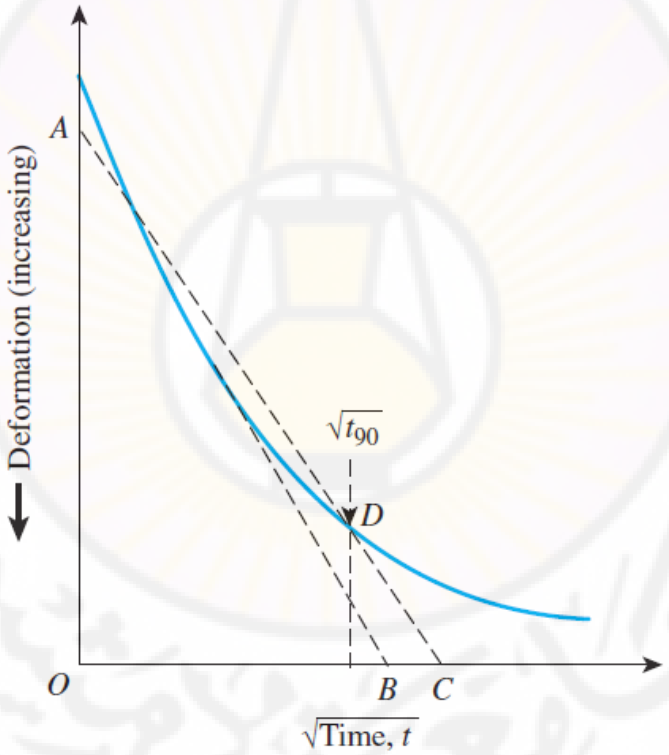
الخطوة 3 : نعلم ومن أجل 90% انضغاط ، فإن قيم عامل الزمن : $T_{90} = 0.848$ (انظر الجدول 8.11)، لذلك:

$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

أو :

$$C_v = \frac{0.848 H^2 dr}{t_{90}} \qquad \textbf{(67.11)}$$

H_{dr} في المعادلة (67.11) محددة بشكل مشابه للتي في طريقة لوغاريتم الزمن.



الشكل 26.11 : طريقة الجذر التربيعي للزمن الملائم .

طريقة القطع الزائد

في طريقة القطع الزائد، ينصح بعمل الخطوات التالية لتحديد c_v :

الخطوة 1 : تحديد الزمن t وتشوه العينة (ΔH) من تجربة الانضغاطية المخبرية.

الخطوة 2 : ارسم المخطط البياني لتغيرات قيم $t/\Delta H$ مقابل تغيرات قيم t كما في الشكل 27.11.

الخطوة 3 : حدد الجزء المستقيم bc وقم بتمديده حتى يتقاطع مع المحور $t/\Delta H$ في النقطة d. ونحدد على هذا المحور الجزء المحصور والمقدرة بالمسافة D.

الخطوة 4 : حدد m ميل الخط bc .

الخطوة 5 : حدد c_v كالتالي :

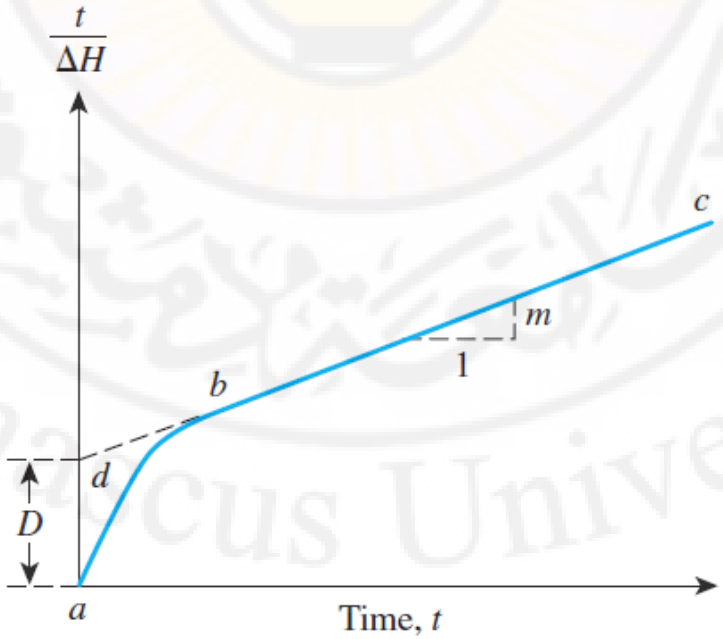
$$C_v = 0.3\left(\frac{mH^2 dr}{D}\right) \qquad \textbf{(68.11)}$$

لاحظ أنه لأن واحدة D هي (الوقت/المسافة) و واحدة m هي (الوقت/المسافة)/الزمن = (1/المسافة)، فإن واحدة c_v هي :

$$\frac{\left(\frac{1}{\text{length}}\right)(\text{length})^2}{\left(\frac{\text{time}}{\text{length}}\right)} = \frac{(\text{length})^2}{\text{time}}$$

طريقة القطع الزائد تعتبر بسيطة الاستخدام، وتعطي نتائج جيدة من أجل :

$U = 60$ إلى 90 %.

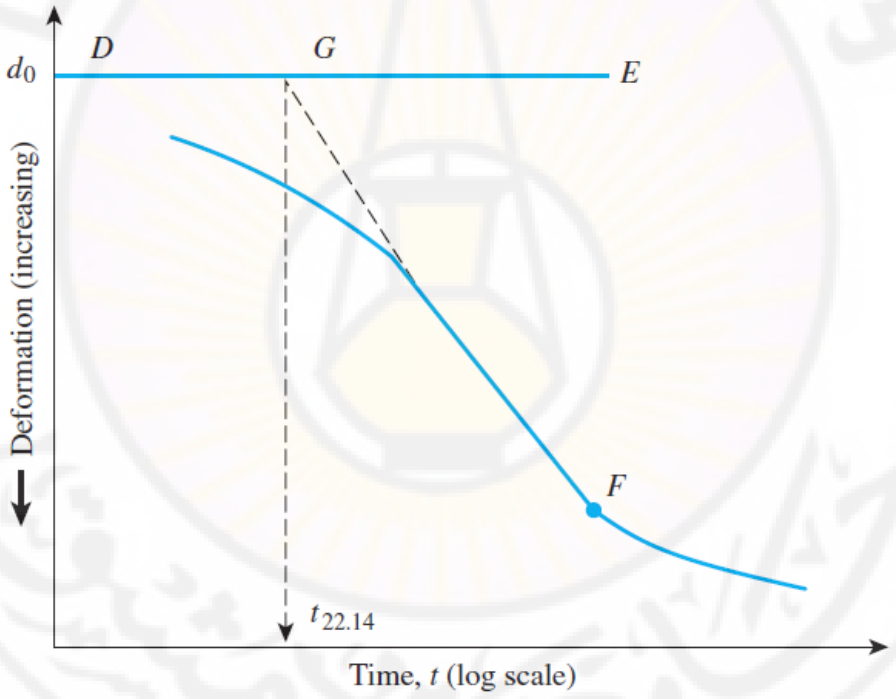


الشكل 27.11 : طريقة القطع الزائد لتحديد c_v

طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن

طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن هي امتداد لطريقة لوغاريتم الزمن، وهذه الطريقة مبنية على مخطط تشوه العينة مقابل تغيرات لوغاريتم الزمن المبينة في الشكل 28.11. وبناءً على هذه الطريقة، اتبع الخطوات 2 و 3 المشروحة لطريقة لوغاريتم الزمن لتحديد d_0. ارسم الخط الأفقي DE انطلاقاً من d_0. ثم ارسم مماس للمنحني إنطلاقاً من النقطة F والتي تمثل تغير الاتجاه للمنحني. يتقاطع المماس مع الخط DE عند النقطة G. من النقطة G نحدد الزمن t الموافقة لها، والذي هو الزمن عند $U = 22.14\%$. لذلك العلاقة :

$$C_v = \frac{0.0385\, H^2 dr}{t_{22.14}} \qquad \textbf{(69.11)}$$



الشكل 28.11 : طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن

في معظم الحالات، ومن أجل تربة معطاة ومجال ضغط محدد، نلاحظ أن قيمة c_v المحددة من طريقة لوغاريتم الزمن، تعطي أقل القيم. أما القيم الأعلى تؤخذ من طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن. والسبب الرئيسي لذلك هو أن طريقة الطور المبكر للوغاريتم الزمن تستخدم الجزء الأولي من منحني الانضغاطية، بينما طريقة لوغاريتم الزمن تستخدم الجزء الأسفل (الأخير) من منحني الانضغاطية. عندما يؤخذ الجزء الأسفل من منحني الانضغاط بعين الاعتبار، فإن تأثير الانضغاط الثاني يلعب دوراً في تحديد قيمة c_v. تم عرض هذه الحقيقة في العديد من الترب بالجدول 9.11.

تحريات عديدة أيضاً أظهرت أن قيم c_v المأخوذة من الحقل هي أعلى فعلياً من التي أخذت من التجارب والمستنتجة باستخدام طرق الاختبار التقليدية (والتي هي، طرق لوغاريتم الزمن والجذر التربيعي للزمن). وهذه النتائج أيضاً ظاهرة في الجدول 10.11 (حسب Leroueil)،(1988). لذلك، طرق الطور المبكر للوغاريتم الزمن ممكن أن تعطي قيم أكثر واقعية من الحقلية.

الجدول (9.11) : مقارنة بين قيم c_v محسوبة بطرق مختلفة

Soil	Range of pressure σ' (kN/m²)	$c_v \times 10^4$ cm²/sec: Logarithm-of-time method	Square-root-of-time method	Early stage log-t method
Red earth	25–50	4.63	5.45	6.12
	50–100	6.43	7.98	9.00
	100–200	7.32	9.99	11.43
	200–400	8.14	10.90	12.56
	400–800	8.10	11.99	12.80
Brown soil	25–50	3.81	4.45	5.42
	50–100	3.02	3.77	3.80
	100–200	2.86	3.40	3.52
	200–400	2.09	2.21	2.74
	400–800	1.30	1.45	1.36
Black cotton soil	25–50	5.07	6.55	9.73
	50–100	3.06	3.69	4.78
	100–200	2.00	2.50	3.45
	200–400	1.15	1.57	2.03
	400–800	0.56	0.64	0.79
Illite	25–50	1.66	2.25	2.50
	50–100	1.34	3.13	3.32
	100–200	2.20	3.18	3.65
	200–400	3.15	4.59	5.14
	400–800	4.15	5.82	6.45
Bentonite	25–50	0.063	0.130	0.162
	50–100	0.046	0.100	0.130
	100–200	0.044	0.052	0.081
	200–400	0.021	0.022	0.040
	400–800	0.015	0.017	0.022
Chicago clay (Taylor, 1948)	12.5–25	25.10	45.50	46.00
	25–50	20.10	23.90	31.50
	50–100	13.70	17.40	20.20
	100–200	3.18	4.71	4.97
	200–400	4.56	4.40	4.91
	400–800	6.05	6.44	7.41
	800–1600	7.09	8.62	9.09

*After a table from "Determination of Coefficient of Consolidation from Early Stage of Log t Plot," by R.G. Robinson and M.M Allam, 1996, Geotechnical Testing Journal, 19(3) pp. 316-320. Copyright ASTM INTERNATIONAL. Reprinted with permission.

الجدول (10.11) : قيم c_v المأخوذة من الحقل ومقارنتها مع القيم التي أخذت من التجارب والمستنتجة باستخدام طرق الاختبار التقليدية (والتي هي، طرق لوغاريتم الزمن والجذر التربيعي للزمن). (حسب Leroueil)،(1988)

Site	$c_{v(lab)}$ (m^2/sec)	$c_{v(in\ situ)}$ (m^2/sec)	$c_{v(in\ situ)}/c_{v(lab)}$	Reference
Ska-Edeby IV	5.0×10^{-9}	1.0×10^{-7}	20	Holtz and Broms (1972)
Oxford (1)			4–57	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Donnington			4–7	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Oxford (2)			3–36	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Avonmouth			6–47	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Tickton			7–47	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Over causeway			3–12	Lewis, Murray, and Symons (1975)
Melbourne			200	Walker and Morgan (1977)
Penang	1.6×10^{-8}	1.1×10^{-6}	70	Adachi and Todo (1979)
Cubzac B	2.0×10^{-8}	2.0×10^{-7}	10	Magnan, *et al.* (1983)
Cubzac C	1.4×10^{-8}	4.3×10^{-7}	31	Leroueil, Magnan, and Tavenas (1985)
A-64	7.5×10^{-8}	2.0×10^{-6}	27	Leroueil, Magnan, and Tavenas (1985)
Saint-Alban	1.0×10^{-8}	8.0×10^{-8}	8	Leroueil, Magnan, and Tavenas (1985)
R-7	6.0×10^{-9}	2.8×10^{-7}	47	Leroueil, Magnan, and Tavenas (1985)
Matagami	8.0×10^{-9}	8.5×10^{-8}	10	Leroueil, Magnan, and Tavenas (1985)
Berthierville		4.0×10^{-8}	3–10	Kabbaj (1985)

Damascus University

المثال 11.11 :

خلال تجربة الانضغاطية المخبرية، الزمن وقراءات المؤشر المأخوذة من خلال زيادة الإجهاد على عينة من القيمة $50\ kN/m^2$ وحتى القيمة $100\ kN/m^2$ معطاة في الجدول التالي :

Time (min)	Dial gauge reading (cm × 10^4)	Time (min)	Dial gauge reading (cm × 10^4)
0	3975	16.0	4572
0.1	4082	30.0	4737
0.25	4102	60.0	4923
0.5	4128	120.0	5080
1.0	4166	240.0	5207
2.0	4224	480.0	5283
4.0	4298	960.0	5334
8.0	4420	1440.0	5364

باستخدام طريقة لوغاريتم الزمن، حدد C_V. الارتفاع المتوسط للعينة خلال الانضغاط كان 2.2 cm وكان هناك مصرفين للعينة من الأعلى و من الأسفل.

الحل :

الشكل 29.11 يظهر مخطط شبه لوغاريتمي لقراءات المؤشر مقابل الزمن. من المخطط نأخذ : $t_1 = 0.1\ min$ ، $t_2 = 0.4\ min$ لتحديد d_0 .

وباتباع الخطوات المشروحة في الشكل 25.11 ، نجد أن : $t_{50} \approx 19\ min$.

ومن المعادلة (66.11) نستطيع حساب :

$$C_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} = \frac{0.197\left(\frac{2.24}{2}\right)^2}{19} = 0.013\,cm^2/min = \mathbf{2.17 \times 10^{-4}\,cm^2/sec}$$

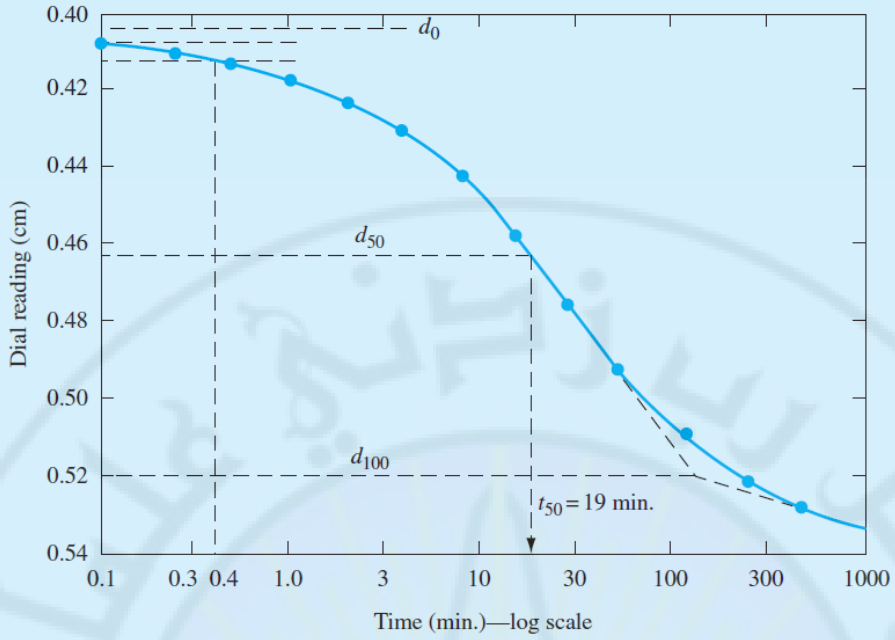

0.40
0.42
0.44
0.46
0.48
0.50
0.52
0.54
Dial reading (cm)
d_0
d_{50}
d_{100}
$t_{50} = 19$ min.
0.1
0.3
0.4
1.0
3
10
30
100
300
1000
Time (min.)—log scale

Figure 11.29

14.11 حساب هبوط الانضغاط تحت أساس:

الفصل 10 أظهر أن الزيادة في الإجهادات الشاقولية في التربة نتيجة حمل مطبق على مساحة محدودة يقل مع العمق z المقاس من سطح الأرض للأسفل. لذلك ولتقدير الهبوط الأحادي البعد لأساس، يمكن أن نستخدم المعادلات (31.11) و (33.11) أو (34.11). على كل، الزيادة في الإجهادات الفعالة $\Delta\sigma'$، في هذه المعادلات يجب أن تكون الزيادة المتوسطة في الضغط أسفل مركز الأساس. يمكن تحديد القيم باستخدام الخطوات المشروحة في الفصل 10.

بافتراض أن الضغط المتوسط يتغير بشكل قطع مكافئ، وباستخدام قاعدة سيمبسون، يمكن تقدير قيمة $\Delta\sigma'_{av}$ المكافئة كما يلي :

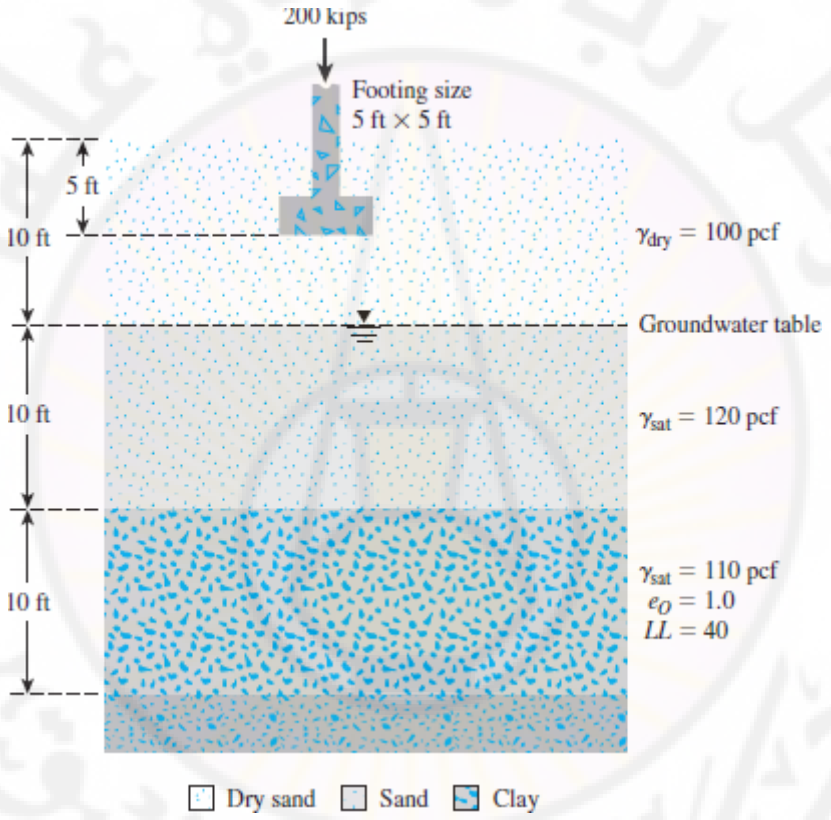
$$\Delta\sigma'_{aV} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6} \qquad \textbf{(70.11)}$$

حيث $\Delta\sigma'_t, \Delta\sigma'_m, \Delta\sigma'_b$ تمثل الزيادة في الإجهادات الفعالة عند أعلى ووسط واسفل الطبقة على التوالي.

المثال 12.11 :

احسب قيمة الهبوط الحاصلة لطبقة غضار بسماكة 10 ft (الشكل 30.11) والناتجة عن حمل منقول من أساس مربع طول ضلعه 5 ft .

الغضار منضغط طبيعياً. استخدم طريقة المتوسط الوزني (المعادلة 70.11) لحساب الزيادة المتوسطة للإجهادات الفعالة في الطبقة الغضارية.



الشكل (30.11)

الحل :

من أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً، من المعادلة (31.11) :

$$S_e = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}$$

where

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$

$$H = 10 \times 12 = 120 \text{ in.}$$

$$e_o = 1.0$$

$$\sigma'_O = 10 \text{ ft} \times \gamma_{dry(sand)} + 10 \text{ ft}[\gamma_{sat(sand)} - 62.4] + \frac{10}{2}[\gamma_{sat(clay)} - 62.4]$$

$$= 10 \times 100 + 10(120 - 62.4) + 5(110 - 62.4)$$

$$= 1814 \text{ lb/ft}^2$$

من المعادلة 11.70 :

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6}$$

$\Delta\sigma'_t, \Delta\sigma'_m, \Delta\sigma'_b$ اسفل مركز الأساس يمكن تحديدها من المعادلة (34.10) .

الآن يمكن تحضير الجدول التالي (ملاحظة: L/B = 5/5 = 1) :

m_1	z (ft)	$b = B/2$ (ft)	$n_1 = z/b$	q (kip/ft^2)	I_4	$\Delta\sigma' = qI_4$ (kip/ft^2)
1	15	2.5	6	$\frac{200}{5 \times 5} = 8$	0.051	$0.408 = \Delta\sigma'_t$
1	20	2.5	8	8	0.029	$0.232 = \Delta\sigma'_m$
1	25	2.5	10	8	0.019	$0.152 = \Delta\sigma'_b$

لذلك :

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{0.408 + (4)(0.232) + 0.152}{6} = 0.248 \text{ kip/ft}^2 = 248 \text{ lb/ft}^2$$

ومنه قيمة الهبوط هي :

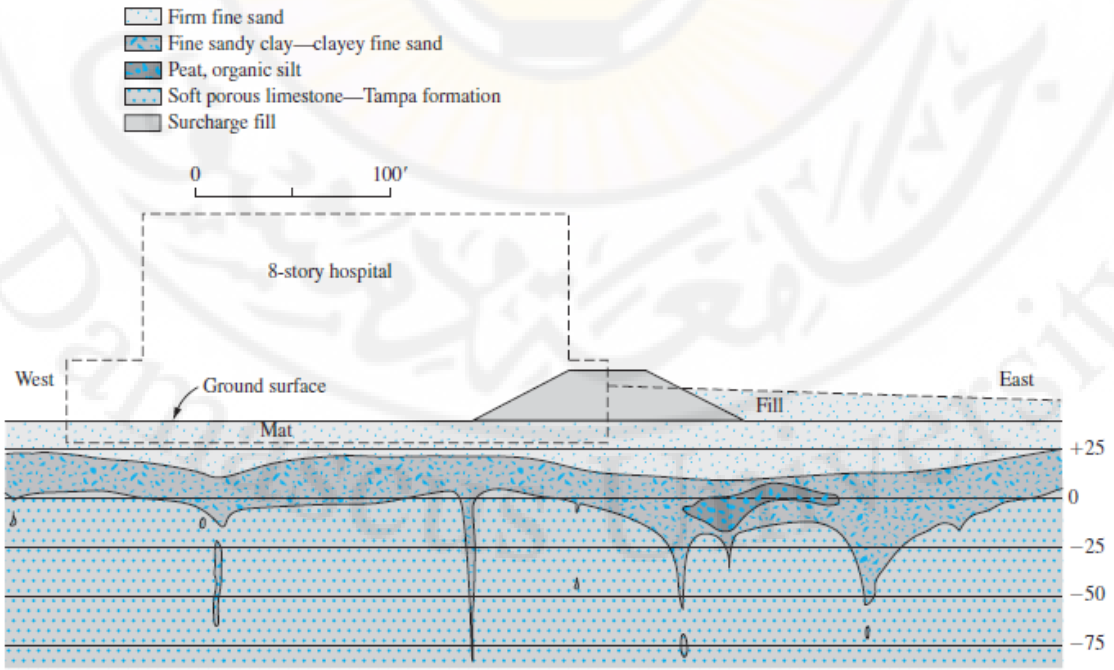
$$S_c = \frac{(0.27)(120)}{1 + 1} \log \frac{1814 + 248}{1814} \approx \mathbf{0.9 \text{ in.}}$$

15.11 : دراسة حالة تاريخية – الهبوط بسبب حمل ردم لبناء مشفى Tampa VA:

قدم Wheeless and Sowers (1972) القياسات الحقلية للهبوط الحاصل بسبب الحمل الناتج عن الردم المستخدم لبناء مشفى :

Tampa Veterans Administration Hospital

الشكل 31.11 يظهر توضع التربة أسفل موقع البناء. عموماً، تتكون التربة التي يرتكز عليها البناء من 15 ft إلى 20 ft من رمل كوارتزي حبيبي في الأعلى يتبعه تربة غضارية بسماكات مختلفة. معامل المسامية للتربة الغضارية يتراوح من 0.7 وحتى 1.4. محتوى السلت والغضار للتربة الغضارية يتراوح بين 5 إلى 75%. هناك توضعات من كلس Tampa المتوضع تحت الطبقة الغضارية له بنية طبشورية، حجر جيري منضغط. منسوب المياه الجوفية متوضع عند عمق 15 ft أسفل سطح الأرض (منسوب 25+ ft). الشكل 32.11 يظهر منحنيات الانضغاط المأخوذة من التجارب المخبرية على عينات رمل غضاري وغضار رملي مأخوذة من أعماق مختلفة من الموقع.

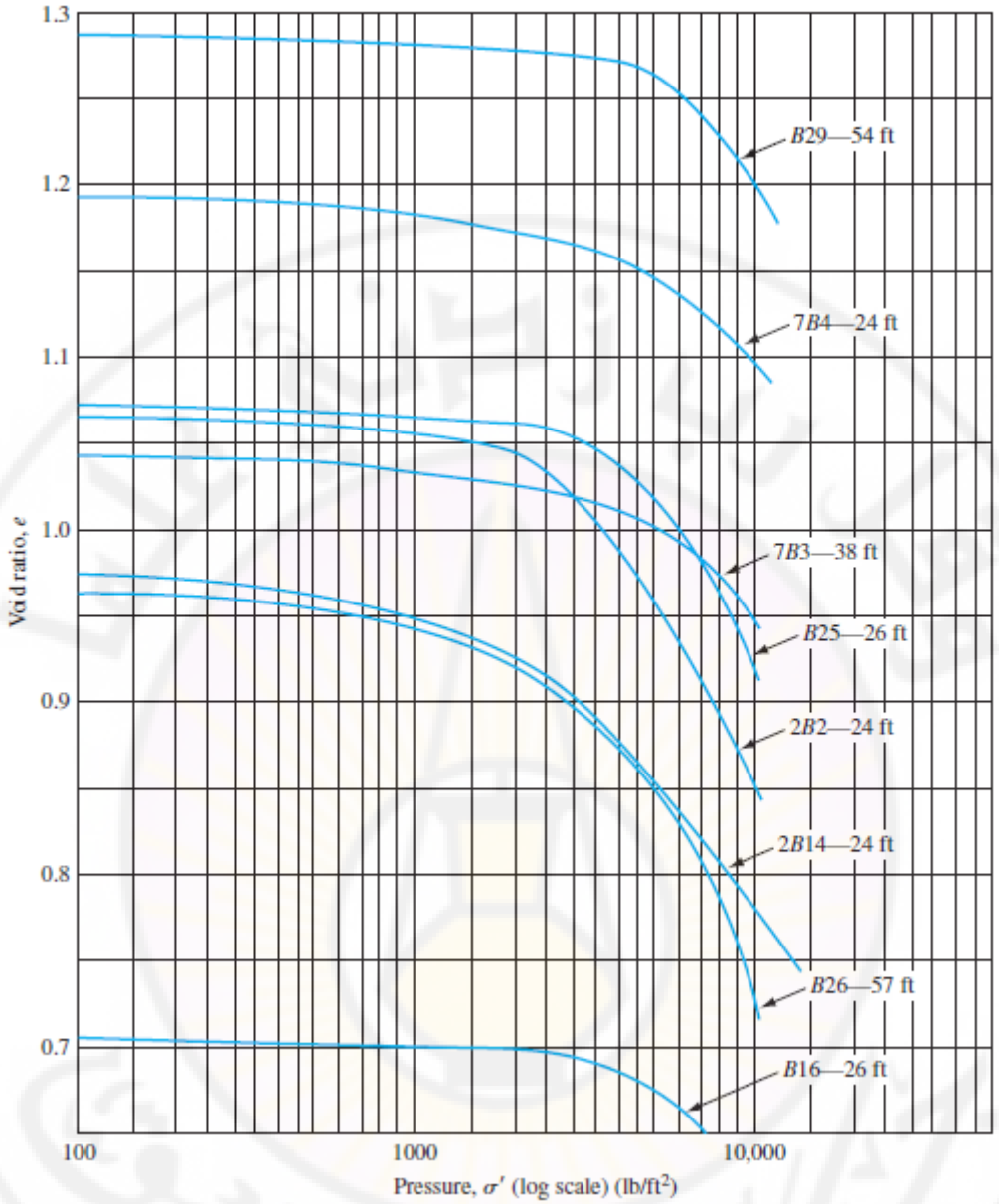


الشكل 31.11 : طبيعة التربة السفلية في موقع

Tampa VA Hospital (after Wheelen and Sowers، 1972. With، permission from ASCE)

مسقط بناء المشفى ظاهر في الشكل 33.11 (خطوط منقطة). الشكل 31.11 يظهر أيضاً المقطع العرضي للمبنى. ولعدة أسباب، تقرر أن المشفى يجب بناءه على أساس مستمر ولكامل البناء وهو عبارة عن حصيرة. كما يظهر في الشكل 31.11 . بعض طبقات التربة يجب حفرها لإنشاء الحصيرة.

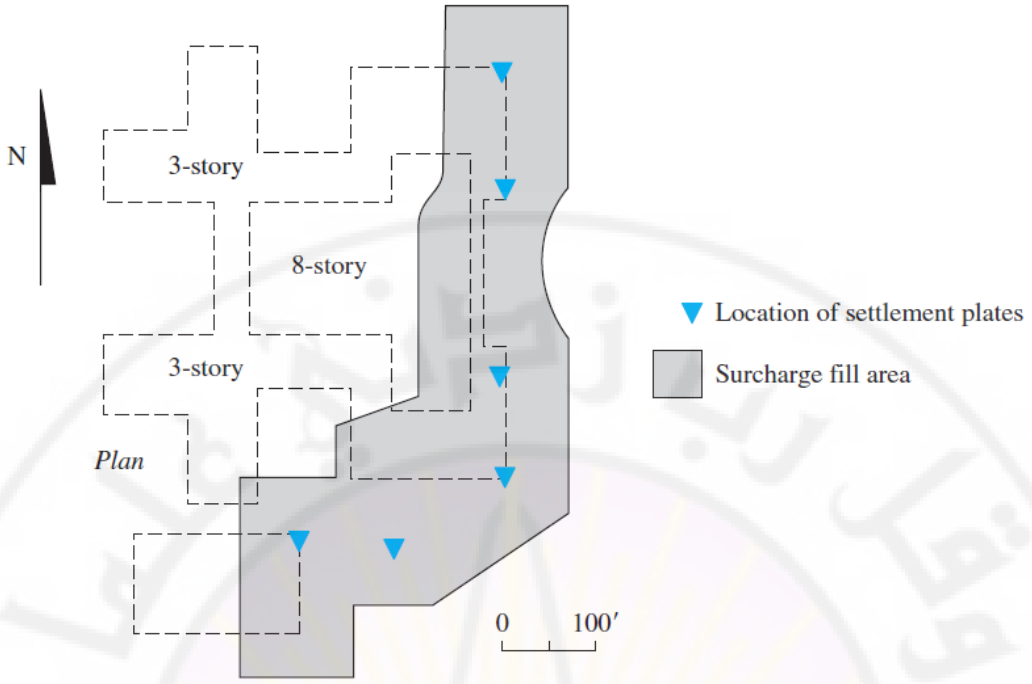
قدم Wheeless and Sowers، الحسابات الأولية التي أظهرت أن حمل البناء المتوسط في مساحة الثماني طوابق قد تساوي وزن التربة اللازم حفرها لبناء الحصيرة. في هذه الحالة، هبوط الانضغاط لطبقة الغضار تحت البناء ممكن أن تكون صغيرة. على كلٍ، لتسوية الموقع يجب وضع ردم دائم بارتفاع 16 ft فوق الأرض الطبيعية الأصلي لتحقيق إمكانية الوصول إلى الطابق الرئيسي على الجانب الشرقي. وهذا ظاهر أيضاً في الشكل 31.11 . الحسابات الأولية أظهرت أن وزن هذا الردم يمكن أن ينتج هبوط تربة بحوالي 4 in. بجانب البناء الشرقي. هذا الهبوط يمكن أن يعطي عزم و زيادة إجهادات غير مبررة للحصيرة. لهذا السبب، تقرر بناء ردم مؤقت بارتفاع 26 ft ومحدد بالمساحة الأمامية للبناء المقترح. مساحة الردم ظاهرة في الشكل 31.11 و 33.11 . هذا الردم المؤقت تم بناؤه لأن الإجهادات الشاقولية والتي ستسببها في الطبقة الغضارية سوف تكون أكبر من التي سببتها طبقة الردم الدائم 16 ft والمطلوب لتسوية الموقع. هذا سوف يعطي هبوط انضغاط أكبر. خلال وقت بحوالي أربع أشهر، الهبوط يكون تقريباً 4 in ، والتي هي قيمة الهبوط الأعظمي المقدر من الردم الدائم ذو الارتفاع 16 ft. وفي ذلك الوقت، في حال تم إزالة الردم الزائد وتم إنشاء المبنى، فإن الهبوط للحصيرة على الجانب الشرقي سوف يكون مهمل. هذه التقنية لتحقيق هبوط مقبول للتربة قبل إنشاء البناء تعريفه باسم "ما قبل التحميل" Preloading.



الشكل 32.11 : منحنيات الانضغاط لغضار رملي ورمل غضاري

(After Wheelen and Sowers 1972. With permission from ASCE)

الشكل 33.11 يظهر مواقع ثماني صفائح هبوط على سطح الأرض الأصلي قبل إنشاء الردم المؤقت، الشكل 34.11 يظهر سجلات الزمن – الهبوط أسفل مساحة تحميل الردم والتي تم استنتاجها من صفائح الهبوط. التالي هو مقارنة بين هبوط الانضغاط الكلي المقدر والمستنتج نتيجة التحميل Preloading



الشكل 33.11 : مسقط مشفى

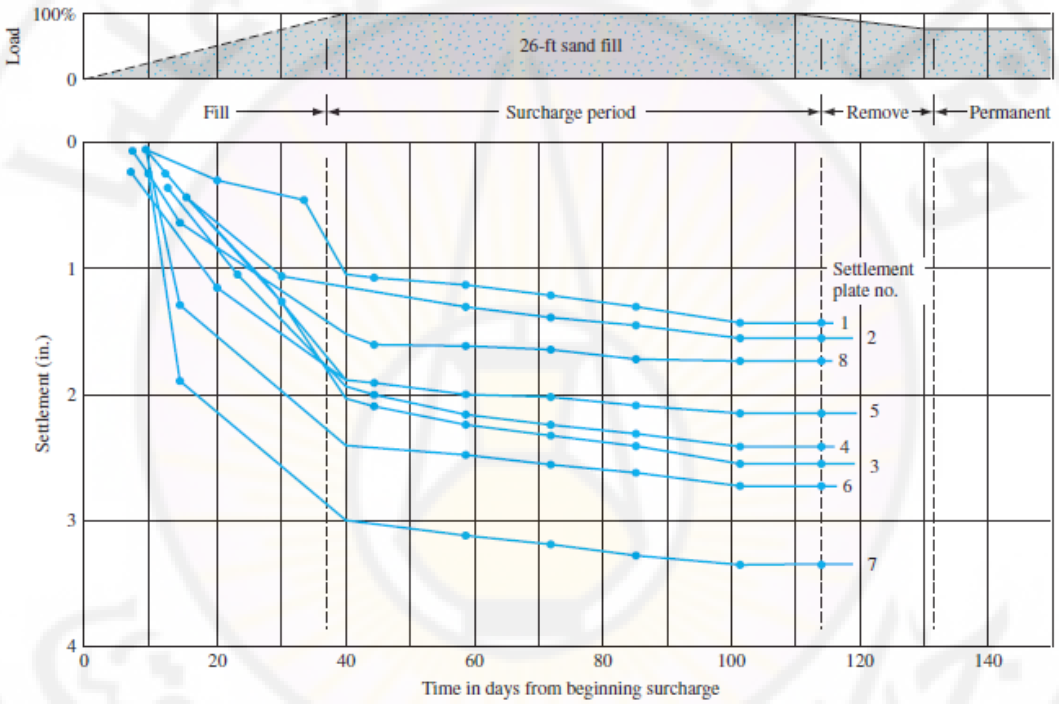
Tampa VA (After Wheelen and Sowers، 1972. With permission from ASCE.)

Settlement plate location	Observed settlement (in.)	Estimated consolidation settlement (in.)
3	2.6	2.9
4	2.5	2.9
6	2.9	3.0
7	3.4	3.8

من المقارنة السابقة للهبوط المقدر والمستنتج المعطى من قبل Wheeless and Sowers والشكل 34.11، يمكن إعطاء الاستنتاجات التالية:

1. في كافة الحالات، الهبوط المقدر يتعدى بشكل بسيط الهبوط المستنتج.
2. معظم الهبوط اكتمل خلال مدة 90 يوم.
3. الفرق بين الهبوط المقدر والمستنتج يتراوح بين 3 إلى 16% بوسطي 13% .
4. تم اكتمال حوالي ثلثي إلى أربع أخماس الهبوط المستنتج خلال مدة بناء الردم .سرعة الانضغاط كانت أكبر بكثير من المتوقعة.

اقترح Wheeless and Sowers أن السبب الرئيسي لتسارع سرعة الانضغاط هي وجود طبقات الرمل غير المنتظمة في الطبقة الغضارية. في الفقرة 12.11، تم إظهار أن درجة الانضغاط الوسطية تتعلق بمعامل الزمن T_v . أيضاً من أجل قيم مشابه للعامل T_v (أو درجة متوسطة للانضغاط) و c_v ، الزمن t سوف يكون أقل في حال كانت المسافة الأعظمية لمسار التصريف (H_{dr}) أقل. إن وجود طبقات الرمل غير المنتظمة في الطبقة الغضارية يؤدي إلى تقليل قيمة (H_{dr}) . وهذا هو سبب السرعة الأكبر للانضغاط في هذه المساحة.



الشكل 34.11 : منحنيات الهبوط أسفل مساحة حمل الردم من أجل بناء مشفى

Tampa VA (After Wheelen and Sowers، 1972. With permission from ASCE.)

الحمل الإنشائي لمشفى VA اكتمل في أوائل 1970 . ولم يتم ملاحظة أي حركة للاساسات.

16.11 طرق لتسريع هبوط الانضغاطية:

في العديد من الحالات، مصارف الرمل والمصارف الشاقولية الصناعية تستخدم في الحقل لتسريع هبوط الانضغاط في طبقات الترب الغضارية الطرية و المنضغطة طبيعياً ولتحقيق الانضغاط المسبق Precompression قبل إنشاء الأساسات المقترحة.

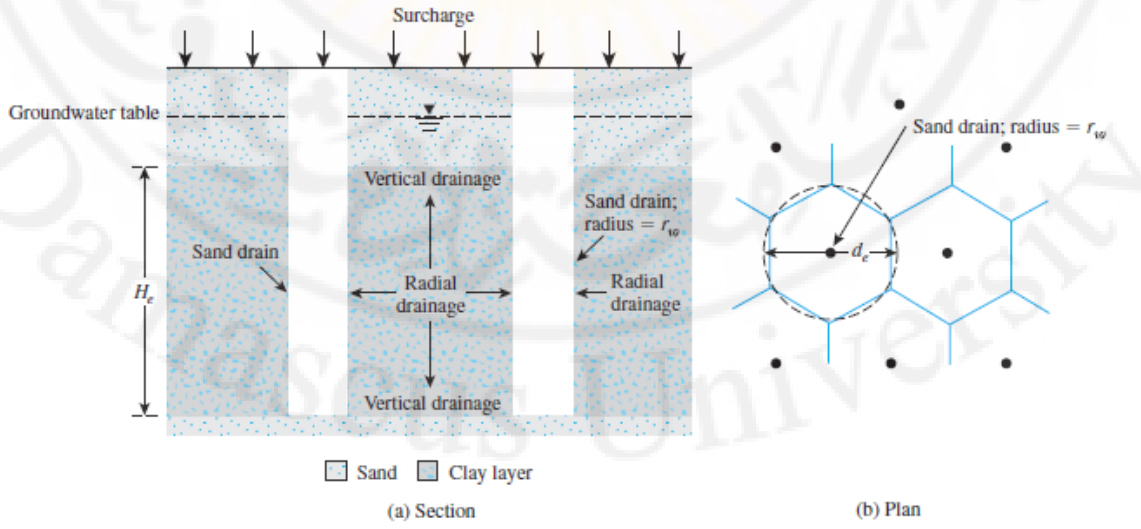
يتم بناء مصارف الرمل عن طريق حفر ثقوب خلال طبقة (طبقات) الغضار في الحقل بمسافات منتظمة. ثم يتم ملء الحفر بالرمل. يمكن تحقيق ذلك بطرق عديدة مثل :

(a) الحفارة الدوارة وثم يتم ملء الحفر بالرمل؛

(b) الحفر بواسطة المثقاب Continuous flight auger له مقطع مفرغ وثم يتم ملء الحفر بالرمل (خلال المقطع المفرغ للمثقاب)؛

(c) الستائر الوتدية المفرغة المدقوقة. حيث يتم نفث التربة داخل الستائر للخارج ، وثم يتم ملء الفراغات بالرمل.

عند تطبيق حمل على سطح التربة. حيث سوف تزيد هذه الحمولة من ضغط الماء المسامي في الغضار. حيث يتم تلاشي ضغط الماء المسامي في الغضار عن طريق التصريف – للأعلى و وبالإتجله القطري إلى المصارف الرملية – والتي تسرع بدورها من هبوط الطبقة الغضارية. في الشكل 11.35a، لاحظ أن قطر مصارف الرمل هو r_w. الشكل 11.35b يظهر مسقط المصارف الرملية. المنطقة الفعالة حيث يكون فيها التصريف القطري باتجاه المصارف الرملية الموجودة تكون تقريباً اسطوانية، بقطر حوالي d_e. الحمل الواجب تطبيقه على سطح الأرض والفترة الزمنية التي يجب أن يبقى فيها الحمل مطبق حتى تحقيق درجة الانضغاط المطلوبة سوف تكون تابعة للقطر r_w ، d_e وباراميترات التربة الاخرى. الشكل 36.11 يظهر عملية إنشاء مصرف رملي.



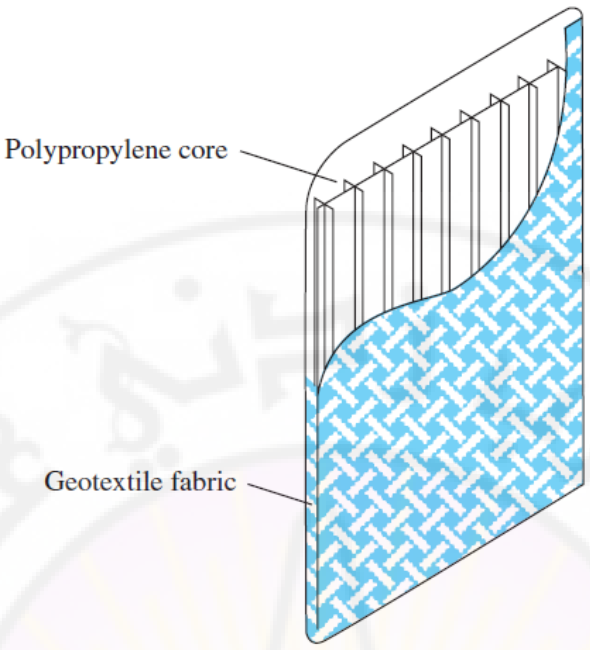
الشكل (36.11) : عملية إنشاء مصرف رملي

المصارف الشاقولية المسبقة الصنع (PVDs)، والتي تسمى أيضاً بالمصارف الشرائحية، تم تطويرها بالأساس كبديل عن المصارف المستخدمة التقليدية. ومع تطور علم المواد، تم تصنيع هذه المصارف من المواد البوليميرية الصناعية synthetic polymers مثل البوليبروبيلين والبولي إيثلين العالي الكثافة. PVDs تصنع عادة من نواة صناعية مطعجة قنوية ومغلفة بفلتر جيوتكستايل، كما هو ظاهر بالشكل 37.11. سرعة التركيب كما تم تسجيله تكون بين 0.1 إلى 0.3 m/sec ،عدا نقل المعدات و زمن تركيبها. استخدمت PVDs بشكل واسع في الماضي كوسيلة ملائمة لتأمين الانضغاط للترب المنخفضة النفاذية تحت سطح الأرض. الفائدة الرئيسية لمصارف PVDs مقارنة مع المصارف الرملية هي أنها لا تتطلب حفر وبالتالي سرعة التركيب تكون أكبر بكثير . الشكل 38.11 يظهر عملية تركيب PVDs في الحقل.



الشكل 36.11 : عملية تركيب المصارف الرملية

(Courtesy of E.C. Shin، University of Inchon، South Korea)



الشكل 37.11 : المصارف الشاقولية المسبقة الصنع (PVDs) .



الشكل 38.11 : عملية تركيب PVDs

(Courtesy of E.C. Shin، University of Inchon، South Korea)

17.11 الانضغاط المسبق Precompression

عندما تتوضع طبقات تربة غضارية منضغطة طبيعياً، عالية الانضغاط عند عمق صغير وعندما يتوقع حصول هبوط انضغاط كبير كنيتجة لإنشاء بناء كبير، ردميات طريق، سدود أرضية، قد يستخدم الانضغاط المسبق لتقليل الهبوط قبل البناء. مبدأ الانضغاط المسبق مشروح بالشكل 39.11. الحمل المنقول الإنشائي نسبة لواحدة المساحة هو $\Delta\sigma_p$ وسماكة الطبقة الغضارية الجاري عليها الانضغاط هي H. هبوط الانضغاط الأولي الأعظمي نتيجة الحمل الإنشائي. $S_c = S_p$ ، و ويحسب بالعلاقة :

$$S_c = S_{(P)} = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma_{(P)}}{\sigma_0'} \qquad \textbf{(11.71)}$$

لاحظ أنه في نهاية الانضغاط ، $\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)}$.

إن علاقة الهبوط – الزمن تحت تأثير الحمل الإنشائي المطبق سوف يكون كما هو مبين في الشكل 11.39b. على كلٍ، في حال تم وضع الحمل $\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_f$ على سطح الأرض، بالتالي سوف يكون هبوط الانضغاط الأولي معطى بالعلاقة:

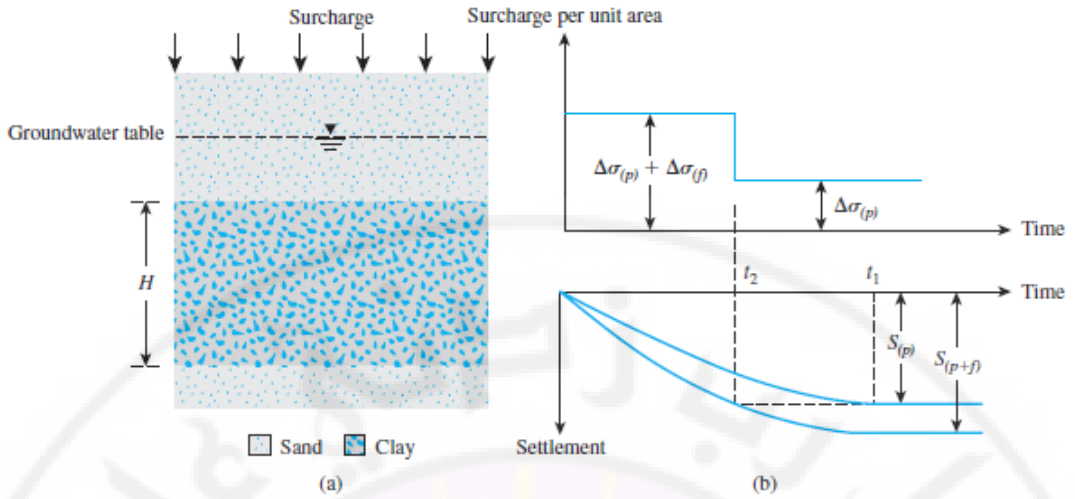
$$S_c = S_{(P+f)} = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_0' + [\Delta\sigma_{(P)} + \Delta\sigma_{(f)}]}{\sigma_0'} \qquad \textbf{(72.11)}$$

لاحظ أنه في نهاية الانضغاط لدينا :

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$$

إن علاقة الهبوط – الزمن تحت حمل $\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_f$ مبينة أيضاً في الشكل 11.39b. لاحظ أن الهبوط الكلي $S_{(p)}$ سوف يظهر عند الزمن t_2 ، والذي هو أقل بكثر من t_1 . لذلك في حال تم تطبيق حمل كلي مؤقت $\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_f$ على سطح الأرض في الزمن t_2، فإن الهبوط سيساوي $S_{(p)}$ عند هذا الزمن، في حال تم إزالة الحمل وتم بناء المنشآة ذات الحمل الدائم لواحدة المساحة $\Delta\sigma_{(p)}$، لن يحصل هبوط ملحوظ.

العملية المشروحة سابقاً تسمى بالانضغاط المسبق Precompression . الحمل الكلي $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ يمكن تطبيقه باستخدام الردم المؤقت.



الشكل 39.11 : مبدأ الانضغاط المسبق.

استنتاج المعادلات اللازمة لإيجاد $\Delta\sigma_{(f)}$ و t_2 :

الشكل 11.39b يظهر ذلك، فتحت تأثير الحمل $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$، نجد أن درجة الانضغاط عند الزمن t_2 بعد تطبيق الحمل هي:

$$U = \frac{S_{(P)}}{S_{(P+f)}} \qquad \textbf{(73.11)}$$

وبتعويض المعادلات (71.11) و (72.11) في المعادلة (73.11) نجد :

$$U = \frac{\log\left[\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma_{(P)}}{\sigma'_0}\right]}{\log\left[\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma_{(P)}+\Delta\sigma_{(f)}}{\sigma'_0}\right]} = \frac{\log\left[1+\frac{\Delta\sigma_{(P)}}{\sigma'_0}\right]}{\log\left\{1+\frac{\Delta\sigma_{(P)}}{\sigma'_0}\left[1+\frac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(P)}}\right]\right\}} \qquad \textbf{(74.11)}$$

من المعادلة (61.11) ، يمكن معرفة أن:

$$U = f(T_v) \qquad \textbf{(75.11)}$$

حيث T_v = معامل الزمن = $c_v t_2/H_{dr}^2$.

c_v = معامل الانضغاط.

t_2 = الزمن .

H_{dr} = مسار التصريف الأعظمي ($H/2$ من أجل التصريف بالاتجاهين و H

من أجل التصريف باتجاه واحد) .

تغير U مع T_v ظاهر في الجدول 8.11.

الخطوات المتبعة لتحديد متغيرات الانضغاط المسبق

قد يصادف المهندسين مشكلتين خلال أعمال الانضغاط المسبق في الحقل:

1. قيمة $\Delta\sigma_{(f)}$ معلومة، ولكن يجب تحديد t_2 . في هذه الحالة . حدد σ'_0 و $\Delta\sigma_{(p)}$ و حل من أجل U باستخدام المعادلة (74.11). من أجل هذه القيمة لدرجة الانضغاط U ، حدد T_v من الجدول 8.11 . بالتالي :

$$t_2 = \frac{T_v H^2 dr}{C_v} \qquad \textbf{(76.11)}$$

2. من أجل قيمة معينة للزمن t_2، يجب تحديد $\Delta\sigma_{(f)}$. في هذه الحالة، احسب T_v. ثم بالإشارة إلى الجدول 8.11 لتحديد درجة الانضغاط، U . مع القيمة المقدرة لدرجة الانضغاط U، اذهب للمعادلة (74.11) لتحديد $\Delta\sigma_{(p)}/\Delta\sigma_{(f)}$ المطلوبة وثم احسب $\Delta\sigma_{(f)}$.

الحالة التاريخية المدروسة في الفقرة 15.11 هي مثال لعملية الانضغاط المسبق.

المثال 13.11 :

بالإشارة للشكل 39.11. وخلال بناء جسر لطريق، الحمل الدائم المتوسط على طبقة الغضار متوقع أن يزداد إلى حوالي $115\ kN/m^2$. إجهاد الطمر الفعال المتوسط في وسط الطبقة الغضارية هو حوالي $210kN/m^2$. حيث $H = 6\ m$ ، $C_c = 0.28$ ، $e_0 = 0.9$ ، $c_v =$ ، $0.36\ m^2/mo$. والغضار هو منضغط طبيعياً.

والمطلوب :

a. حدد هبوط الانضغاطية الكلي الأولي للجسر من دون تطبيق انضغاط مسبق Precompression.

b. ما هي الحمولة $\Delta\sigma_{(f)}$ ، اللازمة لإلغاء بواسطة سبق الانضغاط Precompression هبوط الانضغاطية الكلي الأولي في تسعة أشهر.

الحل :

الجزء a :

يمكن حساب هبوط الانضغاطية الكلي الأولي من المعادلة (71.11) :

$$S_c = S_{(p)} = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log\left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9} \log\left[\frac{210 + 115}{210}\right]$$
$$= 0.1677\ \text{m} = \mathbf{167.7\ mm}$$

الجزء b :

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2}$$
$$c_v = 0.36\ \text{m}^2/\text{mo}.$$
$$H_{dr} = 3\ \text{m (two-way drainage)}$$
$$t_2 = 9\ \text{mo}.$$

بالتالي :

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

وبناءً على الجدول 8.11 من أجل $T_v = 0.36$ فإن قيمة U هي 67% . الآن :

$$\Delta\sigma_{(p)} = 115\ \text{kN/m}^2$$
$$\sigma'_o = 210\ \text{kN/m}^2$$

لذلك:

$$\frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

ومن المعادلة (74.11) :

$$U = 0.67 = \frac{\log(1 + 0.548)}{\log\left\{1 + 0.548\left[1 + \frac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}}\right]\right\}}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}} = 0.677$$

بالتالي:

$$\Delta\sigma_{(f)} = (0.677)(115) = \mathbf{78\ kN/m^2}$$

18.11 ملخص وملاحظات عامة

في هذا الفصل، تم مناقشة المبادئ الأساسية والنظريات لتقدير الهبوط المرن وقيم هبوط الانضغاط (الاولي والثاني). الهبوط المرن لاساس هو تابع بشكل أساسي لحجم وصلابة الأساس، معامل يونغ ومعامل بواسون للتربة وشدة الحمل المطبق على الأساس.

الانضغاطية هي عملية الهبوط مع الزمن لطبقات تربة غضارية مشبعة متوضعة أسفل منسوب المياه الجوفية عن طريق تلاشي ضغط الماء المسامي المولد نيتجة تطبيق حمل على الأساس. الانضغاط الكلي لأساس على طبقة تربة غضارية تابع لمعامل الانضغاط (C_c)، معامل الانتفاخ (C_s)، معامل المسامية الأولي (e_0) و الزيادة في الإجهاد المتوسطة على طبقة التربة الغضارية.

إن درجة الانضغاط من أجل طبقة تربة معطاة عند زمن معين بعد تطبيق الحمل تعتمد على معامل الانضغاطية (C_v) و أيضاً على طول مسار التصريف الأصغري. تركيب المصارف الرملية تساعد على تقليل الزمن اللازم للوصول إلى درجة الانضغاط المطلوبة من أجل مشروع بناء معطى.

هناك عدة حالات تاريخية والتي تم فيها استخدام المبادئ الأساسية لانضغاط التربة لتوقع ومقارنة الهبوط الكلي الفعلي و زمن الهبوط لمقطع التربة تحت تأثير الحمل المبطق. في بعض الحالات، يتوافق الهبوط المتوقع والأعظمي وفي العديد من الحالات الأخرى يختلف الهبوط المتوقع عن الفعلي بمجال كبير. ويعود الاختلاف في الحالة الأخيرة إلى عدة أسباب:

1. تقدير غير صحيح لموصفات التربة.
2. عدم التجانس وعدم الانتظام لمقطع التربة.
3. الخطأ في تقدير الزيادة الصافية في الإجهاد مع العمق، والذي يقلل من الهبوط.

الاختلاف بين زمن الهبوط المتوقع والناتج يمكن أن يعود إلى :

- تقدير غير صحيح ل c_v (انظر الفقرة 11.13).
- وجود طبقات رملية غير منتظمة في طبقة الغضار، والتي تقلل من طول مسار التصريف الأعظمي H_{dr} .

19.11 مسائل غير محلولة:

1.11 بالإشارة للشكل 3.11 ومن أجل أساس صلد. معطى لدينا :

$B = 3\ ft\ ; L = 6\ ft; D_f = 3\ ft\ ; H = 15\ ft\ ; E_s = 140\ ton/ft^2\ ; \mu_s = 0.4$ ،

ومن أجل زيادة صافية في الإجهاد على الأساس مقدارها $\Delta\sigma = 400\ lb/ft^2$. يطلب حساب الهبوط المرن.

2.11 بالإشارة إلى الشكل 3.11 مون أجل أساس صلد أبعاده 3 m X 3 m في المسقط ومتوضع على طبقة رملية. معطى لدينا :

$D_f = 1.5\ m$ ، $E_s = 16{,}000\ kN/m^2$ ، $\mu_s = 0.3$ ، $H = 20\ m$ ، و مقدار الزيادة في الإجهاد الصافي هي $\Delta\sigma = 100\ kN/m^2$ ، المطلوب حساب الهبوط المرن.

3.11 الجدول المبين جانباً يبين نتائج تجربة الانضغاطية :

e	Pressure, σ' (ton /ft^2)
1.1	0.25
1.085	0.50
1.055	1.00
1.01	2.00
0.94	4.00
0.79	8.00
0.63	16.00

والمطلوب :

1. ارسم منحني $e - \log \sigma'$.
2. باستخدام نظرية كزاغراندي، حدد إجهاد سبق الانضغاط.
3. احسب معامل الانضغاط C_c ، من منحني $e - \log \sigma'$ الناتج من المخبر.

4.11 أعد حل المسألة 3.11 باستخدام القيم التالية :

e	Pressure, σ' (kN/m^2)
1.21	25
1.195	50
1.15	100
1.06	200
0.98	400
0.925	500

5.11 التالي هي نتائج تجربة الانضغاطية على عينة غضارية :

Pressure, σ' (lb/ft^2)	Total height of specimen at end of consolidation (in.)
500	0.6947
1,000	0.6850
2,000	0.6705
4,000	0.6520
8,000	0.6358
16,000	0.6252

معطى لدينا : الارتفاع الأولي للعينة = 0.748 in ، $G_s = 2.68$ ، كتلة العينة الجافة = 95.2 g ومساحة العينة = $4.91\ m^2$.

والمطلوب :

1. ارسم منحني $e - \log \sigma'$.
2. حدد إجهاد سبق الانضغاط.
3. احسب معامل الانضغاط C_c .

6.11 الشكل 40.11 يظهر مقطع تربة. فإذا كان الحمل المطبق على سطح التربة منتظماً وهو $\Delta\sigma$. معطى لدينا :

$$\Delta\sigma = 1000\ lb/ft^2 ،\ H_1 = 8\ ft ،\ H_2 = 15\ ft ،\ H_3 = 17\ ft$$ و

و أيضاً لدينا :

- للرمل : $\gamma_{dry} = 110\ lb/ft^3$ ، $\gamma_{sat} = 115\ lb/ft^3$.
- للغضار ، $\gamma_{sat} = 120\ lb/ft^3$ ، $L = 50$ ، $e = 0.9$.

المطلوب حساب هبوط الانضغاط الأولي في حال كان :

1. الغضار منضغط طبيعياً.
2. إجهاد سبق الانضغاط هو $(C_s \approx C_c)$ $2600\ lb/ft^2$.

7.11 بالإشارة للشكل 11.40 . معطى لدينا :

$H_1 = 2.5\ m$، $H_2 = 2.5\ m$ ، و $H_3 = 3\ m$ ، $\Delta\sigma = 100\ kN/m^2$.

أيضاً:

- للرمل : $e = 0.64, G_s = 2.65$.
- للغضار : $LL = 55,\ G_s = 2.75,\ e = 0.9$.

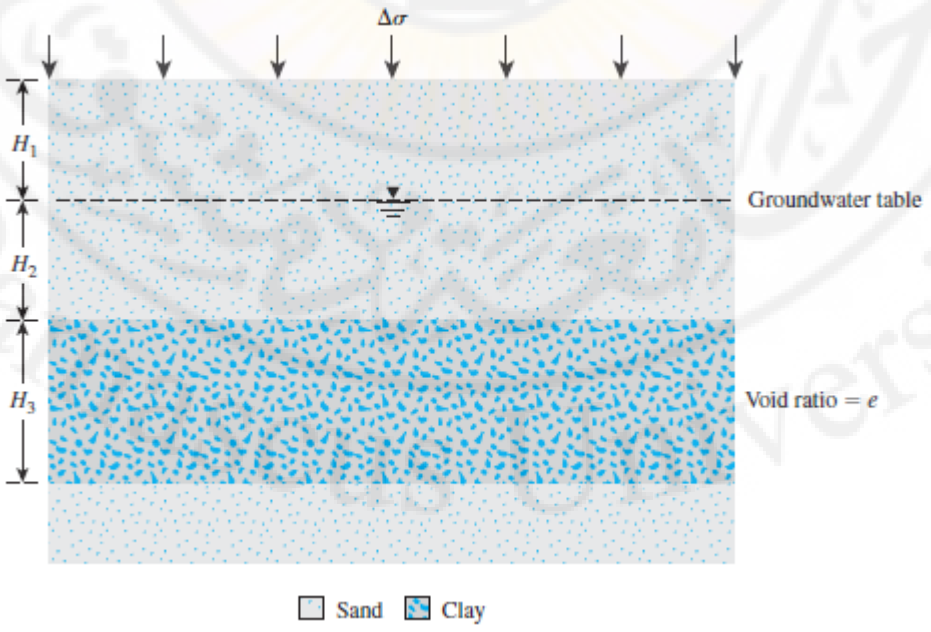
المطلوب حساب هبوط الانضغاط الأولي لطبقة الغضار بافتراض أن الغضار منضغط طبيعياً.

8.11 بالإشارة للشكل 40.11 ، معطى :

$\Delta\sigma = 300\ lb/ft^2$ ، $H_1 = 5\ ft$ ، $H_2 = 6\ ft$ ، و $H_3 = 6\ ft$.

أيضاً :

- للغضار : $LL = 45,\ G_s = 2.72,\ e = 1.1$.
- للرمل : $e = 0.58, G_s = 2.65$.



الشكل (40.11)

قدر هبوط الانضغاط الأولي في حال كان إجهاد سبق الانضغاط $3500\ lb/ft^2$. افترض أن $C_s \approx \frac{1}{5}C_c$.

9.11 إحداثيات نقطتين على منحني الضغط الأولي :

virgin compression curve هي كالتالي:

- $e_1 = 0.82$
- $e_2 = 0.70$
- $\sigma'_1 = 2500\ lb/ft^2$
- $\sigma'_2 = 4000\ lb/ft^2$

حدد معامل المسامية والموافق لإجهاد $6000\ lb/ft^2$.

10.11 التالي هي نتائج تجربة الانضغاطية على عينة غضارية غير مضطربة :

- $e_1 = 1.1$
- $e_2 = 0.9$
- $\sigma'_1 = 1\ ton/ft^2$
- $\sigma'_2 = 3\ ton/ft^2$

ما هو معامل المسامية من أجل إجهاد $3.5\ ton/ft^2$ ؟ (ملاحظة : $\sigma'_c = 0.8\ ton/ft^2$) .

11.11 بالإشارة للمسألة 11.7. معطى : $c_v = 2.8\ X\ 10^{-6}\ m^2/min$.

ما هي المدة اللازمة حتى للوصول إلى 60% من الانضغاط الكلي الأولي.

12.11 التالي هي علاقة e مع σ' من أجل تربة غضارية:

e	σ' (ton /ft^2)
1.0	0.2
0.97	0.5
0.85	1.8
0.75	3.2

من أجل هذا التربة الغضارية في الحقل، معطى القيم التالية :

$H = 4.5ft\ , \sigma'_0 = 0.7\ ton\ /ft^2$ ، و $\Delta\sigma'_0 + \Delta\sigma' = 2.0\ ton/ft^2$.

احسب الهبوط المتوقع نتيجة الانضغاط الأولي.

13.11 إحداثيات نقطتين على منحني الانضغاط الأولي :

virgin compression curve

هي كالتالي:

- $e_1 = 1.7$ • $\sigma'_1 = 150\ kN/m^2$
- $e_2 = 1.48$ • $\sigma'_2 = 400\ kN/m^2$

حدد معامل الانضغاط الحجمي من أجل مجال الإجهاد المعطى.

14.11 معطى أن $c_v = 0.002\ cm^2/sec$ حدد k بال cm/sec الموافقة لمعامل المسامية الوسطي. الزمن اللازم للوصول لنسبة 50% من الانضغاط الكلي الأولي لطبقة غضار بسماكة 1 in (مصرفة من الأعلى والأسفل) في المخبر هي 2 min 20 sec.

ما هي المدة (بالأيام) التي سوف تأخذها نفس طبقة الغضار ولكن بسماكة 8 ft في الحقل (تحت نفس الزيادة في الإجهاد) لتصل لنسبة 30% من الانضغاط الكلي الأولي ؟ في الحقل ، هناك طبقة صخرية أسفل الغضار.

15.11 من أجل طبقة غضارية منضغطة طبيعياً، معطى التالي :

- $\sigma'_o = 2\ ton/ft^2$ • $e = e_o = 1.21$
- $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 4\ ton/ft^2$ • $e = 0.96$

الناقلية الهيدروليكية k للغضار من أجل مجال التحميل السابق هي $1.8\ X\ 10^{-4}\ ft/day$.

1. ما هي المدة (بالأيام) اللازمة حتى تصل طبقة غضار بسماكة 9 ft (مصرفة من جانب واحد) لنسبة 60% انضغاط ؟
2. ما هو الهبوط عند ذلك الوقت(والذي هو عند نسبة 60% انضغاط)

16.11 من أجل تجربة انضغاطية بالمخبر على عينة غضارية (مصرفة من الجانبين) ، معطى التالي :

سماكة الطبقة الغضارية = 25 mm .

- $\sigma'_1 = 200\ kN/m^2$ • $e_1 = 0.73$
- $\sigma'_2 = 400\ kN/m^2$ • $e_2 = 0.61$

زمن الوصول لنسبة 50% انضغاط = 2.8 min .

حدد الناقلية الهيدروليكية للغضار من أجل مجال التحميل المعطى.

17.11 الزمن اللازم للوصول لنسبة انضغاط 50% لطبقة غضارية بسماكة 25 mm (مصرفة من الأعلى والأسفل) بالمخبر هي 225 sec . ما هي المدة (بالأيام) اللازمة حتى تصل نسبة الانضغاط إلى 50% لنفس طبقة الغضار السابقة في الحقل ولكن بسماكة 2 m (وتحت نفس الزيادة في الإجهاد)؟ حيث هناك طبقة صخرية أسفل الطبقة الغضارية في الحقل.

18.11 طبقة غضارية مشبعة بسماكة 3 m (مصرفة بالاتجاهين) تحت حمل مطبق وصلت لنسبة انضغاط أولي % 90 خلال 100 يوم . العينة المخبرية سوف يكون لها طريقين للتصريف . أوجد معامل الانضغاطية للغضار تحت مجال الإجهاد السابق.

19.11 من اجل عينة غضارية غير مضطربة بسماكة 25 mm ، ما هي المدة التي سوف تأخذها لتصل إلى نسبة انضغاط 80% في المخبر تحت مجال إجهاد مشابه؟

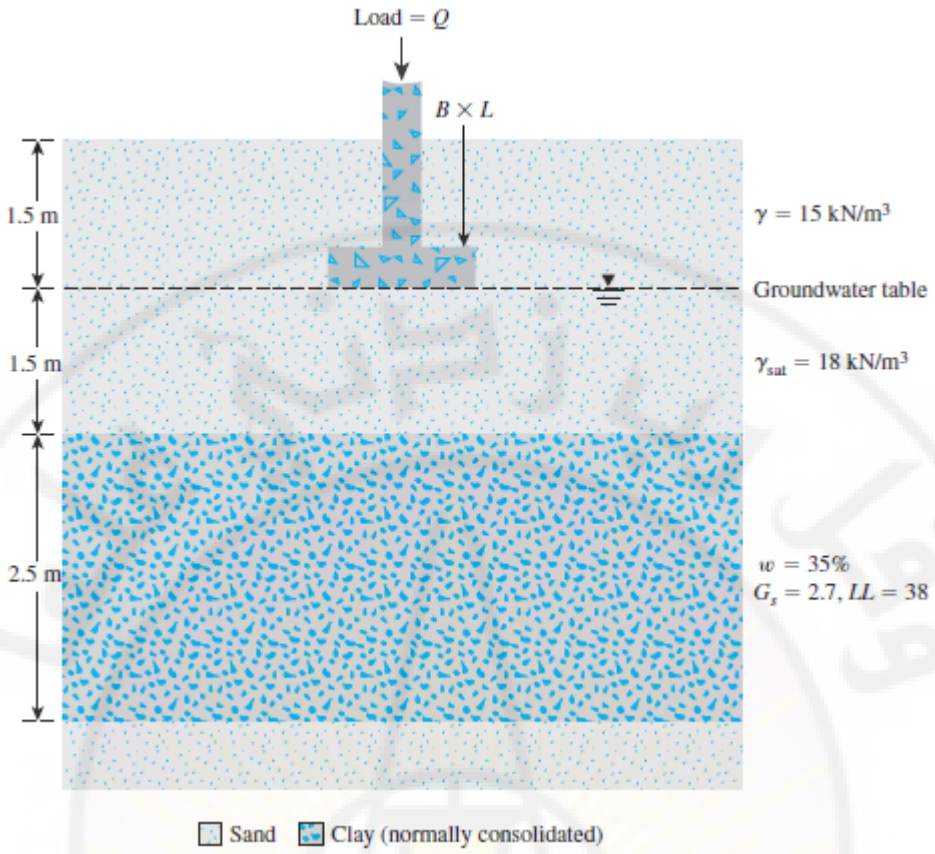
20.11 عينة غضارية منضغطة طبيعياً بسماكة 3 m (مصرفة باتجاه واحد). وبتطبيق إجهاد معطى ، فإن هبوط الانضغاط الأولي الكلي المتوقع سوف يكون 80 mm .

1. ما هي درجة الانضغاط للطبقة الغضارية عندما يكون الهبوط 25 mm ؟
2. في حال كانت قيمة c_v الوسطية من أجل مجال الإجهاد المعطى هي $0.002\ cm^2/sec$ ، ما هي المدة التي سوف تاخذها من أجل أن يظهر 50% من الهبوط؟

21.11 بالإشارة للشكل 41.11. معطى أن :

$B = 1\ m$ و $L = 3\ m$ ، $Q = 110\ kN$ ،

أحسب هبوط الانضغاط الأولي للأساس.


Load = Q
B × L
1.5 m
1.5 m
2.5 m
γ = 15 kN/m³
Groundwater table
γsat = 18 kN/m³
w = 35%
Gs = 2.7, LL = 38
Sand
Clay (normally consolidated)

الشكل (41.11)

20.11 المراجع :

1. ADACHI، K.، and TODO، H. (1979). "A Case Study on Settlement of Soil Clay in Penang،" *Proceedings*، 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering، Vol. 1، 117–120.
2. BOWLES، J. E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits،" *Journal of Geotechnical Engineering*، ASCE، Vol. 113، No. 8، 846–860.
3. CASAGRANDE، A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance،" *Proceedings*، 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering، Cambridge، Mass.، Vol. 3، 60–64.
4. CASAGRANDE، A.، and FADUM، R. E. (1940). "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes،" Harvard University Graduate School of Engineering Publication No. 8.
5. FOX، E. N. (1948). "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface،" *Proceedings*، 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering، Rotterdam، Vol. 1، pp. 129–132.
6. HANSBO، S. (1957). "A New Approach to the Determination of Shear Strength of Clay by the Fall Cone Test،" *Report 14*، Swedish Geotechnical Institute، Stockholm.
7. HOLTZ، R. D.، and BROMS، B. (1972). "Long Term Loading Tests on Ska–Edeby، Sweden،" *Proceedings*، Conference on Performance of Earth and Earth–Supported Structures، ASCE، Vol. 1.1، 435–464.
8. HOUGH، B. K. (1957). *Basic Soils Engineering*، Ronald Press، New York.
9. KABBAJ، M. (1985). "Aspects Rhéologiques des Argiles Naturelles en Consolidation." Ph.D. Thesis، Université Laval، Québec، Canada.

10. KULHAWY، F. H.، AND MAYNE، P. W. (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*، Final Report (*EL-6800*) submitted to Electric Power Research Institute (EPRI)، Palo Alto، CA.

11. LEROUEIL، S. (1988). "Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays،" *Canadian Geotechnical Journal*، Vol. 25، No. 1، 85–107.

12. LEROUEIL، S.، MAGNAN، J. P.، and TAVENAS، F. (1985). *Remblais sur Argiles Molles.* Technique et Documentation، Paris، France.

13. LEWIS، W. A.، MURRAY، R. T.، and SYMONS، I. F. (1975). "Settlement and Stability of Embankments Constructed on Soft Alluvial Soils،" *Proceedings*، The Institute of Civil Engineers، Vol. 59، 571–593.

14. MAGNAN، J. P.،MIEUSSENS، C.، and QUEYROI، D. (1983). Research Report LPC 127، *Étude d'un Remblai sur Sols Compressibles: le Remblai B du Site Expérimental de Cubzac-les-Ponts.* Laboratorie Central des Ponts et Chaussées، Paris.

15. MESRI، G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression،" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*، ASCE، Vol. 99، No. SM1، 122–137.

16. MESRI، G.، AND GODLEWSKI، P. M. (1977). "Time and Stress—Compressiblity Interrelationship،" *Journal of the Geotechnical Engineering Division*، ASCE، Vol. 103، No. GT5، 417–430.

17. NAGARAJ، T.، and MURTY، B. R. S. (1985). "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils،" *Geotechnical Testing Journal*، Vol. 8، No. 4، 199–202.

18. NISHIDA، Y. (1956). "A Brief Note on Compression Index of Soils،" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*، ASCE، Vol. 82، No. SM3، 1027-1–1027-14.

19. PARK، J. H.، and KOUMOTO، T. (2004). "New Compression Index Equation،" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*، ASCE، Vol. 130، No. 2، 223–226.

20. RENDON-HERRERO، O. (1983). "Universal Compression Index Equation،" *Discussion، Journal of Geotechnical Engineering*، ASCE، Vol. 109، No. 10، 1349.

21. RENDON-HERRERO، O. (1980). "Universal Compression Index Equation،" *Journal of the Geotechnical Engineering Division*، ASCE، Vol. 106، No. GT11، 1179–1200.

22. ROBINSON، R. G.، and ALLAM، M. M. (1996). "Determination of Coefficient of Consolidation from Early Stage of log *t* Plot،" *Geotechnical Testing Journal*، ASTM، Vol. 19، No. 3، 316–320.

23. SCHMERTMANN، J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay،" *Transactions*، ASCE، Vol. 120، 1201.

24. SIVARAM، B.، and SWAMEE، A. (1977). "A Computational Method for Consolidation Coefficient،" *Soils and Foundations*، Vol. 17، No. 2، 48–52.

25. SKEMPTON، A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays،" *Quarterly Journal of the Geological Society of London*، Vol. 100، 119–135.

26. SRIDHARAN، A.، and PRAKASH، K. (1985). "Improved Rectangular Hyperbola Method for the Determination of Coefficient of Consolidation،" *Geotechnical Testing Journal*، ASTM، Vol. 8، No. 1، 37–40.

27. STAS، C.V.، AND KULHAWY، F. H. (1984). "Critical Evaluation of Design Methods for Foundations under Axial Uplift and Compression Loading،" *Report EL-3771*، Electric Power Research Institute (EPRI)، Palo Alto، CA.

28. STEINBRENNER، W. (1934). "Tafeln zur Setzungsberechnung،" *Die Strasse*، Vol. 1، 121–124.

29. TAYLOR، D. W. (1942). "Research on Consolidation of Clays،" *Serial No. 82*، Department of Civil and Sanitary Engineering، Massachusetts Institute of Technology، Cambridge، Mass.

30. TAYLOR، D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*، Wiley، New York.

31. TERZAGHI، K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlager*، Deuticke، Vienna.

32. TERZAGHI، K.، and PECK، R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*، 2nd ed.، Wiley، New York.

12 الفصل الثاني عشر: مقاومة القص في التربة

إن مقاومة القص في كتلة تربة تمثلها المقاومة الداخلية نسبة لواحدة المساحة والتي يمكن أن تقدمها كتلة التربة من أجل مقاومة الانهيار والانزلاق على طول اي سطح داخلها. ولكن لا بد من فهم طبيعة مقاومة القص من أجل تحليل مسائل استقرار التربة، مثل قدرة تحمل التربة، والضغط الجانبي على المنشآت الحاجزة للتربة واستقرار المنحدرات.

1.12 معيار انهيار موهر كولومب

قدم Mohr في العام (1900) نظرية لتمزق المواد والتي تناقش كيف أن المادة تنهار بسبب تركيب حرج لكل من الإجهادات الناظمية والمماسية وليس من أجل الإجهادات الناظمية أوالمماسية الأعظمية لوحدها. لذلك، يمكننا التعبير عن العلاقة الوظيفية بين الإجهاد الناظمي والمماسي على مستوي انهيار بالشكل التالي:

$$\tau_f = f(\sigma) \qquad (1.12)$$

إن مغلف الإنهيار المعرف بالمعادلة (1.12) هو عبارة عن تابع رياضي غير خطي (منحني). ومن أجل معظم مسائل ميكانيك التربة، من الممكن تقريب إجهاد القص على مستوي الانهيار كتابع خطي للأجهاد الناظمي Coulomb،(1776) . حيث يمكن كتابة هذه العلاقة الخطية كالتالي:

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi \qquad (2.12)$$

حيث c = التماسك

ϕ = زاوية الاحتكاك الداخلي.

σ = الإجهاد الناظمي على سطح الانهيار.

τ_f = مقاومة القص.

المعادلة السابقة تسمى بمعيار انهيار موهر كولومب.

في الترب المشبعة، الإجهاد الناظمي الكلي عند نقطة ما، هو مجموع الإجهاد الفعال (σ') وضغط الماء المسامي (u)، أي :

$$\sigma = \sigma' + u$$

الإجهاد الفعال σ' تنتقل إلى الجزئيات التربة الصلبة. معيار انهيار موهر كولومب، يعبر عنه بدلالة الإجهادات الفعالة بالشكل التالي :

$$\tau_f = C' + \sigma' \tan \phi' \qquad (3.12)$$

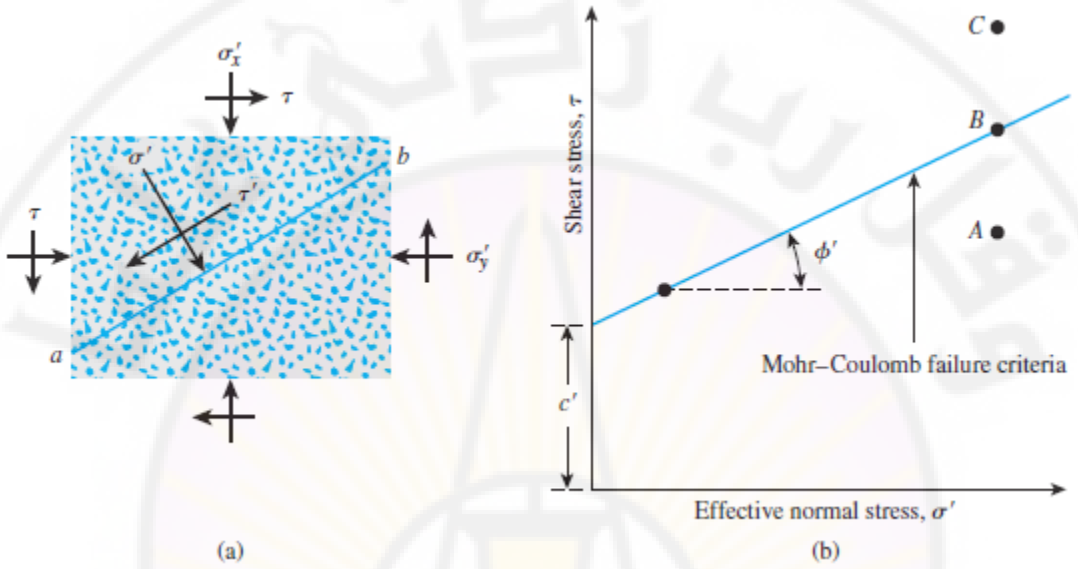
حيث c' = التماسك و ϕ' = زاوية الاحتكاك، بناءً على الإجهادات الفعالة.

لذلك، المعادلات (2.12) و (3.12) هي علاقات لمقاومة القص مبنية على الإجهاد الكلي والإجهاد الفعال. إن قيمة التماسك الفعال c' للترب الرملية والترب السلتية اللاعضوية تساوي الصفر. ومن أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً، نجد أن قيمة c' يمكن أن تكون تقريباً مساوية للصفر. في حين أن الترب الغضارية المسبقة الانضغاط نجد أن قيمة التماسك c' أكبر من الصفر. أما قيمة زاوية الاحتكاك الداخلي ϕ لأجل بعض الترب الحبيبية معطى في الجدول 1.12.

الجدول (1.12) : قيم نموذجية لزاوية الاحتكاك الداخلية المصرفة للرمل والسيلت

نوع التربة	زاوية الاحتكاك الداخلية ϕ بالدرجات
الرمل بحبيبات مستديرة	
الرمل المخلل	30 – 27
الرمل المتوسط التراص	35 – 30
الرمل المتراص	38 – 35
الرمل بحبيبات زاوية	
الرمل المخلل	35 – 30
الرمل المتوسط التراص	40 – 35
الرمل المتراص	45 – 40
الحصى الرملي	48 – 34
السيلت	35 – 26

إن مدلولات المعادلة (3.12) يمكن تفسيرها بالإشارة للشكل 1.12 والذي يوضح لنا عنصر من كتلة تربة. فإذا كانت الإجهادات الفعالة الناظمية والإجهادات المماسية المؤثرة على المستوي abمن هذه الكتلة هي على التوالي σ' ، τ .



الشكل (1.12) : معيار انهيار موهر كولومب.

ففي الشكل 12.1b يظهر لنا مخطط لمغلف الانهيار المعرف بالمعادلة (3.12). على هذا المخطط وفي حال كانت قيم σ' و τ المؤثرة على المستوي ab هي كما تمثلها النقطة A على الشكل 12.1b، فإن انهيار القص لن يحدث على طول المستوي. أما في حال كانت قيم σ' و τ المؤثرة على المستوي ab هي كما تمثلها النقطة B على الشكل (والتي تقع على مغلف الانهيار)، فإن انهيار القص سوف يحدث على طول المستوي ab. ولكن وبحال كانت قيم σ' و τ المؤثرة على المستوي ab تمثلها النقطة C يمكننا القول أن هذه الحالة الاجهادثة لا يمكن أن تكون موجودة، لأنها تقع فوق مغلف الانهيار، وانهيار القص في التربة سوف يكون قد حدث مسبقاً.

2.12 ميل مستوي الانهيار نتيجة القص

كما تم مناقشته في معيار انهيار موهر كولومب، يحصل الانهيار نتيجة القص عندما تصل إجهادات القص المؤثرة على مستوي ما إلى قيمة معطاة في المعادلة (3.12). ومن أجل تحديد ميل مستوي

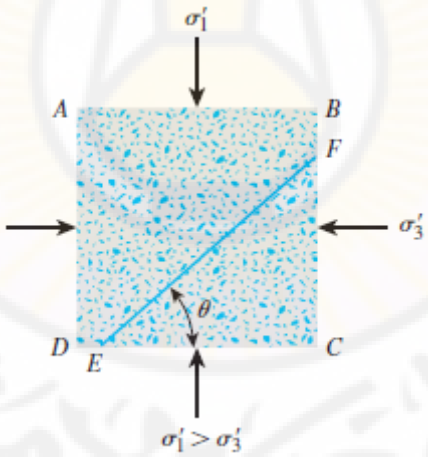
الانهيار بالنسبة للإجهادات الرئيسية، وبالإشارة للشكل 12.2، وبحال كانت σ_1' و σ_3' هي على التوالي الإجهادات الرئيسية الفعالة الأعظمية والأصغرية، وبفرض أن مستوي الانهيار EF يشكل زاوية قيمتها θ مع مستوي الإجهادات الرئيسية. ولتحديد الزاوية θ والعلاقة بين σ_1' و σ_3'، بالإشارة للشكل 2.12 (انظر الفصل 10). ففي الشكل 3.12 نلاحظ أن الخط fgh يمثل مغلف الانهيار لموهر كولومب والمعرف بالعلاقة : $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$. أما الخط القطري ab فيعطي الإجهادات الرئيسية الأعظمية المؤثرة على المستوي CD المبين في الشكل 12.2، والخط القطري ad يعرف مستوي الانهيار EF المبين في الشكل 12.2. يمكن أن نرى أن : $\angle bad = 2\theta = 90 + \phi'$ ، أو :

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \qquad (4.13)$$

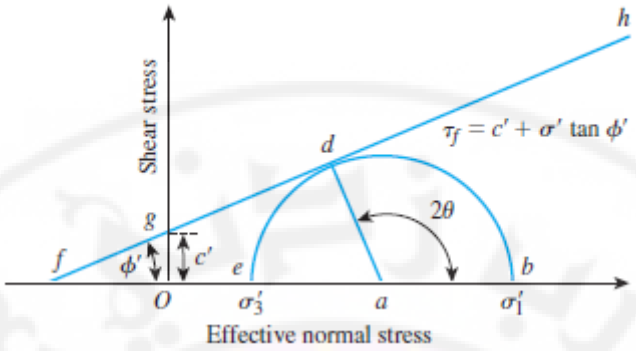
أيضاً، من الشكل 3.12 نستطيع أن نكتب العلاقات :

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \sin \phi' \qquad (5.13)$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = C' \cot \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \qquad (6.12a)$$



الشكل 12.2 ميل مستوي الانهيار في التربة بالنسبة للإجهادات الرئيسية الأعظمية.



الشكل 12.3 مغلف انهيار موهر كولومب

وأيضاً لدينا :

$$\overline{ad} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \qquad (6.12b)$$

وبتعويض المعادلات (12.6a) و (12.6b) في المعادلة (12.5)، نستنتج أن :

$$\sin \phi' = \frac{\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}}{c' \cot \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}}$$

أو :

$$\sigma_1' = \sigma_3' \left(\frac{1+\sin \phi'}{1-\sin \phi'}\right) + 2C \left(\frac{\cos \phi'}{1-\sin \phi'}\right) \qquad (7.12)$$

على كلٍ ومن علاقات المثلثات نعلم أن :

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

و

$$\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

لذلك يمكننا أن نكتب :

$$\sigma_1` = \sigma_3` \tan^2\left(45 + \frac{\phi`}{2}\right) + 2C` \tan\left(45 + \frac{\phi`}{2}\right) \qquad (8.12)$$

هناك تعبير مشابه للمعادلة (8.12) يمكن أيضاً استنتاجه باستخدام المعادلة (2.12) (والتي هي متغيرات الإجهادات الكلية (c و ϕ).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \, tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2C \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (9.12)$$

3.12 التجارب المخبرية لتحديد متغيرات مقاومة القص

هناك العديد من الطرق المخبرية المتوفرة الآن لتحديد متغيرات مقاومة القص (مثل: c' ، ϕ' ، ϕ ، c) من أجل عينات ترب مختلفة في المخبر. وهي :

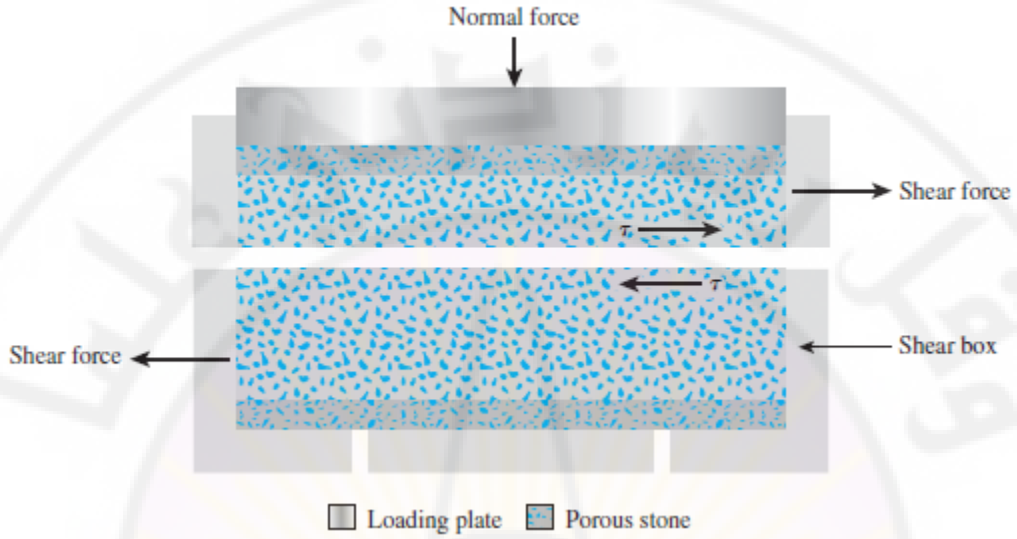
- تجربة القص المباشر Direct shear test.
- تجربة ثلاثي المحاور Triaxial test
- تجربة القص المباشر البسيط Direct simple shear test
- تجربة التشوه المستوي ثلاثي المحاور Plane strain triaxial test
- تجربة القص بحلقة الفتل Torsional ring shear test

وتعد تجربة القص المباشر وثلاثي المحاور هي أكثر التقنيات المستخدمة لتحديد متغيرات مقاومة القص. هاتين التجربتين سوف يتم شرحهما بالتفصيل في الفقرات اللاحقة.

4.12 تجربة القص المباشر (Direct shear test)

تعتبر تجربة القص المباشر الأقدم والأبسط مقارنة مع باقي تجارب القص. المخطط التوضيحي المبين في الشكل 4.12 يظهر جهاز القص المباشر. تتألف تجهيزات التجربة من صندوق قص معدني حيث يتم وضع عينة التربة فيه. يمكن أن تكون عينة التربة مربعة أو دائرية الشكل في المستوي. إن أبعاد العينات في المستوي عادة يتراوح ما بين ($51\ mm\ x\ 51\ mm$ ، $102\ mm\ x\ 102\ mm$) وإرتفاعها (25 mm). ينقسم الصندوق إلى نصفين أفقياً. القسم السفلي ثابت، القسم العلوي متحرك. تطبق القوى الناظمية على العينة من أعلى صندوق القص. يمكن أن تكون الإجهادات الناظمية المطبقة

على العينة أكبر من $1050\ kN/m^2 (150\ lb/in^2)$. أما تطبق قوة القص فيتم عن طريق تحريك النصف العلوي الأول من الصندوق بالنسبة للثاني السفلي (الثابت) لحين حدوث الانهيار في عينة التربة.



الشكل 12.4 مخطط إعداد تجربة القص المباشر

وبناءً على التجهيزات المستخدمة، يمكننا إجراء التجربة والتحكم إما **بقوة القص أو بالتشوه (إنزياح القص)**.

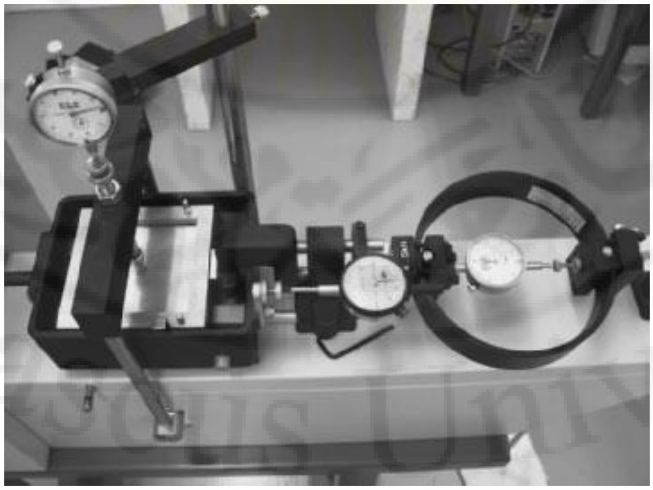
1. **في تجارب التحكم بقوة القص**، تطبق قوة القص بزيادات متساوية حتى تنهار العينة. يظهر سطح الانهيار على طول المستوي المقسوم للصندوق. بعد تطبيق كل زيادة في الحمل، يتم قياس انزياح القص للنصف العلوي للصندوق بواسطة مقياس ساعة مدرجة. حيث يمكن استنتاج تغير ارتفاع العينة (وبالتالي حجم العينة) خلال التجربة عن طريق قراءة مقياس الساعة المدرجة والتي تقيس الحركة الشاقولية في الجزء العلوي للصفيحة.
2. **في تجارب التحكم بالتشوه**، يتم تطبيق انزياح قص بسرعة ثابتة على نصف واحد للصندوق (العلوي المتحرك) بواسطة محرك والذي يعمل بواسطة نواقل الحركة. السرعة الثابتة لانزياح القص تقاس بواسطة مقياس ساعة مدرجة. مقاومة القص للتربة الموافقة لأي انزياح قص يمكن أن تقاس بواسطة حلقة مثبتة أو خلية تحميل. التغير في الحجم للعينة خلال التجربة يمكن أن يستنتج بشكل مشابه لتجارب التحكم بالإجهاد.

الشكل 5.12 يظهر صورة لجهاز القص المباشر مجهز بمعدات للتحكم بالتشوه. أما الشكل 6.12 يظهر صورة مأخوذة من أعلى جهاز قص مباشر مجهز بمقاييس ساعية مدرجة وحلقات مثبتة في المكان.



الشكل 12.5 جهاز القص المجهز بمعدات للتحكم بالتشوه

(Courtesy of Braja M. Das، Henderson، Nevada)



الشكل 12.6 صورة تظهر مقياس الساعة المدرجة والحلقة المثبة في المكان

(Courtesy of Braja M. Das، Henderson، Nevada)

فائدة تجارب القص المجهزة بمعدات للتحكم بالتشوه هي أنه في حالة الرمل الكثيف، يمكننا **تحديد ذروة مقاومة القص** (والتي هي حالة الانهيار) وكذلك نحدد أقل مقاومة قص يمكن أن يمتلكها الرمل الكثيف (والتي تمثل الحالة االاجهادية لما بعد الانهيار ونسميها **بالمقاومة الحدية أو المقاومة المتبقية**) ويمكننا رسم هذه النقاط.

أما في حالة تجارب القص المجهزة بمعدات للتحكم بقوة القص، يمكننا **معرفة ورسم ذروة مقاومة القص فقط.** لاحظ أن ذروة مقاومة القص في تجارب القص المجهزة بمعدات التحكم بالإجهاد يمكن تقريبها فقط لأن الانهيار يحصل ما بين حالتين من التحميل : عند درجة إجهاد بين الزيادة بالحمل ما قبل الانهيار والزيادة بالحمل ما بعد الانهيار.

وبالرغم من ذلك، بالمقارنة مع أجهزة القص المجهزة بمعدات التحكم بالتشوه، **تعد أجهزة القص المجهزة بمعدات التحكم بقوة القص أفضل من حيث تمثيل الحالة الحقلية الحقيقية.**

من أجل تجربة معطاة، يمكن حساب الإجهاد الناظمي من :

$$\sigma = \text{الإجهاد الناظمي} = \frac{\text{القوة الناظمية}}{\text{مساحة المقطع العرضي للعينة}} \qquad (12.10)$$

كما ويمكن حساب إجهاد مقاومة القص عند أي إزاحة قص كالتالي :

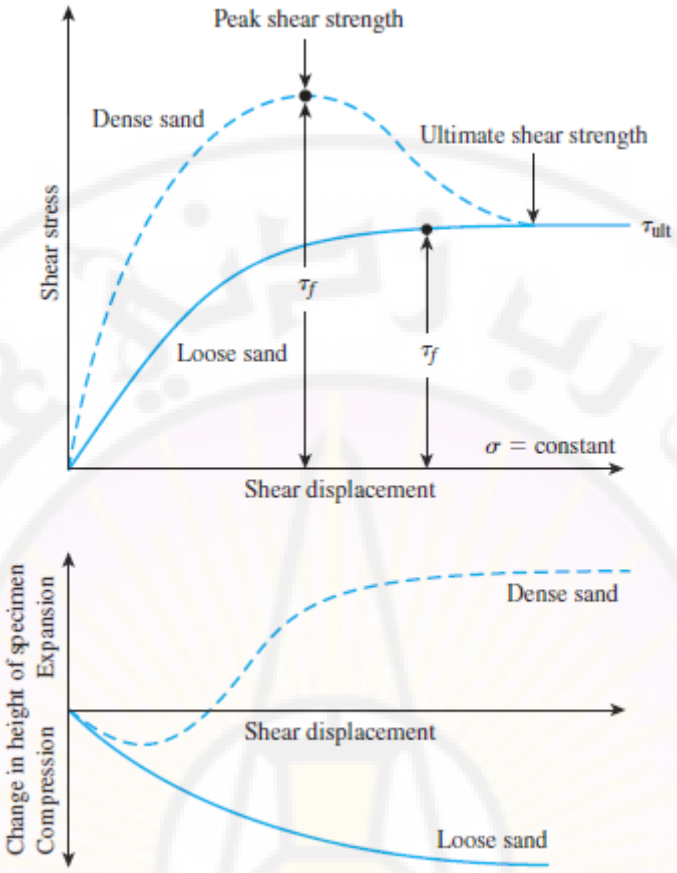
$$\sigma = \text{إجهاد القص} = \frac{\text{قوة القص المقاومة}}{\text{مساحة المقطع العرضي للعينة}} \qquad (12.11)$$

يظهر الشكل 7.12 المخطط النموذجي لإجهاد القص مع التغير في الارتفاع للعينة مقابل الانزياح (التشوه) للرمل المخلخل والرمل الكثيف. هذه الاستنتاجات تم إيجادها من جهاز القص المجهز بمعدات التحكم بالتشوه. التعميم التالي يمكن تطويره من الشكل 7.12 وذلك من خلال تغير إجهاد القص المقاوم وانزياح القص :

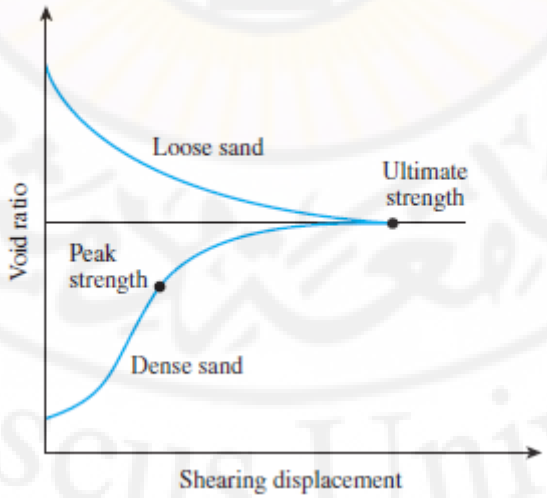
1. **في الرمل المخلخل**، يزداد إجهاد القص المقاوم مع ازدياد انزياح القص حتى يتم الوصول إلى إجهاد القص τ_f المسبب للإنهيار ونسميه إجهاد القص الأعظمي، بعد ذلك، تبقى مقاومة القص تقريباً ثابتة من أجل أية زيادة في انزياح القص.
2. **في الرمل الكثيف**، يزداد إجهاد القص المقاوم مع ازدياد انزياح القص حتى تم الوصول إلى إجهاد القص الاعظمي τ_f المسبب للإنهيار، عندها، تسمى τ_f مقاومة القص للإنهيار، بعد أن يتم الوصول لإجهاد الانهيار، تتناقص إجهادات القص المقاومة تدريجياً مع ازدياد انزياح القص حتى الوصول في النهاية إلى قيمة ثابتة والتي نسميها بمقاومة القص الحدية أو المتبقية.

بما أن ارتفاع العينة يتغير خلال تطبيق قوة القص (كما في الشكل 7.12)، من الواضح أن معامل المسامية للرمل يتغير (على الأقل في المنطقة القريبة من مكان الانقسام في صندوق القص). لهذا الأمر وفي الشكل 8.12 نبين طبيعة تغيرمعامل المسامية للرمل المخلخل والكثيف مع انزياح القص. عند إزاحة قص عالية، فإن معامل المسامية للرمل المخلخل والكثيف يصبح عملياً نفسه، ويسمى بمعامل المسامية الحرج.

من المهم ملاحظة أنه، في الرمل الجاف: $\sigma = \sigma'$ و $c' = 0$



الشكل 12.7 مخطط لإجهاد القص مع التغير في الارتفاع للعينة مقابل إزاحة القص للرمل المخلخل والجاف (تجربة القص المباشر).



الشكل 12.8 طبيعة تغير معامل المسامية مع إزاحة القص

يتم إعادة تجربة القص المباشر على عينات مشابه (من نفس التربة المدروسة) وذلك من أجل تطبيق إجهادات ناظمية مختلفة. وبعد ذلك يتم رسم قيم الإجهادات الناظمية وقيم إجهادات القص المسببة للإنهيار τ_f الموافقة لها وهنا نحصل على مخطط نكون قادرين من خلاله تحديد متغيرات القص. والشكل 9.12 يظهر لنا مخطط لتجارب أجريت على الرمل الجاف.

يمكن كتابة معادلة الخط المتوسط المستنتج من التجارب المخبرية كالتالي:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \qquad (12.12)$$

لذلك، ولحالة الترب الرملية يمكننا تحديد زاوية الاحتكاك من العلاقة :

$$\phi' = tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right) \qquad (13.12)$$

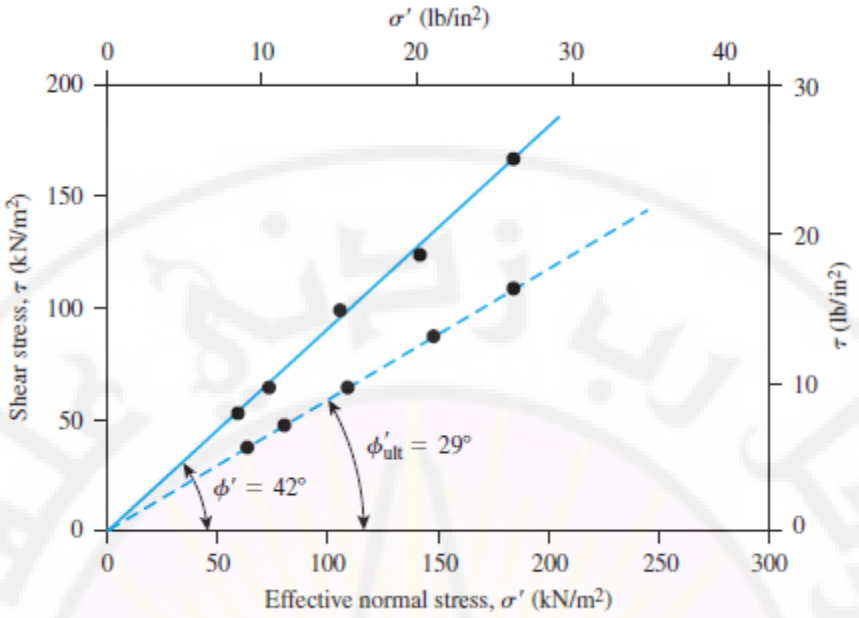
ملاحظة مهمة : من المهم معرفة أنه في حالة الترب الرملية المحسنة كما هو الحال في الترب الرملية المضاف لها مادة الأسمنت كمادة محسنة لخواصها، ممكن أن تظهر لنا قيم للتماسك الفعال c' مختلفة (تماسك ما بين الذرات) وذلك بسبب الترابط الذي يحدثه الاسمنت ما بين ذرات الرمل.

وفي حال كان تغير قوة القص الحدية (τ_{ult}) مع الإجهاد الناظمي الفعال معلوم، يمكننا في هذه الحالة رسم هذا التغير كما هو مبين في الشكل 9.12. وعليه فإن المخطط المتوسط يمكن التعبير عنه بالعلاقة:

$$\tau_{ult} = \sigma' \tan \phi'_{ult} \qquad (14.12)$$

وبالتالي تحديد زاوية الاحتكاك الداخلية الفعالة من العلاقة :

$$\phi'_{ult} = tan^{-1}\left(\frac{\tau_{ult}}{\sigma'}\right) \qquad (15.12)$$



الشكل 12.9 تحديد متغيرات مقاومة القص لرمل جاف باستخدام نتائج تجارب القص المباشر.

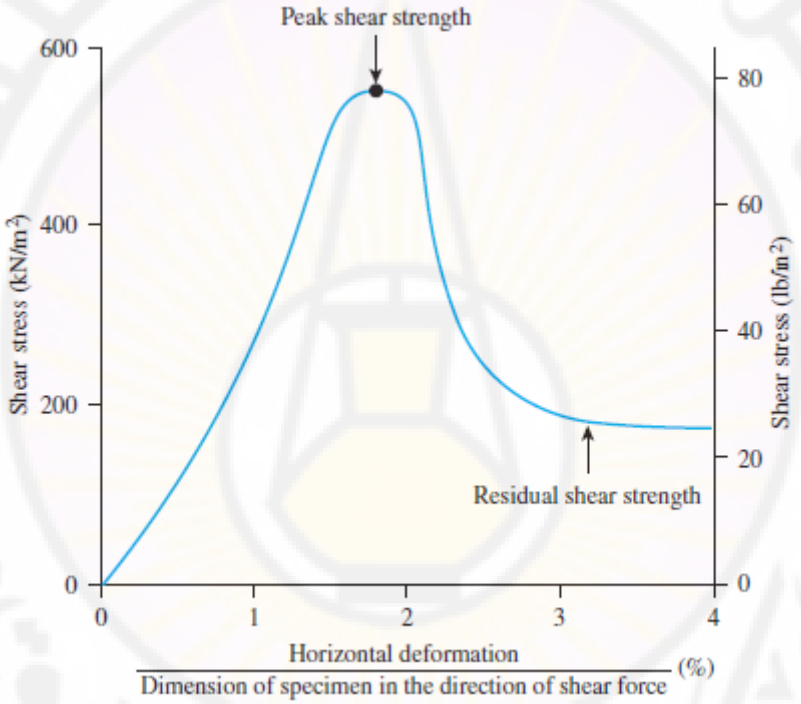
5.12 تجربة القص المباشر على الترب الرملية والغضارية المشبعة

في تجربة القص المباشر، وكما نعلم يتألف صندوق القص من وعاء معدني توضع فيه عينة التربة ويمكن تعبئته بالماء لإشباع العينة. يتم عمل تجربة **قص مصرفة** على عينة تربة مشبعة عن طريق إبقاء سرعة التحميل بطيئة بشكل كافي بحيث يتلاشى بشكل كامل ضغط الماء المسامي المتولد عن طريق التصريف. يتصرف ضغط الماء المسامي من العينة من خلال حجرين مساميين موضوعين أسفل وأعلى العينة (انظر الشكل 4.12).

بالنسبة للترب الرملية : ولأن الناقلية الهيدروليكية للرمل عالية، فإن ضغط الماء المسامي المتولد نتيجة التحميل (ناظمي أو قاص) يتلاشى بسرعة. لذلك ومن أجل سرعة تحميل عادية، بشكل أساسي تتواجد ظروف تصريف كاملة، وعليه فإن زاوية الاحتكاك الداخلية ϕ'، المستنتجة من تجربة القص المباشر على الرمل المشبع سوف تكون لها نفس القيمة للعينة بحالة الرمل الجاف.

بالنسبة للترب الغضارية : وبما ان قيم الناقلية الهيدروليكية للغضار تعتبر صغيرة جداً مقارنة مع قيم الناقلية الهيدروليكية للترب الرملية، وعندما يتم تطبيق حمل ناظمي على عينة تربة غضارية، يجب أن

يمر فترة زمنية كافية حتى يحصل الانضغاط الكامل، وذلك من أجل تلاشي كامل ضغط الماء المسامي المتولد. لهذا السبب، يجب أن تطبق قوة القص بسرعة بطيئة جداً. حيث يمكن أن تبقى التجربة حوالي خمسة أيام. الشكل 10.12 يظهر نتائج تجربة قص مباشر مصرفة على عينة غضارية مسبقة الانضغاط. أما في الشكل 11.12 نبين مخطط لتغير قيم τ_f مقابل تغير قيم σ' والمستنتج من إجراء عدة تجارب قص مباشر مصرفة على عينات غضارية منضغطة طبيعياً ومسبقة انضغاط. لاحظ أن قيمة $c' \simeq 0$ من أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً.

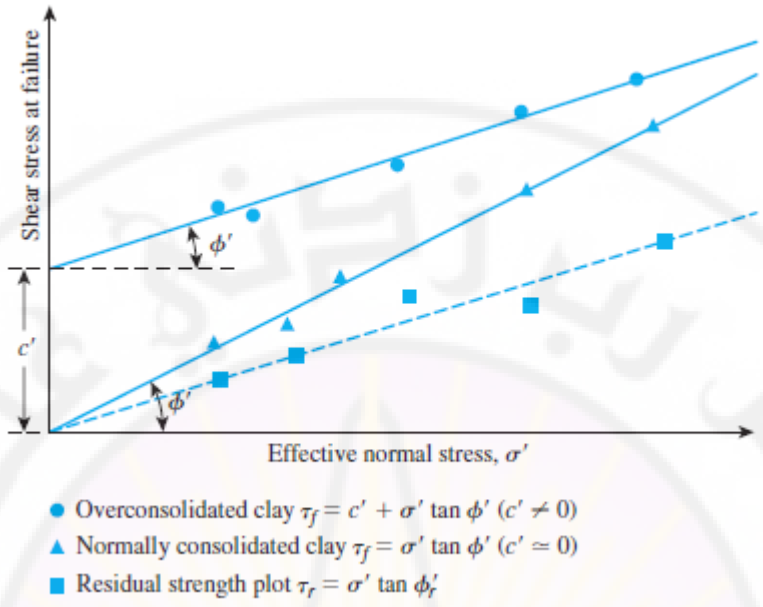


الشكل 10.12: يظهر نتائج تجربة قص مباشر على عينة غضارية مسبقة الانضغاط

[ملاحظة: مقاومة القص المتبقية للغضار هي مشابه لمقاومة القص الحدية في الرمل (انظر الشكل 7.12)].

وبشكل مشابه إلى مقاومة القص الحدية في حالة الرمل (الشكل 12.8)، عند إزاحة قص كبيرة، يمكن استنتاج مقاومة القص المتبقية للغضار (τ_r) في تجربة مصرفة. ونتائج ذلك مبينة في الشكل 10.12. الشكل 11.12 يظهر مخطط لتغير قيم τ_f مقابل تغير σ'. المخطط البياني المتوسط سوف يمر من خلال المبدأ ويمكن التعبير عنه بالعلاقة :

$$\tau_r = \sigma' \tan \phi'_r$$



الشكل 12.11 مغلف الانهيار للغضار مستنتج من تجارب القص المباشر المصرف

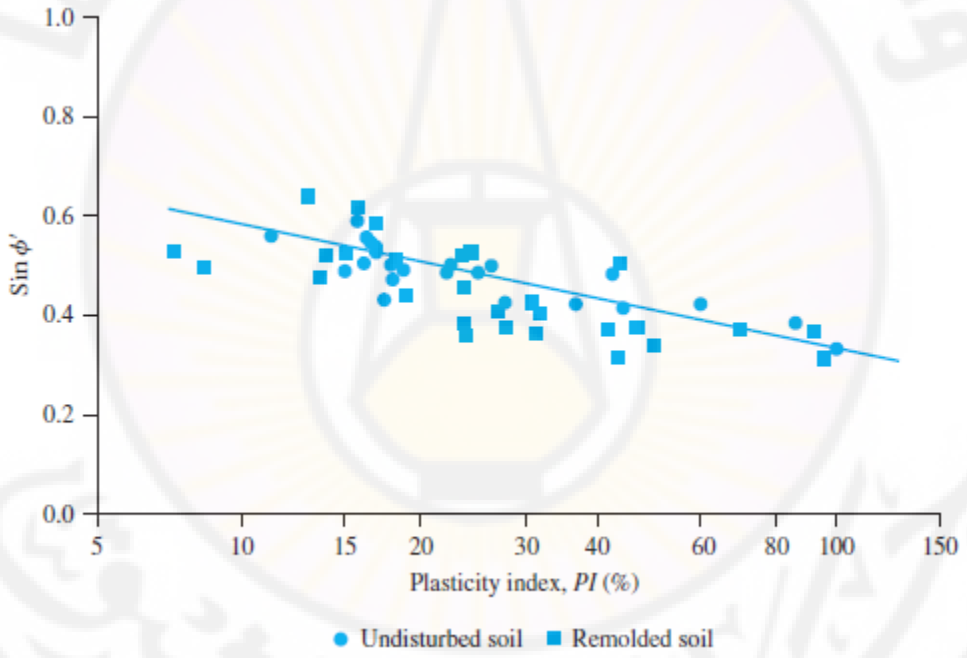
وبالتالي نستطيع تحديد قيمة زاوية الاحتكاك الداخلية الحدية (المتبقية) من العلاقة :

$$\phi_r' = tan^{-1}\left(\frac{\tau_r}{\sigma_\prime}\right) \qquad (16.12)$$

إن زاوية الاحتكاك الداخلية المصرفة ϕ'، من أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً عادة تتناقص مع تزايد قرينة اللدونة للتربة. هذه الحقيقة مشروحة ومبينة في الشكل 12.12 وذلك من أجل عدد من الترب الغضارية من تجارب أجريت من قبل Kenney في العام 1959. وعلى الرغم من أن النتائج مبعثرة بشكل ملحوظ، إلا أن النمط العام يبدو متماسك.

قدم السيد Skempton في العام 1964 نتائج لتغير قيم زاوية الاحتكاك الداخلية ϕ_r' المتبقية لعدد من الترب الغضارية مع نسبة النواعم الغضارية ذات الحجم $(\leq 2\ \mu m)$. والجدول التالي يظهر ملخص لهذه النتائج :

Soil	Clay-size fraction (%)	Residual friction angle, ϕ'_r (deg)
Selset	17.7	29.8
Wiener Tegel	22.8	25.1
Jackfield	35.4	19.1
Oxford clay	41.9	16.3
Jari	46.5	18.6
London clay	54.9	16.3
Walton's Wood	67	13.2
Weser-Elbe	63.2	9.3
Little Belt	77.2	11.2
Biotite	100	7.5



الشكل 12.12 : تغير $sin\ \phi'$ مع قرينة اللدونة لعدد من الترب

(After Kenney، 1959. With permission from ASCE.)

6.12 ملاحظات عامة على تجربة القص المباشر

تعتبر تجربة القص المباشر من التجارب السهل إجراءها، ولكنها تحوي بعض أوجه العيوب الكامنة. حيث تطرح أسئلة حول وثوقية نتائج هذه التجربة وهي :

- لأن التربة في هذه التجربة لا يسمح لها بالانهيار على طول المستوي الضعيف، إنما تجبر على الانهيار على طول مستوي الانقسام لصندوق القص، أي أن مستوي الانهيار محدد مسبقاً.
- أيضاً، نلاحظ أن توزع إجهاد القص على طول سطح القص للعينة يكون غير منتظم.

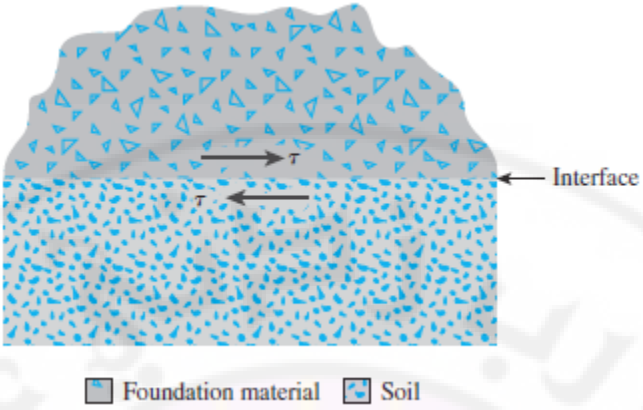
بغض النظر عن هذه العيوب، تعتبر تجربة القص المباشر من أبسط وأكثر التجارب اقتصادية من أجل الترب الرملية الجافة أو المشبعة.

من ناحية أخرى، وفي العديد من مسائل تصميم الأساسات، لا بد من تحديد زاوية الاحتكاك الداخلية بين التربة والمادة المبنية منها الأساسات (الشكل 13.12). حيث يمكن أن تكون مادة الأساسات من البيتون أو الفولاذ أو الخشب. إن مقاومة القص على طول سطح الاتصال بين التربة والأساسات يمكن أن يعطى بالشكل التالي:

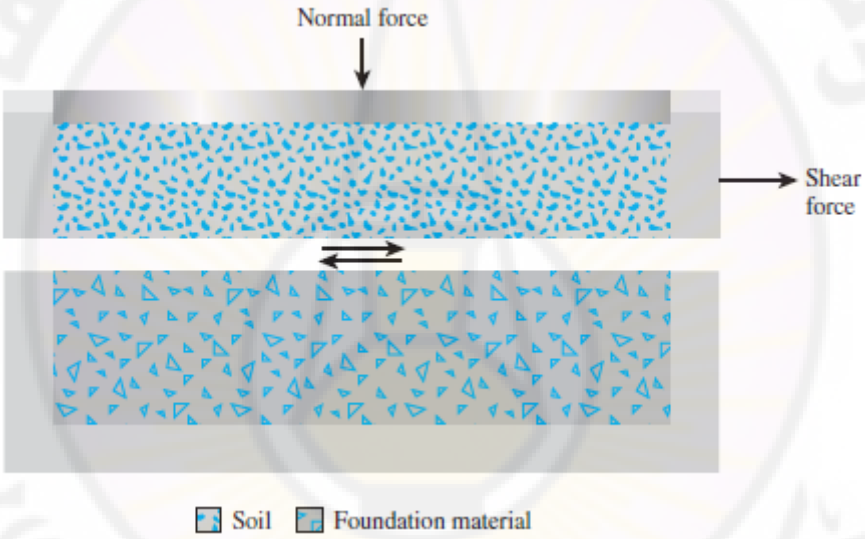
$$\tau_f = C'_a + \tan \delta' \qquad (17.12)$$

حيث : c'_a = الالتصاق ، δ' = زاوية الاحتكاك الفعالة بين التربة ومادة الأساس.

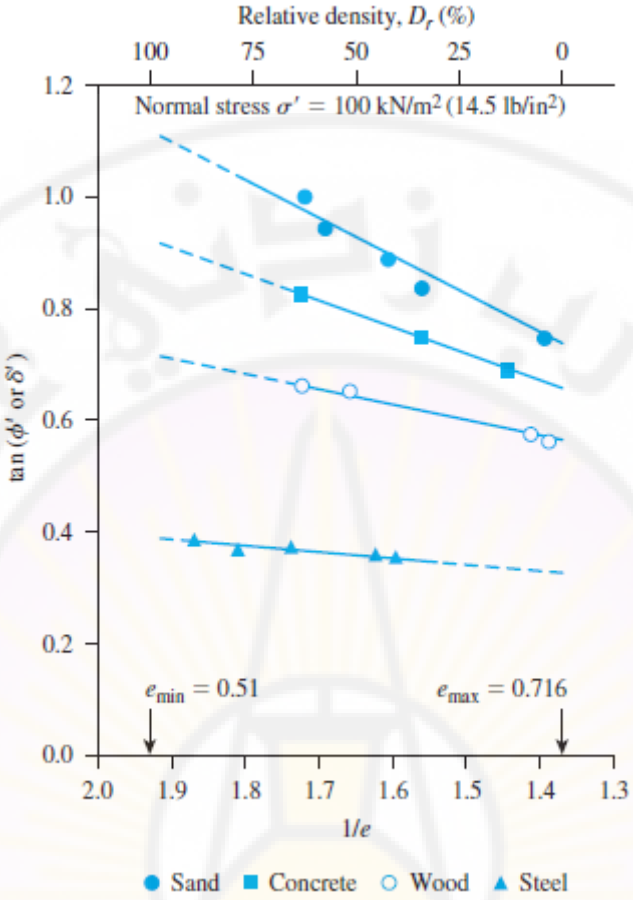
لاحظ أن المعادلة السابقة هي مشابهة للمعادلة 3.12. من ناحية ثانية، نجد إن متغيرات مقاومة القص بين التربة ومادة الأساس يمكن أن تحدد بشكل ملائم عن طريق تجربة القص المباشر. وهذه فائدة كبيرة لتجربة القص المباشر. أي أن مادة الأساس يمكن أن توضع بالجزء السفلي لصندوق القص ونضع التربة في الجزء العلوي من الصندوق)، كما في الشكل 14.12. بعد ذلك يمكن إجراء التجربة بالشكل المعتاد. الشكل 15.12 يظهر نتائج تجربة قص مباشر مجراة بالشكل السابق، أي تمّ وضع في الجزء المتحرك من صندوق القص المباشر عينة من رمل كوراتزي والمرتكزة (في الجزء الثابت من صندوق القص المباشر) على عينة من : الاسمنت، وعينة من الخشب وعينة من الفولاذ كمادة للأساس، ومع تطبيق إجهاد ناظمي على جميع العينات مقداره : $\sigma' = 100\ kN/m^2 = 14.5\ lb/in^2$.



الشكل 13.12: السطح البيني بين مادة الأساس والتربة



الشكل 14.12 : تجربة القص المباشر لتحديد زاوية الاحتكاك البينية interface friction angle



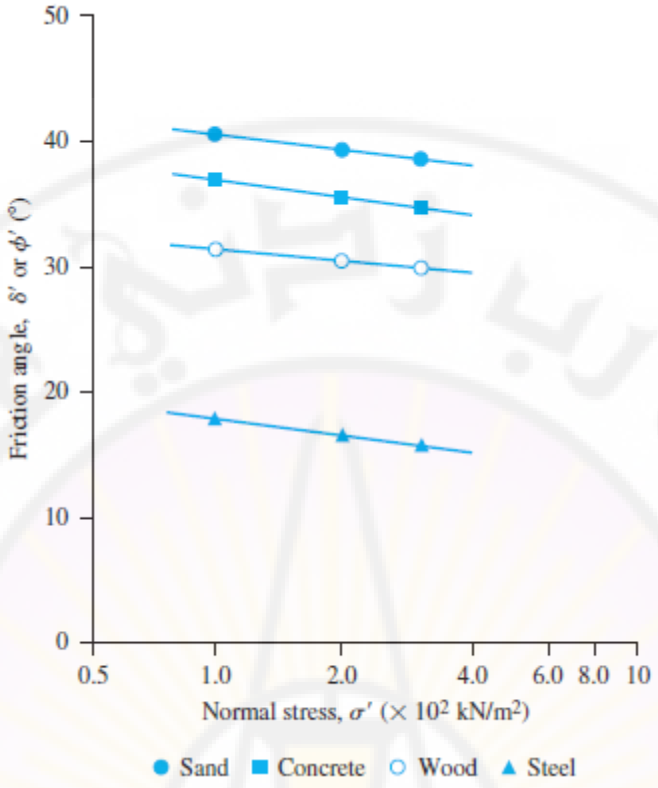
الشكل 15.12 : تغير $tan\ \emptyset'$ **و** $tan\ \delta'$ **مع** $1/e$

(ملاحظة: e = معامل المسامية $\sigma' = 100\ kN/m^2 (14.5\ lb/in^2)$ **رمل كوارتزي)**

(***After Acar, Durgunoglu, and Tumay, 1982. With permission from ASCE.***)

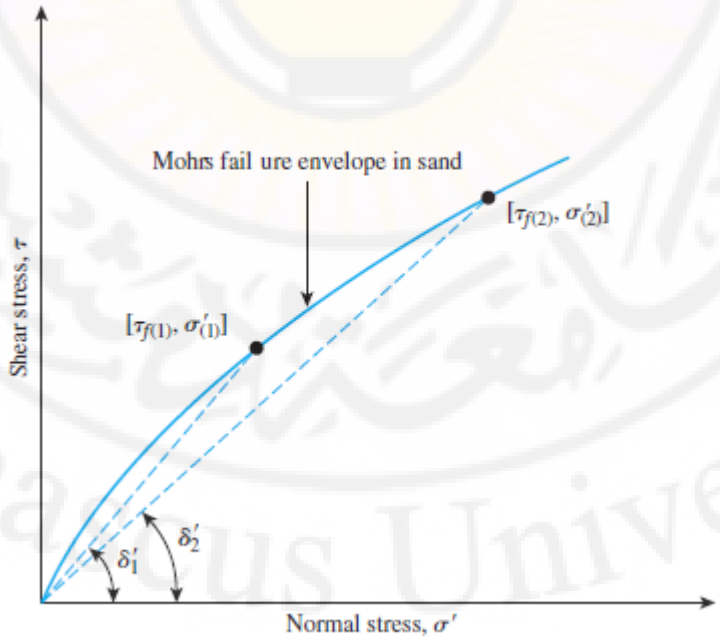
الشكل 16.12 يظهر تناقص قيم زوايا الاحتكاك ϕ' و δ' مع ازياد الإجهاد الناظمي (σ') من أجل نفس المواد المناقشة في الشكل 15.12. هذا الأمر يمكننا أن نفسره بالإشارة للشكل 17.12، والذي يبين لنا أن مغلف موهر كولومب هو بشكل منحني. في حال تم عمل تجربة القص المباشر مع $\sigma' = \sigma'_{(1)}$ ، فإن مقاومة القص ستكون $\tau_{f\,(1)}$.

$$\delta'_1 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}}\right]$$



الشكل 12.16 تغير ′ϕ و ′δ مع ′σ (ملاحظة الكثافة النسبية = 45%؛ رمل كوارتزي)

(*After Acar، Durgunoglu، and Tumay، 1982. With permission from ASCE.*)



الشكل 12.17 الطبيعة المنحنية لمغلف انهيار موهر كولومب في الرمل

ومن خلال الشكل 17.12، وبشكل مشابه، وفي حال تم إجراء التجربة مع $\sigma' = \sigma'_{(2)}$ ، نستطيع بالتالي كتابة العلاقة :

$$\delta' = \delta'_2 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}}\right]$$

كما نرى في الشكل 17.12، أن قيمة $\delta'_2 < \delta'_1$ عندما تكون قيمة $\sigma'_2 > \sigma'_{(1)}$. وبإبقاء هذا في الذهن، يجب إدراك أن قيم زاوية الاحتكاك الداخلية الفعالة ϕ' المعطاة في الجدول 1.12 هي فقط عبارة عن قيم وسطية للترب.

في الفقرة [1.12 المتعلقة بالمعادلة 12.1] تم الحديث وبشكل مختصر عن أن مغلف انهيار موهر كولومب هو منحني في الأصل، والمعادلة (2.12) هي فقط تقريب لهذا المنحني. هذه الحقيقة يجب إبقاؤها في الذهن عند التعامل مع مسائل بحال تطبيق إجهاد حصر عالي.

المثال 12.1 :

التالي هي نتائج أربعة تجارب قص مباشر مصرفة على غضار مسبق الانضغاط:

- قطر العينة = 50 mm
- ارتفاع العينة = 25 mm

Test no.	Normal force, N (N)	Shear force at failure, S_{peak} (N)	Residual shear force, $S_{residual}$ (N)
1	150	157.5	44.2
2	250	199.9	56.6
3	350	257.6	102.9
4	550	363.4	144.5

المطلوب تحديد علاقات مقاومة القص العظمى (الذروة) (τ_f) ومقاومة القص المتبقة (τ_r).

الحل :

من معطيات المسألة نجد أن :

مساحة المقطع العرضي للعينة $(A) = \left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{50}{1000}\right)^2 = 0.0019634\ m^2$.

الآن يمكن تنظيم الجدول التالي :

Test no.	Normal force, N (N)	Normal stress, σ' (kN/m^2)	Peak shear force, S_{peak} (N)	$\tau_f = \frac{S_{peak}}{A}$ (kN/m^2)	Residual shear force, $S_{residual}$ (N)	$\tau_r = \frac{S_{residual}}{A}$ (kN/m^2)
1	150	76.4	157.5	80.2	44.2	22.5
2	250	127.3	199.9	101.8	56.6	28.8
3	350	178.3	257.6	131.2	102.9	52.4
4	550	280.1	363.4	185.1	144.5	73.6

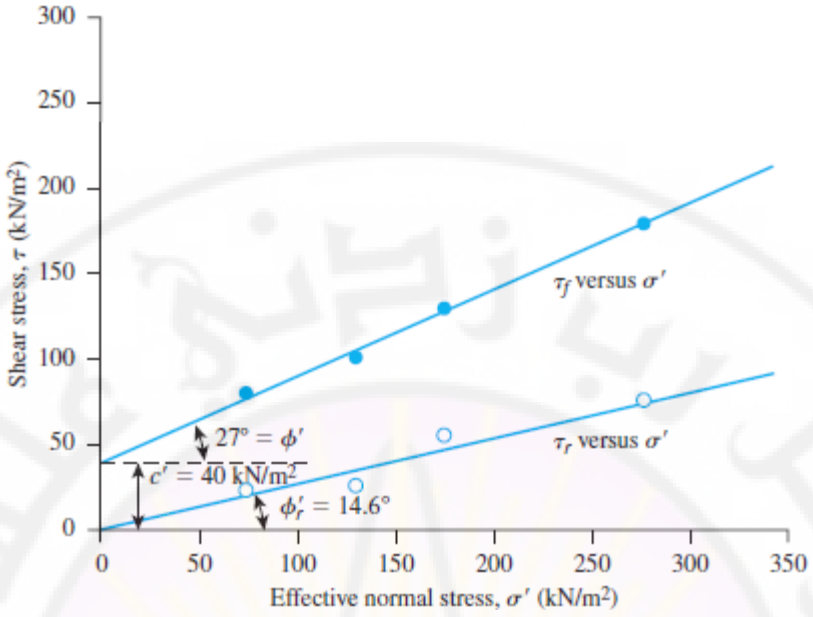
تغير τ_f و τ_r مع σ' موضحة في الشكل 18.12. ومن المخططات، يمكننا إيجاد أن :

- مقاومة الذروة: $\tau_f(kN/m^2) = 40 + \sigma' tan\ 27$.
- المقاومة المتبقة: $\tau_r(kN/m^2) = \sigma' tan\ 14.6$.

(ملاحظة: من أجل كافة الترب الغضارية المسبقة الانضغاط، يمكن التعبير عن مقاومة القص المتبقية كالتالي :

$$\tau_r = \sigma' tan\ \phi'_r$$

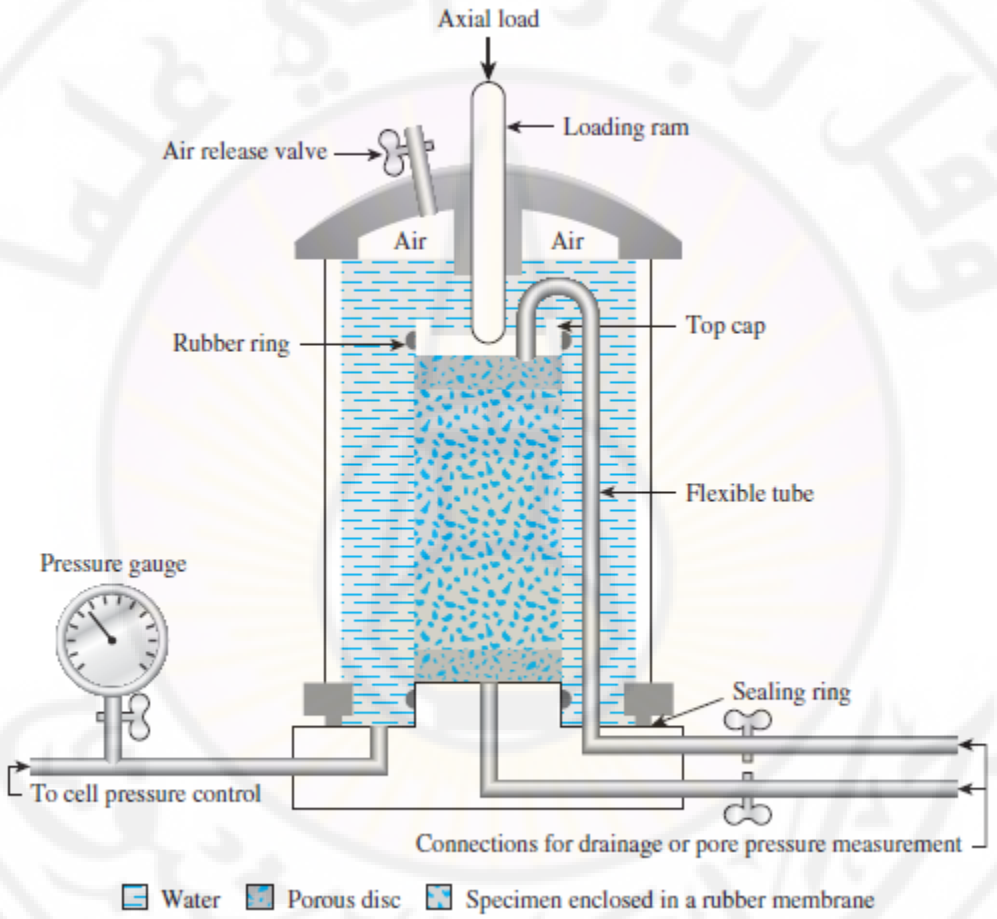
حيث ϕ'_r = زاوية الاحتكاك الفعالة المتبقية.



الشكل 12.18 تغير τ_f و τ_r مع σ' .

7.12 تجربة القص ثلاثي المحاور (عام)

تعد تجربة القص ثلاثي المحاور واحدة من أكثر التجارب وثوقية لتحديد متغيرات مقاومة القص للمواد. تستخدم بشكل واسع للأبحاث والتجارب العادية. المخطط التوضحي لتجربة القص ثلاثي المحاور مبين في الشكل 19.12.



الشكل 12.19 مخطط لمعدات تجربة القص ثلاثي المحاور

(After Bishop and Bjerrum، 1960. With permission from ASCE.)

في هذه التجربة، يتم استخدام عينة تربة بقطر $36\ mm\ (1.4\ in)$ وارتفاع $76\ mm$. يتم تغليف العينة بغشاء مطاطي رقيق ويتم وضعها داخل حجرة اسطوانية بلاستيكية (تسمى الخلية أحياناً) والتي يتم ملئها عادة بالماء أو الغليسيرين. يتم تعريض العينة إلى ضغط حصر عن طريق السائل في الحجرة. (ملاحظة : يتم استخدام الهواء أحياناً كوسط ضاغط) ولجعل العينة تنهار على القص، يجب تطبيق إجهاد محوري من خلال تطبيق حمل شاقولي (أحياناً يسمى بالإجهاد الديفياتوري deviator stress).

يمكن تطبيق هذا الإجهاد بواحدة من الطريقتين التاليتين:

1. تطبيق حمل ميت أو ضغط هيدروليكي بزيادات متساوية حتى تنهار العينة. (التشوه المحوري للعينة الناتج عن تطبيق الحمل الشاقولي يتم قياسه بمقياس ساعي مدرج).
2. تطبيق تشوه محوري بسرعة ثابتة بواسطة تطبيق حمل ضاغط لمكبس بتروس أو هيدروليكي. وتسمى هذه بتجربة ذات التشوه المتحكم به.

الحمل المحوري المطبق بواسطة الحمل الشاقولي يتوافق مع التشوه المحوري المقاس بوساطة حلقة مثبتة أولخلية تحميل موصولة مع ذراع التحميل.

يتم تزويد الحجرة (او الخلية) بسكورة وذلك لقياس التصريف الداخل أو الخارج من العينة، أو لقياس ضغط الماء المسامي (وفقاً لظروف التجربة).

التجارب الثلاث التالية هي الأنواع القياسية لتجارب القص ثلاثي المحاور:

- تجربة القص ثلاثي المحاور **المنضغطة (المشددة) – المصرفة أو التجربة المصرفة (CD test)**.
- تجربة القص ثلاثي المحاور **المنضغطة (المشددة) – غيرالمصرفة (CU test)**.
- تجربة القص ثلاثي المحاور **غيرالمنضغطة (غير مشددة) – غيرالمصرفة أو التجربة غير المصرفة (UU test)**.

الإجراءات العامة المتبعة والتطبيقات لكل نوع من التجارب السابقة للترب المشبعة مشروحة في الفقرة التالية.

8.12 تجربة القص ثلاثي المحاور المنضغطة (المشددة) – المصرفة CD

في تجربة CD، يتم تعريض العينة المشبعة من كافة الجوانب إلى ضغط حصرقيمته σ_3، عن طريق ضغط السائل الموجود في الحجرة (الشكل 12.20a) ومع تطبيق ضغط الحصر على العينة فإن ضغط الماء المسامي للعينة يزداد بقيمة u_c (في حال تم منع التصريف في بداية التجربة). هذه الزيادة في ضغط الماء المسامي يمكن التعبير عنها بشكل متغير لابعدي كالتالي :

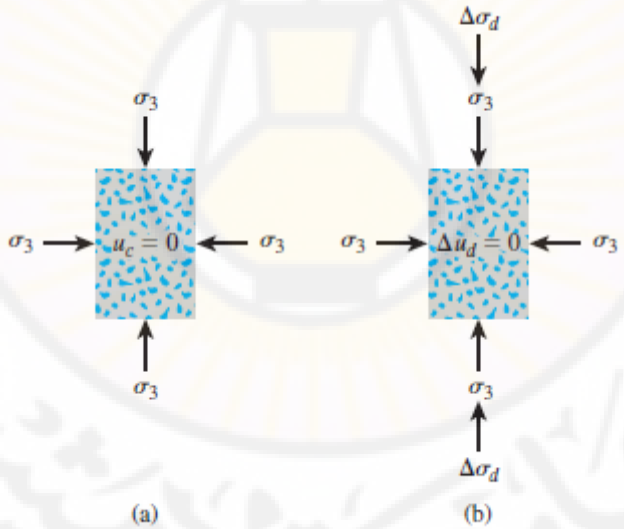
$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \qquad (18.12)$$

حيث B = متغير (Skempton) للضغط المسامي (Skempton 1945)

من أجل الترب المشبعة الطرية، B تقريباً يساوي الواحد؛ أما من أجل الترب القاسية المشبعة، فإن قيمة B تكون أقل من الواحد. قدم Black and Lee في العام (1973) قيم نظرية لحساب B من أجل مختلف أنواع الترب عند درجة إشباع تامة. هذه القيم موضحة في الجدول 2.12.

الآن ومع البدء بتنفيذ التجربة، وفي حال كانت **سكورة التصريف مفتوحة**، فإن ضغط الماء المسامي سوف يتلاشى، وبالتالي يحصل الانضغاط. مع الوقت، فإن u_c سوف تصبح مساوية إلى الصفر.

في الترب المشبعة، التغير في الحجم للعينة (ΔV_c) والذي سوف يحصل خلال الانضغاط يمكن أن يستنتج من خلال تغير حجم الماء المسامي المصرف (الشكل 12.21a). لاحقاً، الإجهاد الديفياتوري $\Delta\sigma_d$، المطبق على العينة يزداد بشكل بطيء جداً (الشكل 12.20b). ومع بقاء سكورة التصريف مفتوحة، ومع سرعة تطبيق للإجهاد الديفياتوري قليلة، نجد أن هذا الأمر يسمح بتلاشي كامل لأي ضغط مائي مسامي وبالتالي ستكون قيمة الضغط المسامي مساوية للصفر $(\Delta u_d = 0)$.

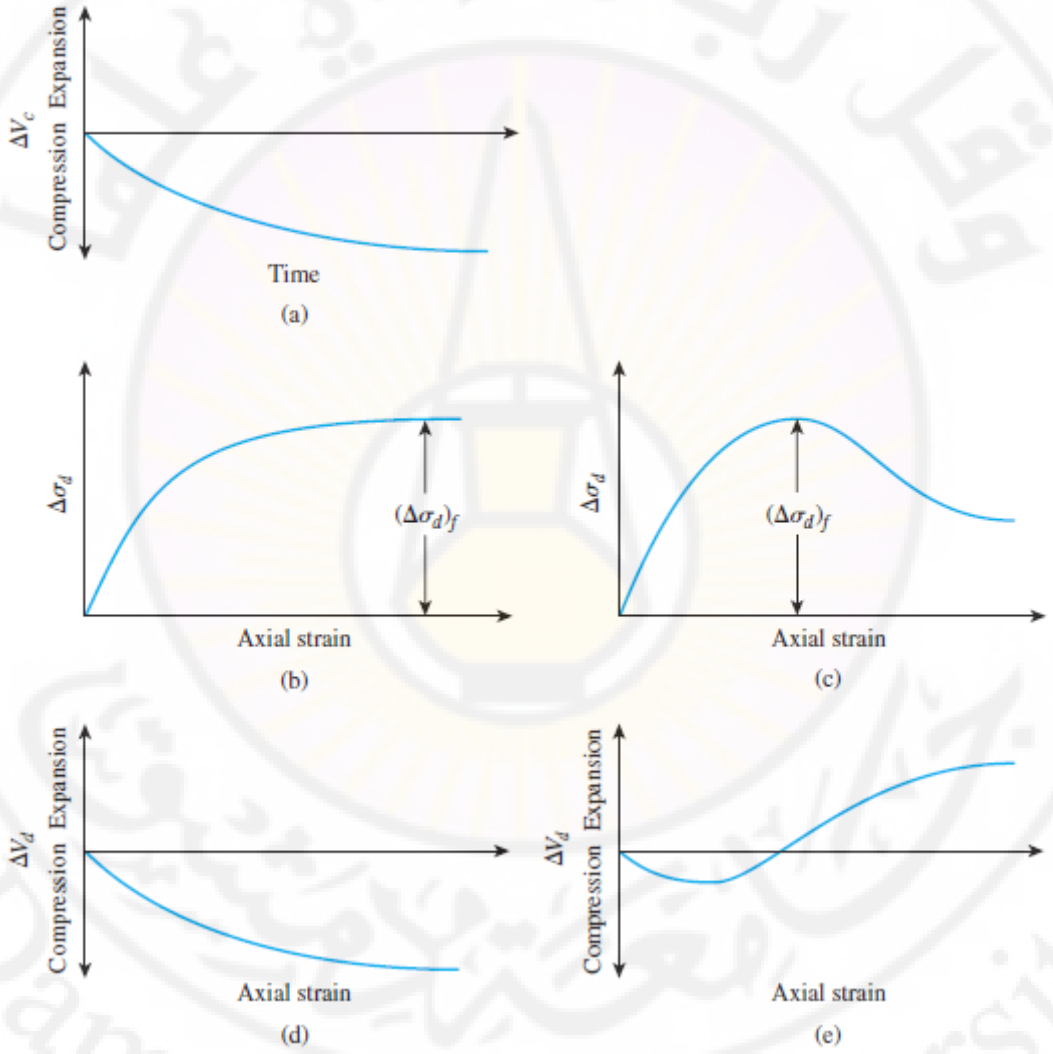


الشكل 20.12 : تجربة القص ثلاثي المحاور المصرفة المنضغطة

(a) عينة معرضة لضغط حصر الحجرة في بداية التجربة (b) تطبيق الإجهاد الديفاتيري خلال التجربة

الجدول (2.12) : القيم النظرية للمتغير B في حال الترب المشبعة بشكل كامل

القيم النظرية للمتغير B	نوع التربة
0.9998	الغضار الطري المنضغط طبيعياً
0.9988	الغضار الطري والسيلت المسبق الانضغاط بشكل قليل
0.9877	الغضار القاسي والرمل المسبق الانضغاط
0.9130	الرمل الكثيف والغضار القاسي مع ضغط حصر عالي



الشكل 21.12 : تجربة القص ثلاثي المحاور المصرفة المنضغطة

(a) التغير في الحجم للعينة نتيجة إجهاد الحصر؛

(b) مخطط الإجهاد الديفاتيري مقابل التشوه في الاتجاه الشاقولي لرمل مخلخل وغضار منضغط طبيعياً؛

(c) مخطط للإجهاد الديفياتيري مع التشوه في الاتجاه الشاقولي للرمل الكثيف والغضار المسبق الانضغاط؛

(d) التغير في الحجم للرمل المخلخل و الغضار المنضغط طبعياً خلال تطبيق الإجهاد الديفياتيري؛

(e) التغير في الحجم في الرمل الكثيف والغضار المسبق الانضغاط خلال تطبيق الإجهاد الديفياتيري.

إن المخطط النموذجي لتغير الإجهاد الديفياتوري مع التشوه في الرمل المخلخل والغضار المنضغط طبيعياً مبين في الشكل 12.21b. أما الشكل 12.21c يظهر لنا مخطط مشابه من أجل الرمل الكثيف والغضار المسبق الانضغاط. إن التغير الحجمي ΔV_d ، للعينة والذي يظهر بسبب تطبيق الإجهاد الديفياتوري على مختلف أنواع الترب مبين أيضاً في الشكل 12.21d و 12.21e. وبسبب تلاشي ضغط الماء المسامي المتشكل خلال التجربة بشكل كامل، يكون لدينا الشروط التالية :

- $\sigma_3 = \sigma_3'$ = إجهاد الحصر الكلي والفعال.
- $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1'$ = الإجهاد المحوري الكلي والفعال عند الانهيار.

في تجربة القص ثلاي المحاور، σ_1' الإجهادات الرئيسية الفعالة عند الانهيار و σ_3' الإجهادات الفعالة الثانوية عند الانهيار.

تم إجراء العديد من التجارب على عينات مشابهة بتطبيق مجال مختلف من إجهاد الحصر. لهذه التجارب تمَ رسم دائرة موهر كولومب وتمَ إيجاد مغلف الانهيار مع الإجهادات الأساسية الرئيسية والثانوية عند الانهيار لكل تجربة. الشكل 22.12 يظهر لنا نوع مغلف انهيار الإجهادات الفعالة المستنتج من التجارب على الرمل والغضار المنضغط طبيعياً. إن إحداثيات نقطة التماس لمغلف الانهيار مع دائرة مور (والتي هي النقطة A) تعطي الإجهادات (الناظمية والقاصة) على مستوي الانهيار للعينة المختبرة. من أجل الغضار المنضغط طبيعياً، وبالإشارة للشكل 22.12 ، نجد أن :

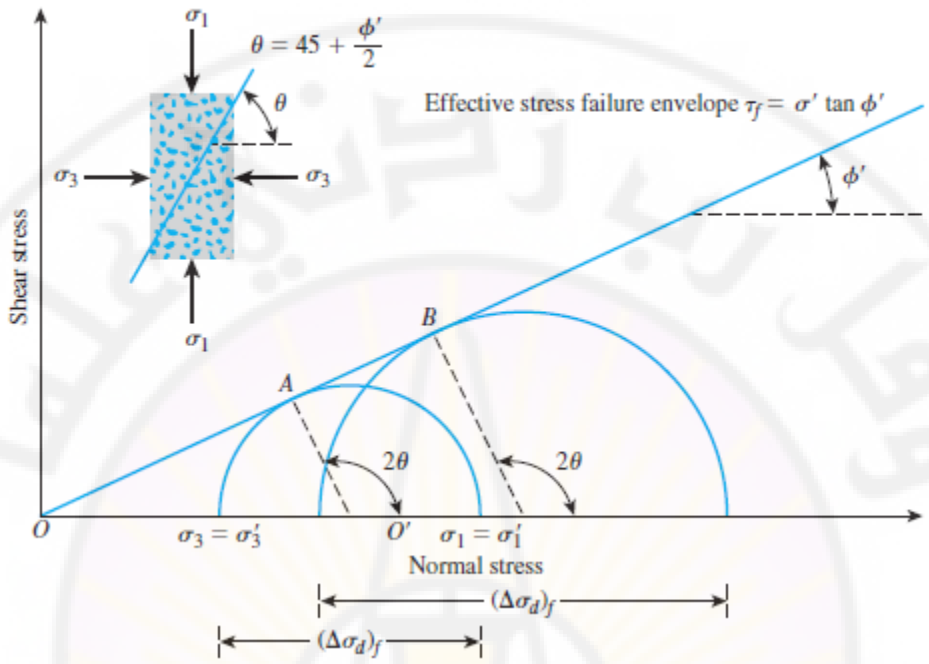
$$\sin\phi` = \frac{AO`}{OO`}$$

أو بشكل آخر :

$$\sin\phi` = \frac{\frac{\sigma_1` - \sigma_3`}{2}}{\frac{\sigma_1` + \sigma_3`}{2}}$$

$$\phi` = sin^{-1}\left(\frac{\sigma_1` - \sigma_3`}{\sigma_3` + \sigma_3`}\right) \qquad (19.12)$$

وبالنهاية، نستنتج أن مستوي الانهيار سوف يميل بزاوية $\theta = 45 + \phi'/2$ عن المستوي الرئيسي الأساسي، كما هو مبين في الشكل 22.12.



الشكل 12.22 مغلف انهيار الإجهادات الفعالة من تجارب القص المصرفة على الرمل والغضار المنضغط طبيعياً.

يحصل الانضغاط المسبق عندما ينضغط الغضار تحت إجهاد حصر الحجرة من كافة الجوانب بقيمة مقدارها $\sigma_c (= \sigma_c')$ ومن ثم يتم السماح لها بالانتفاخ عن طريق تقليل إجهاد حصرالحجرة إلى قيمة تساوي $\sigma_3 (= \sigma_3')$.

- إن مغلف الانهيار الناتج من تجارب ثلاثي المحاور المصرفة لعينات غضار مسبق الانضغاط يظهر لنا فرعين متميزين (ab و bc) في الشكل 23.12).

إن الجزء ab له ميل منبسط مع وجود تماسك ظاهري بسيط ومعادلة مقاومة القص لهذا النوع بحسب معيار موهر كولومب يمكن كتابتها بالشكل التالي :

$$\tau_f = C' + \sigma' \tan \phi_1' \qquad (20.12)$$

أما الجزء bc لمغلف الانهيار يمثل مرحلة غضار منضغط طبيعياً للتربة وتكون معادلة القص لهذا الجزء هي : $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$.

وفي حال كانت نتائج تجربة قص ثلاثي محاور لعينتين غضاريتين مسبقة الانضغاط معلومة، فإن قيمة ϕ_1' و c' يمكن تحديدها كالتالي :

من المعادلة (8.12)،

للعينة 1:

(21.12)

$$\sigma'_{1(1)} = \sigma'_{3(1)}\, tan^2(45 + \phi'_1/2) + 2C' \tan(45 + \phi'_1/2)$$

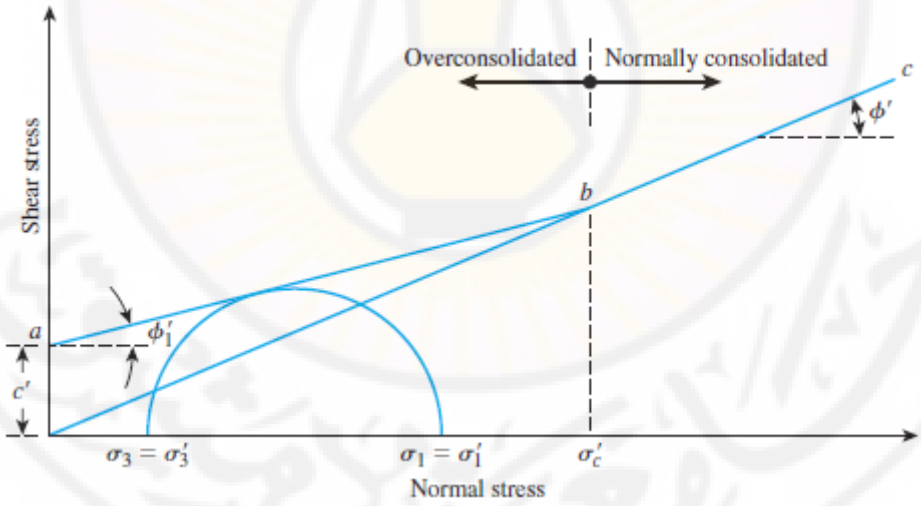
وللعينة 2:

(22.12)

$$\sigma'_{1(2)} = \sigma'_{3(2)}\, tan^2(45 + \phi'_1/2) + 2C' \tan(45 + \phi'_1/2)$$

أو :

$$\sigma'_{1(1)} - \sigma'_{1(2)} = [\sigma'_{3(1)} - \sigma'_{3(2)}] \tan^2 (45 + \phi'_1/2)$$



الشكل 12.23 مغلف انهيار الإجهادات الفعالة لعينة غضارية مسبقة الانضغاط.

وبالتالي نحصل على قيمة زاوية الاحتكاك الداخلية من العلاقة :

$$\phi'_1 = 2\left\{tan^{-1}\left[\frac{\sigma'_{1(1)} - \sigma'_{1(2)}}{\sigma'_{3(1)} - \sigma'_{3(2)}}\right]^{0.5}\right\} - 45^\circ \qquad (23.12)$$

وطالما عرفنا قيمة ϕ'_1، نستطيع استنتاج قيمة التماسك الفعال c' من العلاقة :

$$C' = \frac{\sigma'_{1(1)} - \sigma'_{3(1)} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)}{2 \tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \qquad (24.12)$$

يجب أن نعلم أن تجارب القص ثلاثي المحاور مصرف – منضغط على تربة غضارية يمكن أن تأخذ عدة أيام لتكتمل. هذا القدر من الزمن مطلوب لأنه يجب تطبيق الإجهاد الديفياتوري بشكل بطيء جداً لضمان التصريف الكامل للعينة. ولهذا السبب تعتبر تجربة ثلاثي المحاور المصرف – المنضغطة CD غير شائعة.

المثال 12.2:

تم إجراء تجربة ثلاثي المحاور المصرفة – المنضغطة على عينة تربة غضارية منضغطة طبيعياً. وكانت النتائج كالتالي :

- $\sigma_3 = 16 \text{ lb/in.}^2$
- $(\Delta\sigma_d)_f = 25 \text{ lb/in.}^2$

المطلوب تحديد :

a) زاوية الاحتكاك ϕ' .

b) الزاوية θ التي يشكلها مستوي الانهيار مع مستوي الإجهادات الرئيسية.

الحل :

من أجل تربة منضغطة طبيعياً، فإن معادلة مغلف الانهيار هي :

$$\tau_f = \sigma' tan\ \phi' \qquad (\text{لأن}) \quad c' = 0)$$

ومن أجل تجربة ثلاثي المحاور، الإجهادات الاساسية الرئيسية والثانوية عن الانهيار هي :

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 16 + 25 = 41 \text{ lb/in.}^2$$

و :

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 16 \text{ lb/in.}^2$$

الجزء a :

يظهر الشكل 24.12 دائرة مور ومغلف الانهيار. من المعادلة (19.12) :

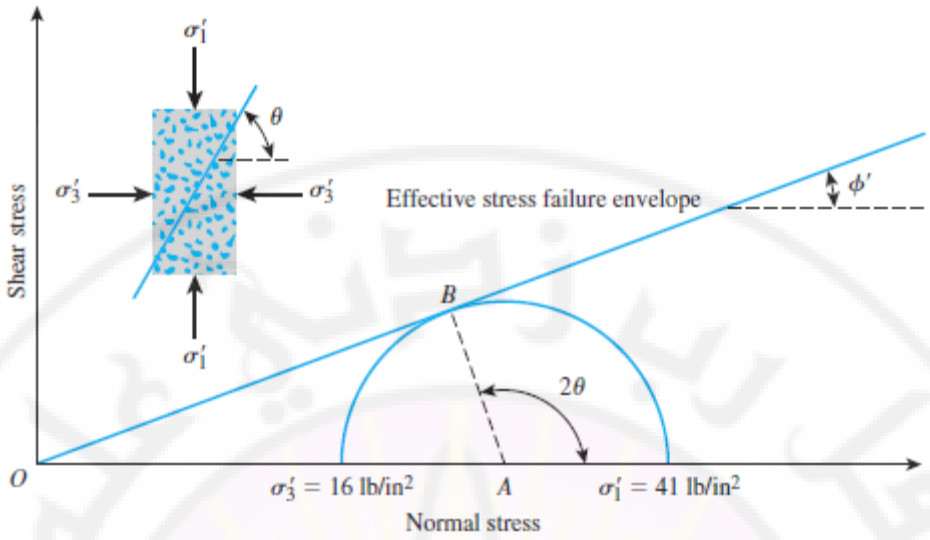
$$\sin\phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{41 - 16}{41 + 16} = 0.438$$

$$\boldsymbol{\phi' = 26°}$$

الجزء b :

من المعادلة (4.12)،

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} = 45° + \frac{26°}{2} = \mathbf{58°}$$



الشكل 24.12 : دائرة مور ومغلف الانهيار لتربة غضارية منضغطة طبيعياً

المثال 12.3 :

بالإشارة للمثال 2.12. المطلوب :

a) أوجد الإجهاد الناظمي σ' وإجهاد القص τ_f على مستوي الانهيار.

b) حدد الإجهاد الفعال الناظمي على مستوي الإجهاد القص الأعظمي.

الحل :

الجزء a

من المعادلات (8.10) و (9.10) نجد :

$$\sigma'(\text{على سطح الانهيار}) = \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} cos\ 2\theta$$

و :

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta$$

وبتعويض قيم كل من $\sigma_3' = 16\ lb/in^2$، $\sigma_1' = 41\ lb/in^2$ و $\theta = 58°$ في المعادلة السابقة، نجد أن:

$$\sigma' = \frac{41 + 16}{2} + \frac{41 - 16}{2} \cos(2 \times 58) = \mathbf{23.0\ lb/in.^2}$$

و :

$$\tau_f = \frac{41 - 16}{2} \sin(2 \times 58) = \mathbf{11.2\ lb/in.^2}$$

الجزء b :

من المعادلة (9.12)، نجد أن إجهاد القص الأعظمي سوف يظهر على مستوي بزاوية $\theta = 45°$.

من المعادلة (8.12) ،

$$\sigma' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cos 2\theta$$

وبتعويض $\theta = 45°$ في المعادلة السابقة :

$$\sigma' = \frac{41 + 16}{2} + \frac{41 - 16}{2} \cos 90 = \mathbf{28.5\ lb/in.^2}$$

<u>المثال 12.4 :</u>

معادلة مغلف انهيار الإجهاد الفعال من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً هي $\tau_f = \sigma' tan\ 30°$. تم إجراء تجربة قص ثلاثي محاور مصرفة لنفس التربة عند ضغط حصر الحجرة بقيمة $10\ lb/in^2$. احسب الأجهاد الديفياتيري عند الانهيار.

الحل :

من أجل غضار منضغط طبيعياً، $c' = 0$. لذلك من المعادلة 8.12 نستطيع أن نكتب :

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$\sigma_1' = 10 \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 30 \text{ lb/in.}^2$$

لذلك:

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1' - \sigma_3' = 30 - 10 = \mathbf{20 \text{ lb/in.}^2}$$

المثال 12.5 :

نتائج تجربتين قص ثلاثي محاور مصرفة على تربة غضارية مشبعة هي كالتالي :

العينة 1 :

$$\sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$
$$(\Delta\sigma_d)_f = 130 \text{ kN/m}^2$$

العينة 2 :

$$\sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$$
$$(\Delta\sigma_d)_f = 223.5 \text{ kN/m}^2$$

المطلوب تحديد متغيرات مقاومة القص.

الحل :

بالإشارة للشكل 25.12. من أجل العينة 1، الإجهادات الأساسية عند الانهيار هي :

$$\sigma_3' = \sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$

و:

$$\sigma_1' = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 70 + 130 = 200 \text{ kN/m}^2$$

وبشكل مشابه، الإجهادات الأساسية عند الانهيار للعينة 2 هي :

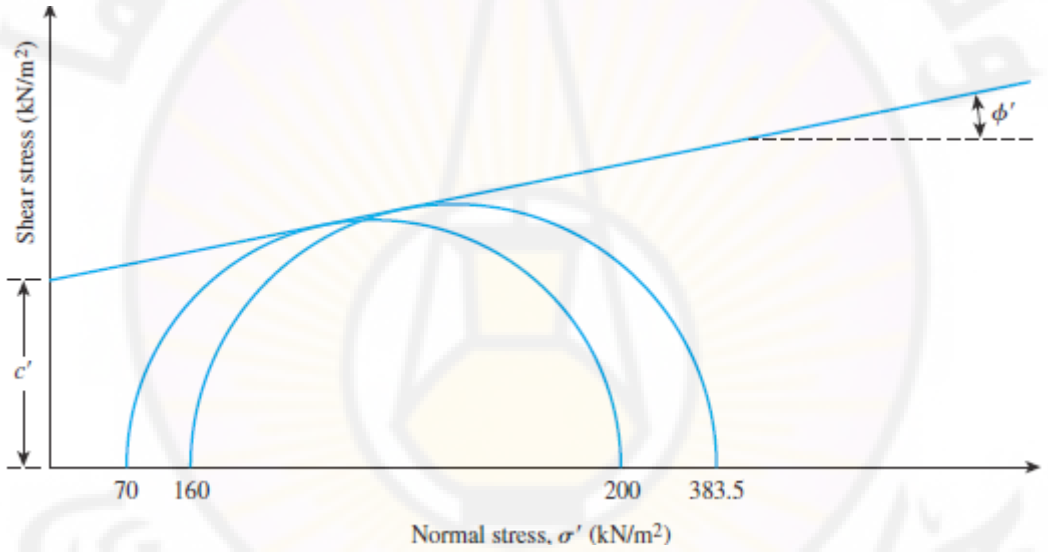
$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$$

و:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 160 + 223.5 = 383.5 \text{ kN/m}^2$$

الآن ، من المعادلة (23.12) :

$$\phi'_1 = 2\left\{\tan^{-1}\left[\frac{\sigma'_{1(I)} - \sigma'_{1(II)}}{\sigma'_{3(I)} - \sigma'_{3(II)}}\right]^{0.5} - 45^\circ\right\} = 2\left\{\tan^{-1}\left[\frac{200 - 383.5}{70 - 160}\right]^{0.5} - 45^\circ\right\} = \mathbf{20}^\circ$$



الشكل 12.25 : مغلف انهيارالإجهاد الفعال ودائرة مور للعينة 1 و 2

ايضاً، من المعادلة (24.12) :

$$c' = \frac{\sigma'_{1(I)} - \sigma'_{3(I)} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)}{2\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} = \frac{200 - 70\tan^2\left(45 + \frac{20}{2}\right)}{2\tan\left(45 + \frac{20}{2}\right)} = \mathbf{20 \text{ kN/m}^2}$$

9.12 تجربة القص ثلاثي المحاور المنضغطة (المشددة) – غير المصرفة

تعتبر تجربة القص ثلاثي المحاور المنضغطة – غير المصرفة من أكثر تجارب القص شيوعاً. في هذه التجربة، تنضغط عينة التربة المشبعة أولاً بواسطة ضغط السائل في الحجرة من كافة الجوانب بقيمة إجهاد حصر σ_3، **وبسبب أن السكر مفتوح ضمن هذه المرحلة (أي هناك التصريف) (الشكل 12.26a و 12.26b)، يتم تلاشي ضغط الماء المسامي المتولد نتيجة تطبيق ضغط الحصر**، بعد ذلك نبدأ بزيادة الإجهاد الديفياتوري $\Delta\sigma_d$ على العينة حتى يسبب انهيارها (الشكل 12.26c). **ولكن خلال هذه المرحلة من التجربة، يتم إبقاء خط التصريف من العينة مغلقاً**. وبسبب عدم السماح بالتصريف، فإن ضغط الماء المسامي Δu_d سوف يزداد. خلال التجربة، يتم قياس للقيم $\Delta\sigma_d$ و Δu_d. إن الزيادة في ضغط الماء المسامي Δu_d يمكن التعبير عنه بالشكل اللابعدي التالي :

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta \sigma_d} \qquad (25.12)$$

حيث $\bar{A}$ = متغير Skempton ، لضغط الماء المسامي (Skempton 1954).

الأنماط العامة لتغير $\Delta\sigma_d$ و Δu_d مع التشوه المحوري من أجل الترب الغضارية والرملية مبين في الشكل 12.26d والشكل 12.26g. من هنا يمكننا القول أنه في حالة :

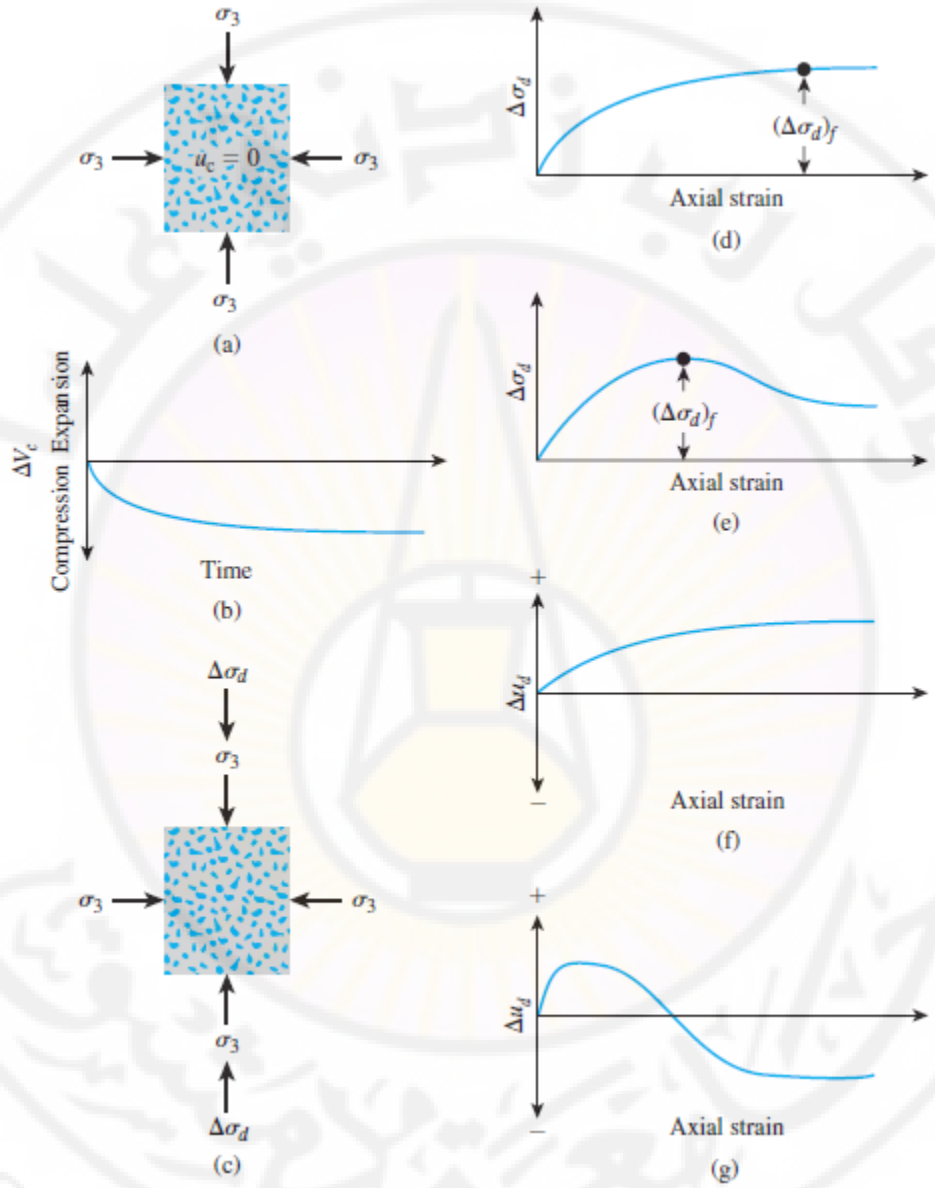
- الرمل المخلخل والترب الغضارية المنضغطة طبيعياً، يزداد ضغط الماء المسامي مع التشوه.
- الرمل الكثيف والترب الغضارية المسبقة الانضغاط، نجد أن ضغط الماء المسامي يزداد مع التشوه لحد معين، ثم بعد ذلك يبدأ بالتناقص ويصبح بقيم سالبة (مع أخذ الضغط الجوي بعين الاعتبار). هذا النقصان ناتج بسبب ميل التربة للتوسع (الإنتفاخ).

على عكس تجربة القص المصرفة – المنضغطة، فإن الإجهادات الأساسية الفعالة ليست هي نفسها في تجربة القص الغير المصرفة – المنضغطة. ولأن ضغط الماء المسامي عند الانهيار يتم قياسه، فإن الإجهادات الأساسية يمكن تحليلها كالتالي:

- الإجهاد الأساسي الأعظمي عند الانهيار (الكلي) : $\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f$
- الإجهاد الأساسي الأعظمي عند الانهيار (الفعال) : $\sigma_1' = \sigma_1 + (\Delta u_d)_f$
- الإجهاد الأساسي الثانوي عند الانهيار (الكلي) : σ_3
- الإجهاد الأساسي الثانوي عند الانهيار (الفعال) : $\sigma_3' = \sigma_3 + (\Delta u_d)_f$

في هذه المعادلات، $(\Delta u_d)_f$ = ضغط الماء المسامي عند الانهيار. الاستنتاج السابق يظهر أن:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$



الشكل 12.26 تجربة القص ثلاثي المحاور غير المصرفة المنضغطة

(a) العينة تحت ضغط حصر الحجرة؛

(b) التغير الحجمي في العينة نتيجة ضغط الحصر؛

(c) تطبيق الإجهاد الديفياتيري؛

(d) الإجهاد الديفياتيري مقابل التشوه المحوري للرمل المخلخل والغضار المنضغط طبيعياً؛

(e) الإجهاد الديفياتيري مقابل التشوه المحوري للرمل الكثيف والغضار المسبق الانضغاط؛

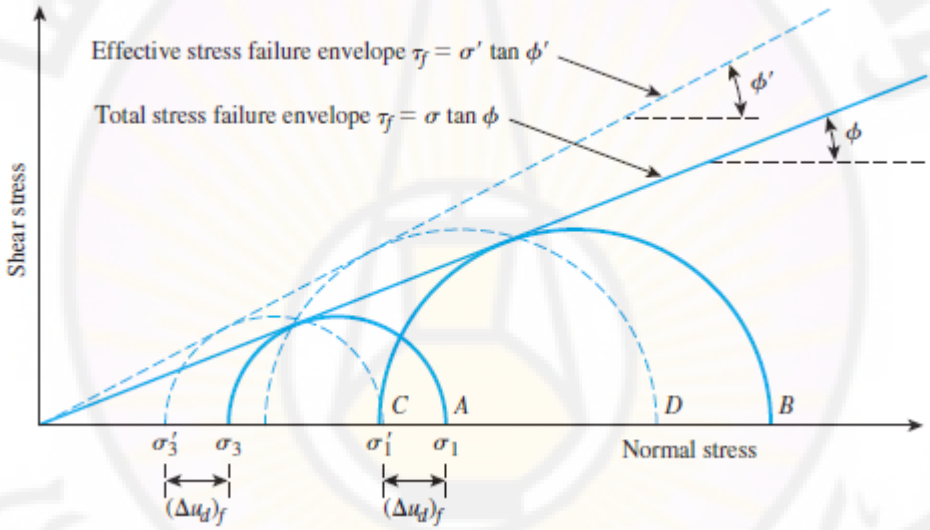
(f) تغير ضغط الماء المسامي مع التشوه المحوري للرمل المخلخل والغضار المنضغط طبيعياً؛

(g) تغير ضغط الماء المسامي مع التشوه المحوري للرمل الكثيف والغضار المسبق الانضغاط.

ومن أجل تحديد متغيرات مقاومة القص يمكننا إجراء تجارب على عينات مشابهة مع قيم مختلفة لضغط الحصر.

إن الشكل 12.27 يبين رسم دوائر مور للإجهادات الكلية والفعالة عند الانهيار المستنتجة من تجارب القص ثلاثي المحاور غير المصرفة المنضغطة للترب الرملية والترب الغضارية المنضغطة طبيعياً.

لاحظ في هذا الشكل أن A و B هي دوائر مور للإجهادات الكلية. بينما C و D هي دوائر مور للإجهادات الفعالة الموافقة للدوائر A و B على التوالي. إن أقطار الدوائر A و C متساوية؛ وبشكل مشابه أقطار الدوائر B و D متساوية أيضاً.



الشكل 27.12 : مغلفات الإجهاد الكلي والفعال من أجل تجارب القص ثلاثي المحاور غير المصرفة والمنضغطة.

(ملاحظة : الشكل يفترض أنه لا يوجد ضغط خلفي back pressure مطبق).

من الشكل 27.12، يمكن استنتاج مغلف الانهيار للإجهاد الكلي عن طريق رسم خط يمس كل دوائر مور للإجهادات الكلية. ومن أجل الترب الرملية والترب الغضارية المنضغطة طبيعياً، سوف يتم تقريبه كخط مستقيم يمر من المبدأ (بدون تماسك) ويمكن التعبير عنه بالتالي:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \qquad (26.12)$$

حيث σ = الإجهاد الكلي.

ϕ = الزاوية التي يشكلها مغلف انهيار الإجهاد الكلي مع محور الإجهاد الناظمي، وتعرف باسم زاوية مقاومة القص المنضغطة – غير المصرفة.

المعادلة (26.12) هي نادرة الاستخدام في المسائل العملية. وبشكل مشابه للمعادلة (19.12)، ومن أجل الرمل والغضار المنضغط طبيعياً، يمكن كتابة :

$$\phi = sin^{-1}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1+\sigma_3}\right) \qquad (27.12)$$

و :

$$\begin{aligned}\phi' &= \sin^{-1}\left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'}\right)\\ &= \sin^{-1}\left\{\frac{[\sigma_1 - (\Delta u_d)_f] - [\sigma_3 - (\Delta u_d)_f]}{[\sigma_1 - (\Delta u_d)_f] + [\sigma_3 - (\Delta u_d)_f]}\right\}\\ &= \sin^{-1}\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2(\Delta u_d)_f}\right] \qquad (12.28)\end{aligned}$$

أيضاً بالإشارة للشكل 27.12، نرى أن مغلف الانهيار والذي هو مماسي لكل دوائر مور للإجهادات الفعالة يمكن أن يمثل بالمعادلة $\tau_f = \sigma' tan\ \phi'$، والتي هي نفسها المستنتجة من تجارب الانضغاط المصرفة (انظر الشكل 22.12).

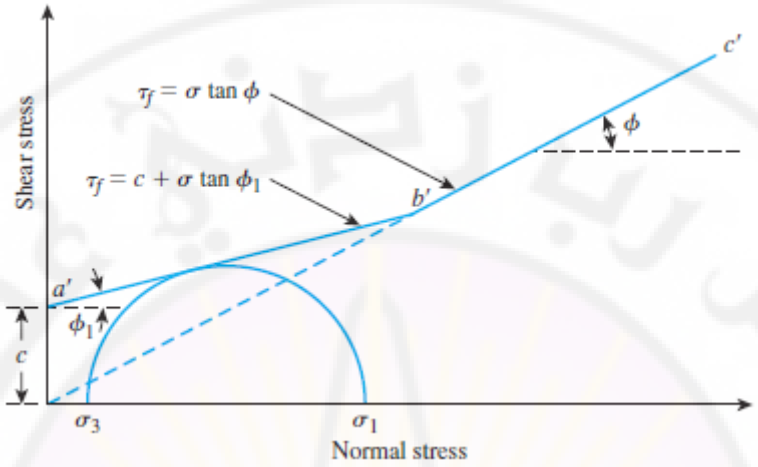
في الغضار المسبق الانضغاط، يمكن استنتاج مغلف انهيار الإجهادات الكلية من تجارب القص الغير مصرفة – المنضغطة والذي يأخذ الشكل الظاهر في الشكل 12.28. إن الخط المستقيم $a'b'$ هو ممثل بالمعادلة التالية:

$$\tau_f = C + \sigma\ \tan\phi_1 \qquad (29.12)$$

والخط المستقيم $b'c'$ يتبع أيضاً العلاقة المعطاة في المعادلة (26.12). مغلف انهيار الإجهاد الفعال ممكن رسمه من دوائر مور للإجهادات الفعالة والتي هي مشابه لما هو مبين في الشكل 12.23 .

يمكن أن تأخذ تجارب القص المصرفة – المنضغطة على الترب الغضارية وقت كبير. ولهذا السبب، يمكن إجراء تجارب الضغط غير المصرفة – المنضغطة على مثل هذه الترب مع قياسات ضغط الماء

المسامي لإيجاد متغيرات مقاومة القص المصرفة. ولأن التصريف غير مسموح في هذه التجارب خلال تطبيق الإجهاد الديفياتوري، يمكن أن تجرى بسرعة.



الشكل 28.12 : مغلف انهيارالإجهادات الكلية المستنتجة من تجارب القص ثلاثي المحاور غير مصرفة – المنضغطة للغضار المسبق الانضغاط.

تم تعريف متغير Skempton لضغط الماء المسامي وهو المتغير $\bar{A}$ المبين في المعادلة (25.12). عند الانهيار، ويمكن التعبير عن المتغير $\bar{A}$ بالعلاقة التالية :

$$\bar{A} = \overline{A_f} = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \qquad (30.12)$$

المجال العام لقيم $\overline{A_f}$ في معظم الترب الغضارية هو كالتالي :

- الغضار المنضغط طبيعياً: 0.5 إلى 1 .
- الغضار المسبق الانضغاط: 0.5− إلى 0 .

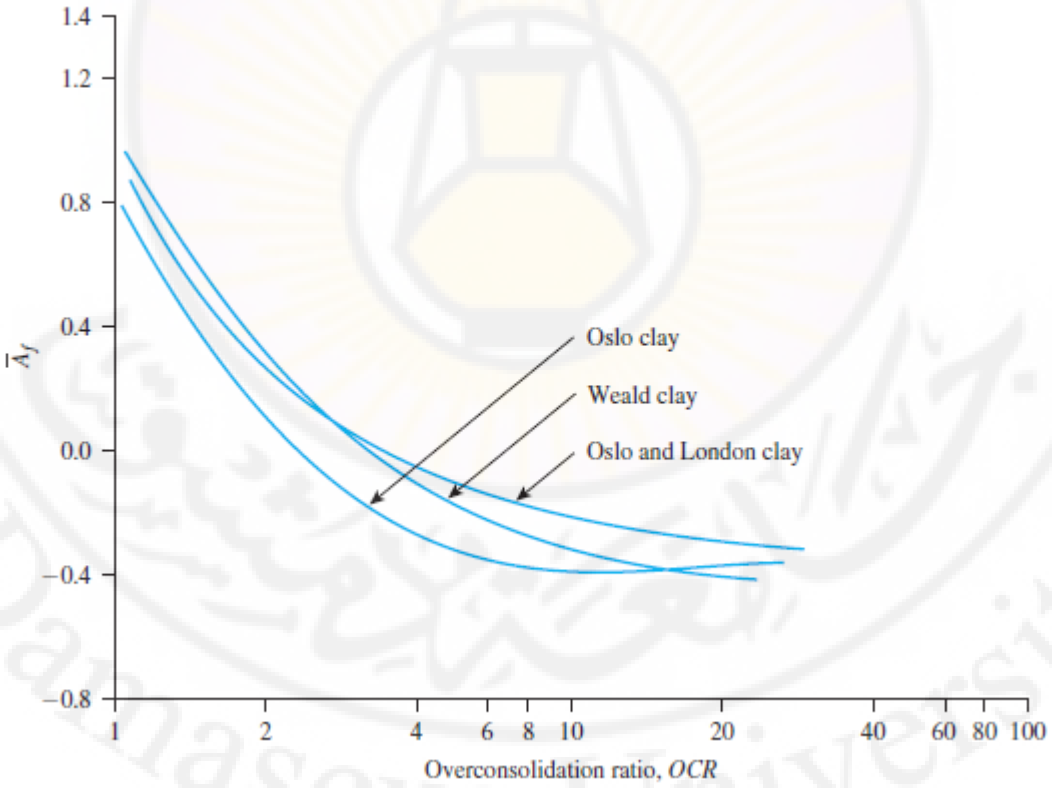
الجدول 3.12 يعطي قيم $\overline{A_f}$ من أجل بعض الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً كما تم إيجادها من قبل المعهد الجيوتكنيكي النرويجي.

أظهرت تجارب القص ثلاثي المحاور لكل من Simons (1960) على غضار Oslo و غضار Weald وغضار London أن $\overline{A_f}$ تصبح تقريباً مساوية للصفر عند قيمة نسبة سبق الانضغاط مساوية تقريباً إلى المجال : OCR = 3 − 4 (الشكل 12.29).

الجدول (3.12) : نتائج تجارب القص ثلاثي المحاور على الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً

Location	Liquid limit	Plastic limit	Liquidity index	Sensitivity[a]	Drained friction angle, ϕ' (deg)	$\overline{A_f}$
Seven Sisters, Canada	127	35	0.28		19	0.72
Sarpborg	69	28	0.68	5	25.5	1.03
Lilla Edet, Sweden	68	30	1.32	50	26	1.10
Fredrikstad	59	22	0.58	5	28.5	0.87
Fredrikstad	57	22	0.63	6	27	1.00
Lilla Edet, Sweden	63	30	1.58	50	23	1.02
Gta River, Sweden	60	27	1.30	12	28.5	1.05
Gta River, Sweden	60	30	1.50	40	24	1.05
Oslo	48	25	0.87	4	31.5	1.00
Trondheim	36	20	0.50	2	34	0.75
Drammen	33	18	1.08	8	28	1.18

After Bjerrum and Simons, 1960. With permission from ASCE.
[a] See Section 12.13 for the definition of sensitivity



الشكل 29.12 : تغير $\overline{A_f}$ مع نسبة سبق الانضغاط OCR من أجل ثلاث ترب غضارية

(Based on Simon، 1960)

المثال 12.6 :

عينة رملية مشبعة تعرضة للانضغاط من كافة الجوانب بضغط $12\ lb/in^2$. ثم تم زيادة الإجهاد المحوري وكان التصريف ممنوع. انهارت العينة عندما وصل الإجهاد الديفياتوري إلى $9.1\ lb/in^2$. ضغط الماء المسامي عند الانهيار كان $6.8\ lb/in^2$. المطلوب تحديد :

1. زاوية مقاومة القص الغير مصرفة – المنضغطة $\emptyset$.
2. زاوية الاحتكاك المصرفة $\emptyset'$.

الحل :

الجزء a :

في هذه الحالة، $(\Delta u_d)_f = 6.8\frac{lb}{in^2}$ ، $\sigma_1 = 12 + 9.1 = 21.1\frac{lb}{in^2}$ ، $\sigma_3 = 12\frac{lb}{in^2}$.

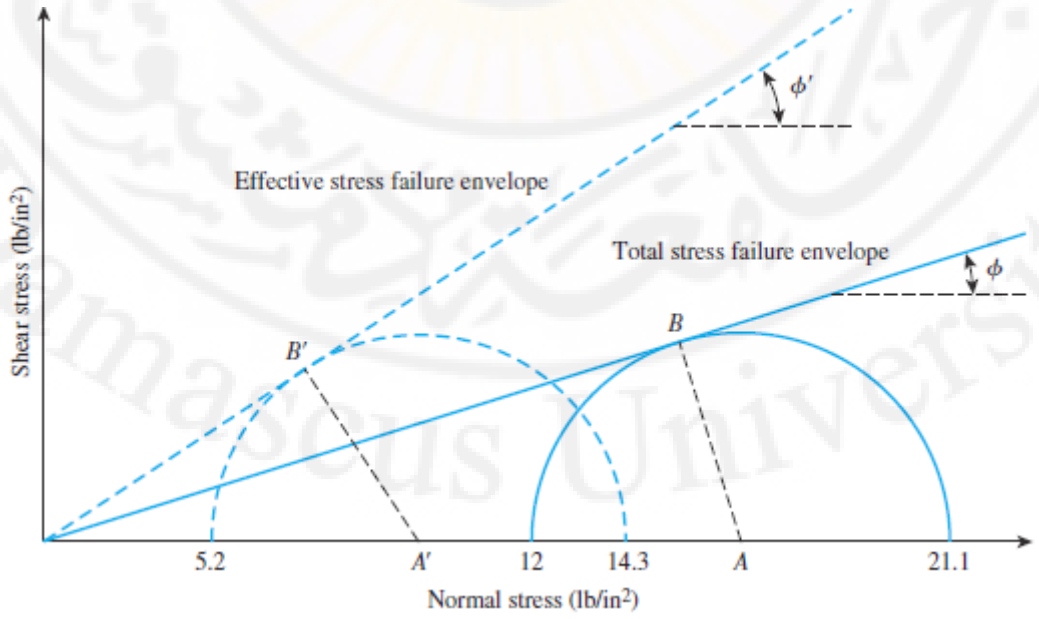
إن مغلفات الانهيار للإجهاد الكلي والفعال ظاهرة في الشكل 30.12. من المعادلة (27.12) :

$$\phi = \sin^{-1}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}\right) = \sin^{-1}\left(\frac{21.1 - 12}{21.1 + 12}\right) \approx \mathbf{16}^\circ$$

الجزء b :

من المعادلة (28.12) :

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2(\Delta u_d)_f}\right] = \sin^{-1}\left[\frac{21.1 - 12}{21.1 + 12 - (2)(6.8)}\right] = \mathbf{27.8}^\circ$$



الشكل 30.12 : مغلفات الانهيار ودوائر مور لرمل مشبع.

المثال 12.7 :

بالإشارة لعينة التربة الموصفة في المثال 6.12. ما هي القيمة الممكنة لقيمة الإجهاد الدفياتوري عند الانهيار $(\Delta\sigma_d)_f$ ، في حال تم إجراء تجربة مصرفة مع نفس ضغط حصر الحجرة (والذي هو $12\ lb/in^2$) ؟

الحل :

من المعادلة (8.12) (مع $c' = 0$) :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$\sigma'_3 = 12\ lb/in^2$ و $\phi' = 27.8°$ (من المثال 6.12). لذلك:

$$\sigma'_1 = 12 \tan^2\left(45 + \frac{27.8}{2}\right) \approx 33 \text{ lb/in.}^2$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 33 - 12 = \mathbf{21\ lb/in.^2}$$

10.12 تجربة القص ثلاثي المحاور غير المنضغطة (غير مشددة) – غير المصرفة

في تجارب القص غير المنضغطة – غير المصرفة، لا يتم السماح بالتصريف لعينة التربة خلال تطبيق إجهاد الحصر للحجرة σ_3. يتم قص العينة حتى الانهيار عن طريق تطبيق إجهاد ديفياتوري، $\Delta\sigma_d$، ويمنع التصريف. **ولأن التصريف غير مسموح في أي مرحلة**، فإن التجربة تجرى بسرعة. وبسبب تطبيق ضغط الحصر الحجرة σ_3، فإن ضغط الماء المسامي سيزداد بقيمة u_c. ويحصل زيادة أخرى في ضغط الماء المسامي (Δu_d) بسبب تطبيق الإجهاد الديفياتوري. لذلك، فإن الزيادة الكلية في ضغط الماء المسامي u في العينة عند أية مرحلة إجهاد ديفياتيري يمكن أن تعطى بالعلاقة :

$$u = u_c + \Delta u_d \qquad (31.12)$$

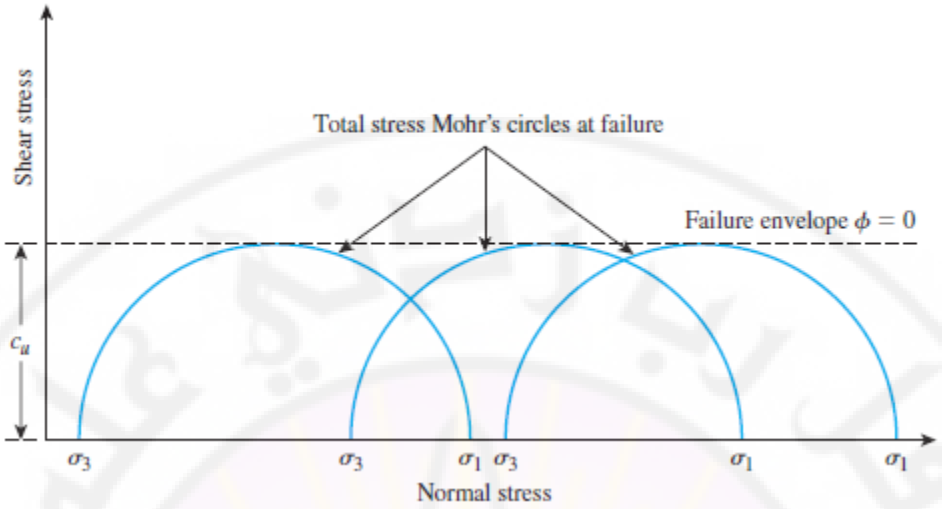
من المعادلات (18.12) و (25.12)، $u_c = B\sigma_3$ و $\Delta u_d = \bar{A}\Delta\sigma_d$ ، لذلك:

$$u = B\sigma_3 + \bar{A}\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \bar{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (32.12)$$

يتم إجراء هذه التجربة عادة على عينات غضارية لأنها تعتمد على مفهوم مقاومة هام جداً من أجل الترب المتماسكة والمشبعة بالكامل.، حيث أن قيمة الإجهاد المحوري المضاف عند الانهيار $(\Delta\sigma_d)_f$ هو نفسه بغض النظر عن قيمة إجهاد الحصر المطبق في الحجرة. هذه الخاصية مبينة في الشكل 31.12. وضمن هذه الشروط نجد أن مغلف الانهيار لدوائر مور للإجهادات الكلية يصبح خطاً أفقياً وبالتالي يدعى بمغلف $\boldsymbol{\phi = 0}$. من المعادلة (9.12) ومع $\phi = 0$، نحصل على :

$$\tau_f = C = C_u \qquad (33.12)$$

حيث c_u هي مقاومة القص غير المصرفة والتي هي مساوية إلى نصف قطر دوائر مور. لاحظ أن مفهوم $\phi = 0$ قابل للتطبيق على أية تربة غضارية أو سلتية مشبعة.



الشكل 31.12 : دوائر مور للإجهاد الكلي ومغلف الانهيار $(\phi = 0)$

المستنتج من تجارب القص ثلاثي المحاور غير المصرفة – غير المنضغطة على ترب متماسكة مشبعة بالكامل .

إن سبب أخذ نفس القيمة للإجهاد المحوري المضاف $(\Delta\sigma_d)_f$ بغض النظر عن إجهاد الحصر المطبق على العينة يمكن تفسيره كالتالي :

بحال كان لدينا عينة غضارية (رقم 1) وتم ضغطها بضغط حصر قيمته σ_3 ومن ثم تم قصها حتى الانهيار **بدون تصريف** فإن حالة الإجهاد الكلي عند الانهيار يمكن أن نمثلها بدائرة مور P المبينة في الشكل 32.12 . وضغط الماء المسامي المتولد في العينة عند الانهيار يكون مساوي إلى $(\Delta u_d)_f$.

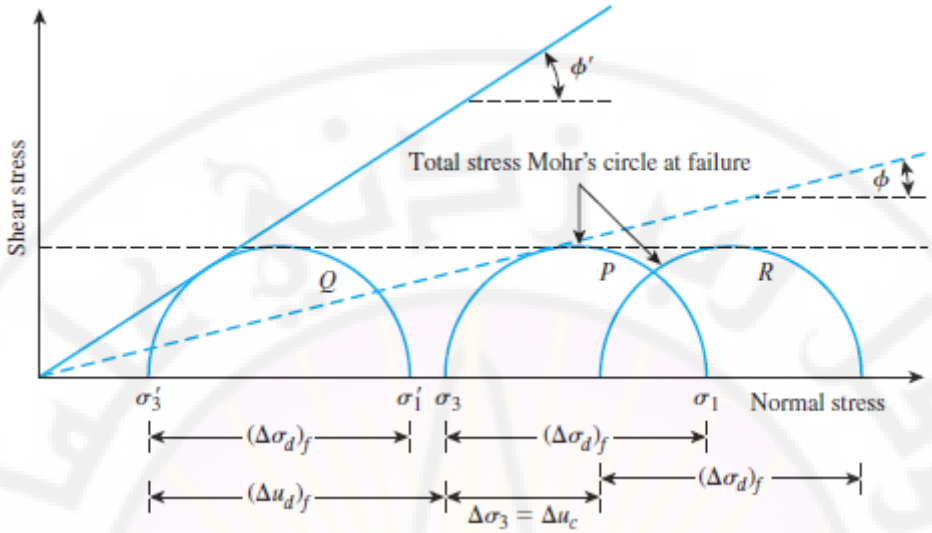
لذلك، الإجهادات الأساسية الفعالة الأعظمية والثانوية عند الانهيار تكون، على التوالي:

$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

و:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

حيث Q هي دائرة مور للإجهاد الفعال المرسومة من الإجهادات الأساسية السابقة. لاحظ أن قطر الدوائر P و Q متساويين.



الشكل 12.32 مفهوم $\emptyset = 0$.

الآن لنأخذ عينة غضارية أخرى مشابه (رقم 2) والتي تم ضغطها بواسطة ضغط حصر الحجرة σ_3 مع ضغط ماء مسامي أولي يساوي الصفر. في حال تم زيادة ضغط الحجرة بقيمة $\Delta\sigma_3$ من دون تصريف، فإن ضغط الماء المسامي سوف يزداد بقيمة Δu_c. من أجل الترب المشبعة تحت إجهادات متساوية من جميع الجهات، فإن الزيادة في ضغط الماء المسامي سوف تكون مساوية للزيادة في الإجهاد الكلي، لذلك، $\Delta u_c = \Delta\sigma_3 (B = 1)$. عند هذا الوقت، يكون ضغط الحصر الفعال مساوي إلى :

$$\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3 .$$

والذي هو نفس إجهاد الحصر الفعال للعينة 1 قبل تطبيق الإجهاد الديفياتوري. لذلك، وفي حال تم قص العينة 2 حتى الانهيار عن طريق زيادة الإجهاد المحوري، فإنها يجب أن تنهار بنفس الإجهاد الديفياتوري $(\Delta\sigma_d)_f$ المطبق على العينة 1. سوف تكون دارة مور للإجهاد الكلي عند الانهيار R (انظر الشكل 32.12). الزيادة المضافة في ضغط الماء المسامي الناتجة عن تطبيق $(\Delta\sigma_d)$ سوف تكون $(\Delta u_d)_f$. عند الانهيار، يكون لدينا :

الإجهادات الأساسية الفعالة الصغرى:

$$[(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

الإجهادات الأساسية الفعالة العظمى:

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f$$
$$= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$$

لذلك، سوف تبقى Q دائرة مور للإجهادات الفعالة لأن المقاومة تابعة للإجهاد الفعال. لاحظ أن قطر الدوائر R ،Q ، P هو نفسه.

أي قيمة للمقدار $(\Delta\sigma_d)_f$ يمكن اختيارها لاختبار العينة 2 . في أية حالة، فإن الإجهاد الديفياتوري $(\Delta\sigma_d)_f$ المؤدي للانهيار سوف يكون نفسه طالما أن التربة مشبعة بالكامل وغير مصرفة بالكامل خلال كلا المرحلتين من التجربة.

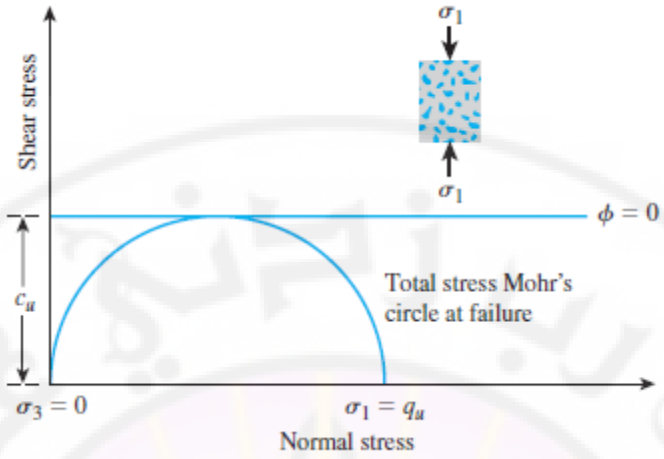
11.12 تجربة الضغط غير المحصور على الترب الغضارية المشبعة

تعد تجربة الضغط غير المحصور حالة خاصة من تجربة القص ثلاثي المحاور غير المصرفة – غير المنضغطة والتي تستخدم عادة من أجل العينات الغضارية. في هذه التجربة، يكون ضغط الحصر σ_3 مساوي للصفر. يتم تطبيق حمل محوري بشكل سريع على العينة حتى يسبب الانهيار لها، عند الانهيار، الإجهاد الأساسي الثانوي الكلي مساوي الصفر والإجهاد الأساسي الأعظمي الكي هو σ_1 (الشكل 33.12). ولأن مقاومة الضغط غير المصرفة مستقلة عن ضغط الحصر طالما أن التربة مشبعة بالكامل ومصرفة بالكامل، نستطيع أن نكتب العلاقة :

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} C_u \qquad (34.12)$$

حيث q_u هي مقاومة الضغط غير المحصور. ويبين الجدول 4.12 تصنيف قوام الترب الغضارية بناءً على مقاومة الضغط غير المحصور.

الشكل 34.12 يظهرصورة لجهاز الضغط الغير المحصور. والشكلين 35.12 و 36.12 يظهران انهيار عينتين : واحدة نتيجة القص والآخرى نتيجة التوسع – في نهاية تجارب الضغط الغير المحصور.



الشكل 12.33 تجربة الضغط غير المحصور

الجدول 4.12 : العلاقة العامة ما بين القوام ومقاومة الغضار للضغط غير المحصور

القوام للترب الغضارية	q_u	
	(kN/m^2)	(ton/ft^2)
طري جداً	0 – 25	0 – 0.25
طري	25 – 50	0.25 – 0.5
متوسط	50 – 100	0.5 – 1
قاسي	100 – 200	1 – 2
قاسي جداً	200 – 400	2 – 4
صلب	> 400	> 4

نظرياً، ومن أجل عينات غضارية مشبعة مشابهة، يجب أن تعطي تجارب الضغط غير المحصور وتجارب القص ثلاثي المحاور غير المصرفة وغير المنضغطة نفس القيم للتماسك c_u . **لكن عملياً**، فإن تجارب الضغط غير المحصور على ترب غضارية مشبعة **تعطي قيم أقل بقليل** من القيمة c_u التي تعطيها تجارب القص ثلاثي المحاور غير المصرفة – غير المنضغطة.



الشكل 34.12 : معدات تجربة الضغط غير المحصور

(Courtesy of ELE International)



الشكل 12.35 عينة منهارة على القص لتجربة ضغط غير محصور

(Courtesy of Braja M. Das، Henderson، Nevada)



الشكل 12.36 : الانهيار نتيجة التوسع لتجربة الضغط الغير المحصور

(Courtesy of Braja M. Das، Henderson، Nevada)

12.12 علاقات تجريبية بين التماسك غير المصرف (c_u) وضغط الطمر الفعال (σ'_0)

تم تقديم العديد من العلاقات التجريبية بين التماسك غير المصرف c_u و ضغط الطمر الفعال σ'_0. وأكثر علاقة شائعة هي المعطاة من قبل Skempton (1957) والتي نعبر عنها بالشكل التالي :

$$\frac{C_{u(VST)}}{\sigma'_0} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad \text{(من أجل غضار منضغط طبيعياً)} \qquad (35.12)$$

حيث $c_{u(VST)}$ = مقاومة القص غير المحصور من تجربة القص الدوارة – البراونة.

PI = قرينة اللدونة (%) .

اقترح Chandler (1988) أن العلاقة السابقة صحيحة من أجل الترب المسبقة الانضغاط بدقة $\pm 25\%$. حيث لا تتضمن حساسية و تشقق الغضار.وفي العام 1977 قدم Ladd et al العلاقة التجريبية التالية :

$$\frac{\left(\frac{C_u}{\acute{\sigma}_0}\right)_{\text{مسبقة الانضغاط}}}{\left(\frac{C_u}{\acute{\sigma}_0}\right)_{\text{منضغطة طبيعياً}}} = (OCR)^{0.8} \qquad (36.12)$$

حيث OCR = نسبة سبق الانضغاط.

المثال 12.8 :

تربة غضارية مسبقة الانضغاط مترسبة متوضعة أسفل منسوب المياه الجوفية مواصفاتها:

- ضغط الطمر الوسطي الفعال الموجود = $160\ kN/m^2$.
- نسبة سبق الانضغاط = 3.2 .
- قرينة اللدونة = 28 .

المطلوب حساب مقاومة القص غير المصرفة للغضار (والتي هي $c_{u(VST)}$).

الحل :

من المعادلة (35.12)،

$$\left[\frac{c_{u(\mathrm{VST})}}{\sigma'_o}\right]_{\text{normally consolidated}} = 0.11 + 0.0037(PI) = 0.11 + (0.0037)(28) = 0.2136$$

من المعادلة (36.12)،

$$\left[\frac{c_{u(\mathrm{VST})}}{\sigma'_o}\right]_{\text{overconsolidated}} = (\mathrm{OCR})^{0.8}\left[\frac{c_{u(\mathrm{VST})}}{\sigma'_o}\right]_{\text{normally consolidated}} = (3.2)^{0.8}(0.2136) = 0.542$$

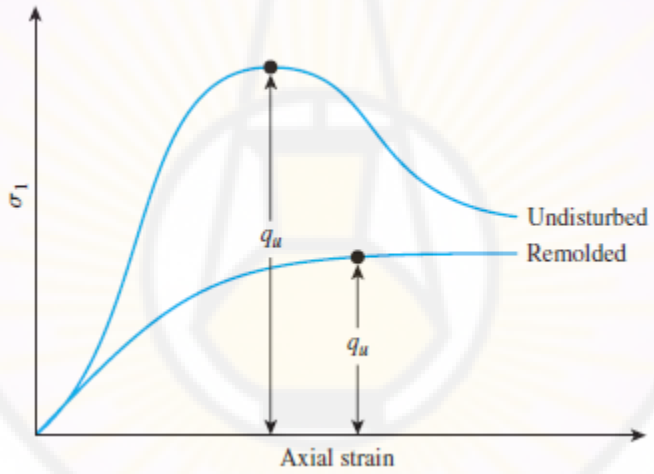
لذلك:

$$c_{u(\mathrm{VST})} = 0.542\sigma'_o = (0.542)(160) = \mathbf{86.7\ kN/m^2}$$

12.12 حساسية و تغير سيولة القوام (Thixotropy) للغضار:

من أجل الترب الغضارية المترسبة طبيعياً، نجد أن مقاومة الضغط غير المحصور تنخفض بشكل كبير عندما يتم اختبار التربة بعد أن يعاد تشكيل العينة في المختبر من دون أية تغير بمحتوى الرطوبة، كما هو مبين في الشكل 37.12. هذه الخاصية للترب الغضارية تسمى بالحساسية. إن درجة الحساسية هذه تعرف بأنها النسبة ما بين مقاومة الضغط غير المحصور في حالة العينات غير المضطربة (عينات طبيعية) إلى مقاومة الضغط غير المحصور في حالة العينات المعاد تشكيلها (عينات مضطربة أو معاد تشكيلها)، ونعبر عن ذلك بالعلاقة :

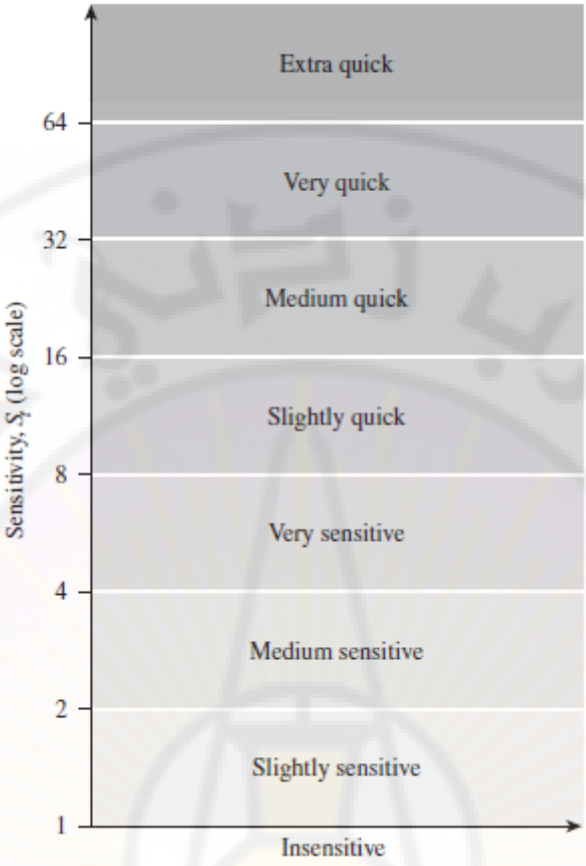
$$S_t = \frac{q_{u(undisturbed)}}{q_{u(remolded)}} \qquad (37.12)$$



الشكل 37.12 : مقاومة الضغط غير المحصورة للغضار الغير مضطرب والمعاد تشكيله

نسبة الحساسية في معظم الترب الغضارية تتروح قيمها ما بين 1 إلى 8؛ على كلٍ، نجد أن رواسب الترب الغضارية البحرية ذات القوام الصوفي يكون لها مجال نسب حساسية عالية تتروح قيمها ما بين 10 إلى 80. بعض الغضار يتحول إلى سائل لزج نتيجة إعادة التشكيل. هذه الترب الغضارية توجد بشكل كبير في المساحات الجليدية السابقة لشمال أمريكا واسكندنافيا. مثل هذه الترب الغضارية تسمى بالترب الغضارية السريعة.

صنف Rosenqvist (1953) الترب الغضارية بناءً على حساسيتها. التصنيف العام مبين في الشكل 38.12 :



الشكل 12.38 : تصنيف الترب الغضارية بناءً على حساسيتها

إن نقصان المقاومة في الغضار نتيجة القولبة (إعادة التشكيل) هي بشكل رئيسي تكون بسبب تخريب هيكلية حبيبات الغضار والتي تطورت خلال عملية الترسيب الأصلية لتشكله.

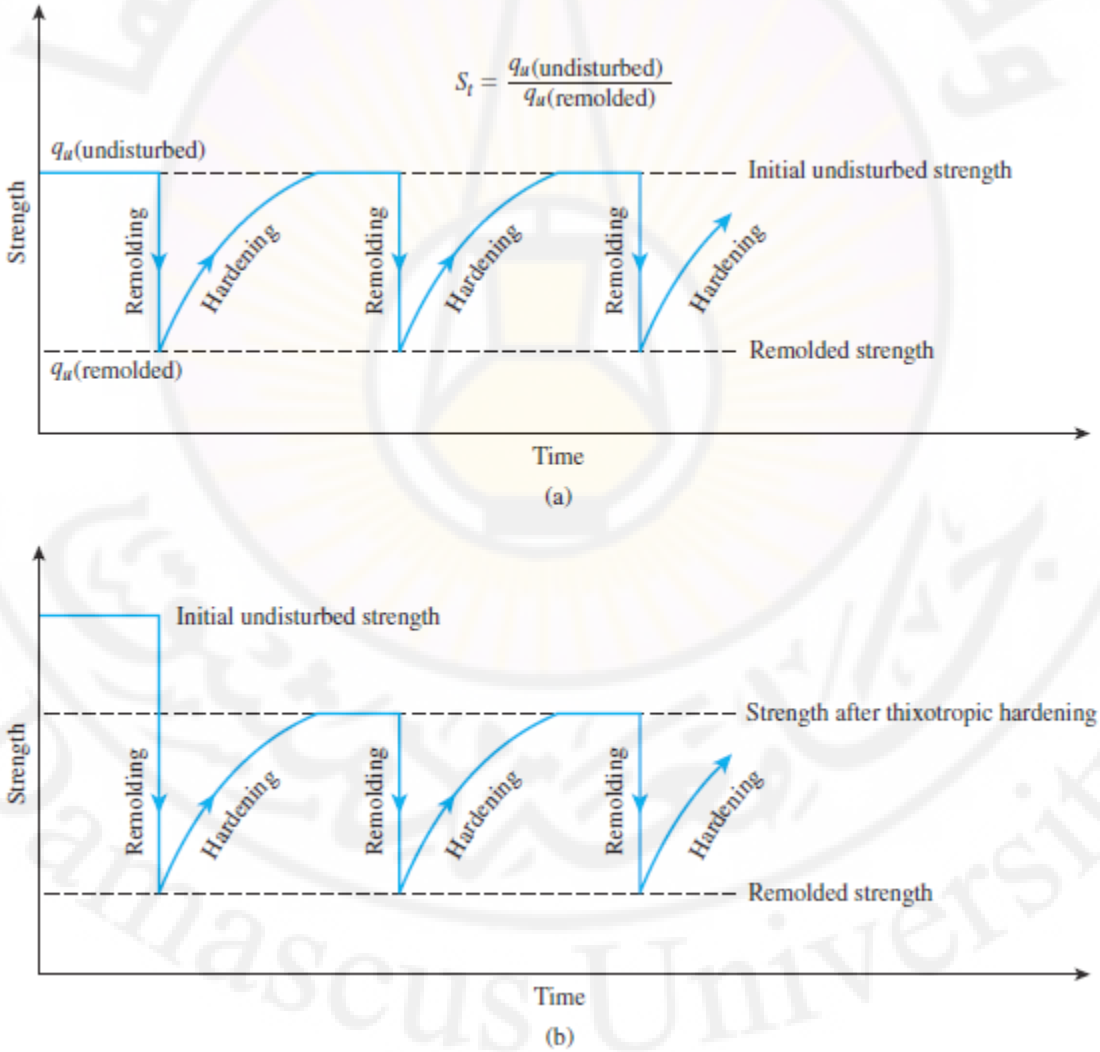
على كلٍ، في حال ما بعد القولبة، وبحال تم إبقاء عينة التربة بحالتها غير مضطربة (وبدون أي تغيير في محتوى الرطوبة)، نلاحظ أن العينة سوف تستمر بكسب المقاومة مع الزمن. هذه الظاهرة تسمى تغير السيوله للتربة (thixotropy). عملية تغير السيوله هذه تتعلق بالزمن، وهي عملية عكوسة بحيث ببنية وحجم ثابت تقل عند قولبتها. هذا النقصان في المقاومة يتم إعادة إكتسابه تدرجياً مع الزمن عندما يسمح للمواد بالراحة. هذه الظاهرة مشروحة ومبينة في الشكل 12.39a .

معظم الترب، تعتبر متغيرة السيوله جزئياً partially thixotropic – بسبب أن جزء من النقصان في المقاومة نتيجة القولبة لا يتم إعادة اكتسابها مع الزمن. طبيعة تغير العلاقة (المقاومة – الزمن) ما بين المقاومة

غير مضطربة والمقاومة بعد عملية تصلب االسيوله (thixotropic hardening) يمكن أن تعزا إلى التخريب الحاصل في بنية هيكلية حبيبات التربة والتي تطورت خلال عملية الترسيب الأصلية.

قام Seed and Chan (1959) بعدة تجارب على ثلاث عينات غضارية مرصوصة مع محتوى مائي قريب من او أقل من حد اللدونة وذلك لدراسة خواص مقاومة تغير السيوله thixotropic المكتسبة للغضار. نتائج هذه التجارب مبينة في الشكل 40.12. لاحظ أنه في الشكل 40.12 لدينا :

$$Thixotropic \text{ نسبة مقاومة تغير السيولة} = \frac{c_{u\,(\text{عند الزمن } t \text{ بعد الرص})}}{c_{u\,(\text{عند الزمن } t=0 \text{ بعد الرص})}} \qquad (12.38)$$

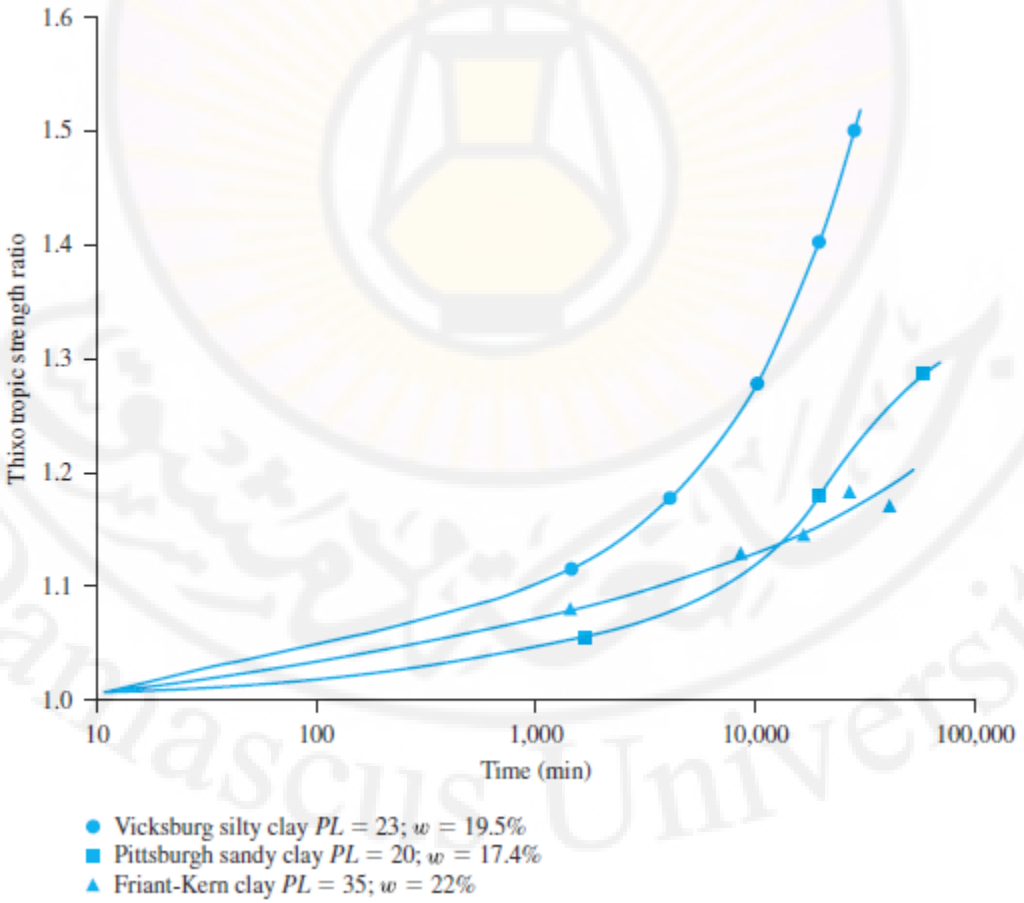


الشكل 39.12: (a) سلوك المواد متغيرة السيولة thixotropic material

(b) سلوك المواد متغيرة السيولة جزئياً partially thixotropic material

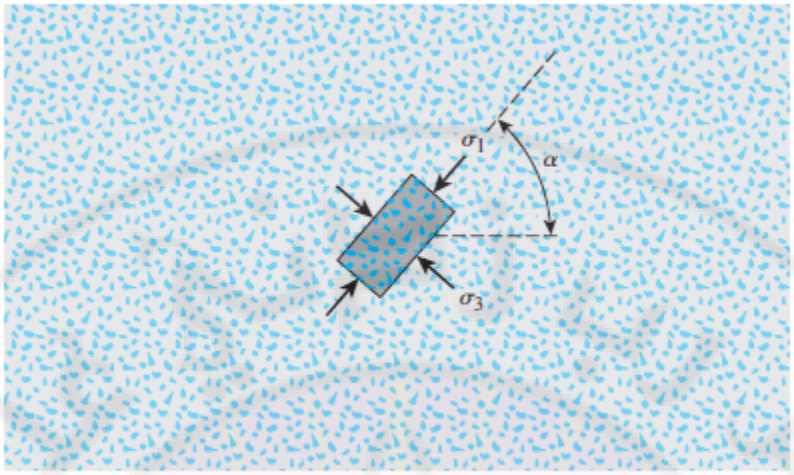
14.12 المقاومة بحالة الغضار متباين الخواص

يمكن أن تتغير مقاومة القص غير المصرفة – غير المنضغطة لبعض الترب الغضارية المشبعة بناءً على اتجاه تطبيق القوة؛ هذا التغير يشار له بالتسمية (anisotropy) أي **تباين الخواص تبعاً للمقاومة.** يحصل التباين في الخواص بشكل أساسي نيتجة طبيعة ترسب الترب المتماسكة، والانضغاط اللاحق الذي يجعل حبيبات الغضار تدور باتجاه عمودي على الإجهاد الأساسي الرئيسي. إن إمالة متوازية لحبيبات الغضار ممكن أن تسبب تغير في مقاومة الغضار مع الاتجاه. فلونظرنا إلى الشكل 41.12 الذي يبين عنصر من تربة غضارية مشبعة ضمن راسب مع الإجهاد الأساسي الرئيسي والذي يميل بزاوية α مع الأفق، ومن أجل غضار متباين الخواص، سنجد أنه أن قيمة التماسك غير المصرف c_u هي تابعة لتغير الزاوية α .



الشكل 40.12 :الزيادة في مقاومة المواد متغيرة السيوله Thixotropic مع الزمن من أجل ثلاث ترب غضارية

(Based on Seed and Chan، 1959)



الشكل 41.12 : مقاومة الغضار المتباينة الخواص

وكمثال على ذلك، يمكننا ملاحظة تغير قيمة التماسك غير المصرف c_u مع تغير الزاوية α للعينات غير المضطربة لغضار Winnipeg Upper Brown في الشكل 42.12.

وبناءً على عدة نتائج تجارب، قدم كل من Casagrande و Carrillo في العام 1944 العلاقة التالية لمقاومة القص غير المصرفة المتغيرة حسب الاتجاه :

$$C_{u(\alpha)} = C_{u(\alpha=0^{\circ})} + \left[C_{u(\alpha=90^{\circ})} - C_{u(\alpha=0^{\circ})}\right] sin^2\alpha \qquad (39.12)$$

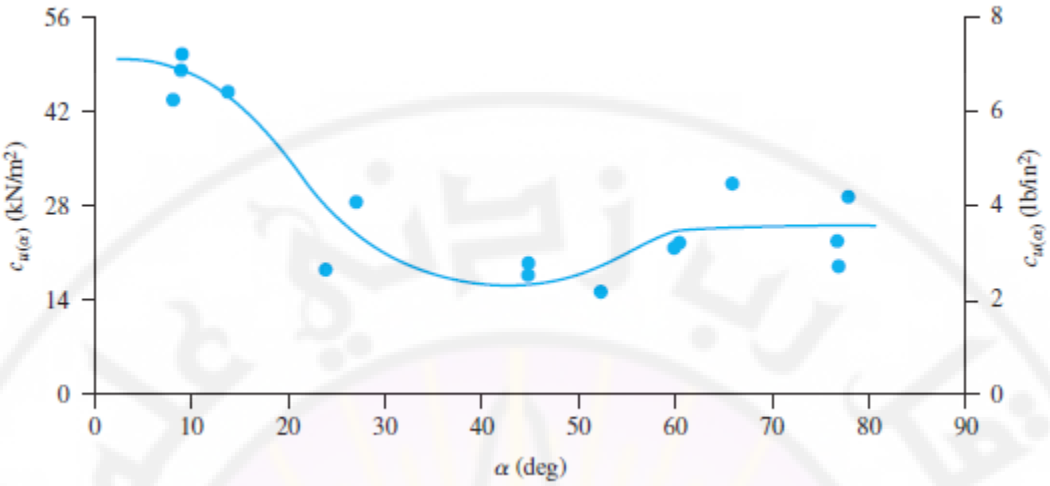
مع الأخذ بعين الإعتبار القيم التالية :

- من أجل الغضار المنضغط طبيعياً، $c_{u(\alpha=90°)} > c_{u(\alpha=0°)}$؛
- من أجل الترب الغضارية المسبقة الانضغاط: $c_{u(\alpha=90°)} < c_{u(\alpha=0°)}$

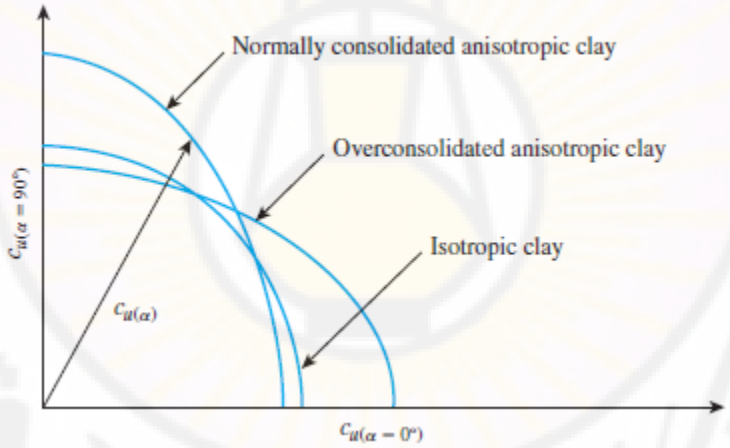
الشكل 43.12 يظهر تغير القيمة $c_{u(\alpha)}$ بناءً على المعادلة 39.12 لعدة أنواع من الغضار :

- غضار منضغط طبيعياً متباين الخواص,
- غضار مسبق الإنضغاط متباين الخواص
- غضار مثماثل الخواص.

إن تباين الخواص بالنسبة للمقاومة في الترب الغضارية له تأثير كبير على حسابات الاستقرار المختلفة.



الشكل 42.12 : التغير الاتجاهي للقيمة c_u من أجل تربة Winnipeg Upper Brown الغضارية غير المضطربة (Based on Loh and Holt، 1974)



الشكل 43.12 : التمثيل التخطيطي للمعادلة (12.39)

15.12 تجربة القص الدوارة Vane Shear Test (البراونة)

نستطيع الحصول مباشرة من تجارب القص الدوارة على نتائج ممكن الاعتماد عليها إلى حد ما لتحديد مقاومة القص غير المصرفة للترب الغضارية الطرية جداً ومتوسطة الطراوة (مفهوم $\phi = 0$) c_u.

تتألف هذه الأداة (Vane) عادة من أربع صفائح فولاذية رقيقة متساوية الأبعاد ملحومة إلى قضيب فولاذي دوار (الشكل 44.12). في بداية التجربة، يتم دفع الألة (Vane) ضمن التربة، بعد ذلك يتم تطبيق عزم فتل في أعلى القضيب الدوار حتى يسبب تدوير الصفائح (Vane) بسرعة منتظمة. هذه

العملية ستساعد على تشكل كتلة من التربة لمقاومة عزم الفتل المطبق لحين حدوث الإنهيار ضمن كتلة التربة المدروسة. كتلة التربة التي ستقاوم عزم الفتل المطبق سيكون لها شكل الاسطوانة وهي بارتفاع h و قطر d. في هذه التجربة الحقلية، يمكننا تحديد مقاومة القص للتربة كالتالي :

في حال كان عزم الفتل المطبق الأعظمي T في أعلى القضيب المعدني والذي يسبب الانهيار، يجب أن يساوي مجموع العزوم لقوى القص المقاومة على طول السطح الجانبي لاسطوانة التربة المتشكلة (M_s) والعزم المقاوم للقوى القاصة عند كل نهاية (أسفل وأعلى الصفائح) (M_e) (الشكل 45.12):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{Two\ ends} \qquad (40.12)$$

حيث العزم المقاوم يمكن أن يعطى بالتالي:

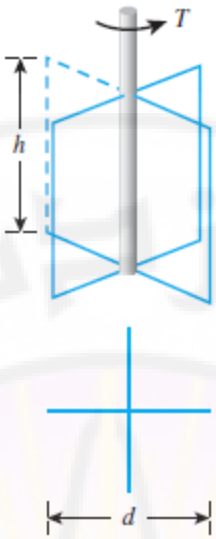
$$M_s = \underbrace{(\pi dh)C_u}_{\substack{Surface \\ area}} \quad \underbrace{(d/2)}_{\substack{Moment \\ arm}} \qquad (41.12)$$

حيث d = قطر الصفائح (Vane) القاصة.

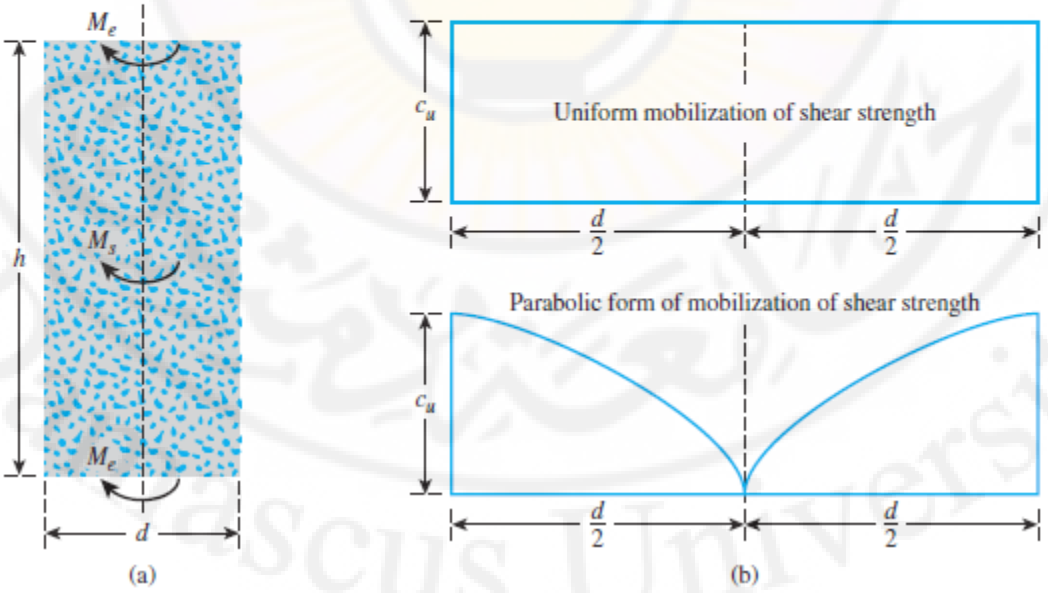
h = ارتفاع الصفائح (Vane) القاصة.

من أجل حسابات القيمة M_e، افترض االباحثين عدة أنواع لتوزع مقاومة القص المتنقلة عند نهايات اسطوانة التربة، منها ما هو :

1. **مثلثي:** أي أن مقاومة القص المتنقلة هي c_u عند المحيط الخارجي لاسطوانة التربة تتناقص بشكل خطي حتى الصفر في المركز.
2. **منتظم:** مقاومة القص المتنقلة ثابتة (والتي هي c_u) من المحيط وحتى مركز اسطوانة التربة.
3. **قطع مكافئ:** مقاومة القص المتنقلة هي c_u عند محيط اسطوانة التربة وتتناقص بشكل قطع مكافئ حتى الصفر في المركز.



الشكل 12.44 مخطط يوضح معدات تجربة القص الدوارة (البراونة)



الشكل 12.45 اشتقاق من المعادلة (12.43)

(a) العزوم المقاومة لقوى القص؛

(b) التغير في مقاومة قوى القص المتنقلة.

هذا التغير في مقاومة قوى القص المتنقلة مبين في الشكل 12.45b. عموماً، إن عزم الفتل T، عند الانهيار يمكن التعبير عنه بالعلاقة :

$$T = \pi C_u \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^2}{4}\right] \qquad (42.12)$$

أو :

$$C_u = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^2}{4}\right]} \qquad (43.12)$$

حيث :

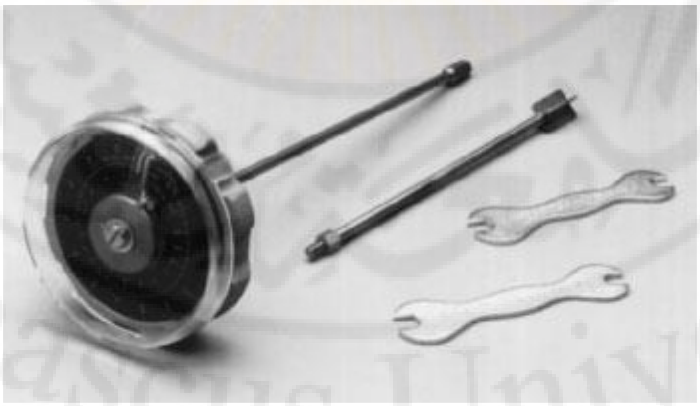
$\beta = \frac{1}{2}$ من أجل الانتقال المثلثي لمقاومة القص غير المصرفة.

$\beta = \frac{2}{3}$ من أجل الانتقال المثلثي لمقاومة القص غير المصرفة.

$\beta = \frac{3}{5}$ من أجل الانتقال المثلثي لمقاومة القص غير المصرفة.

لاحظ أن المعادلة (43.12) يشار لها عادة بمعادلة Calding.

يمكن عمل تجربة القص الدوارة (البراونة) في المخبر وفي الحقل خلال الاختبارات الحقلية. إن تجربة القص الدوارة المستخدمة في المخبر لها قطر بحوالي ($\frac{1}{2}\ in$) 13 mm وارتفاع حوالي ($1\ in$) $25\ mm$ ونبين ذلك في الشكل 46.12 الذي يظهر صورة لمعدات تجربة القص الدوارة المخبرية.



الشكل 46.12 : جهاز القص الدوار (البراونة) المخبري

Vane Shear test (Courtesy of ELE International)

وبناءً على ASTM (2004) (2004)، وفي حال كان لدينا : $h/d = 2$، نستطيع حساب التماسك غير المصرف للتربة من خلال العلاقة :

$$C_u(kN/m^2) = \frac{T(N.m)}{(366 \times 10^{-8})d_{cm}^3} \qquad (44.12)$$

أو :

$$C_u(lb/ft^2) = \frac{T(lb.ft)}{0.0021d_{in}^3} \qquad (45.12)$$

في الحقل، حيث يمكن أن يكون هناك بعض التغير الملحوظ في مقاومة القص غير المصرفة مع العمق، تعتبر تجربة القص الدوارة مفيدة جداً، حيث أننا وخلال وقت قصير، يمكن إجراء العديد من التجارب لمعرفة نمط منطقي لتغير c_u مع العمق.

على كلٍ، وبحال كانت رواسب الغضار في موقع معين عالية أو منخفضة الانتظام، هنا يمكننا إجراء عدد من تجارب القص ثلاثي المحاور غير مصرفة – غير منضغطة على عينات غير مضطربة والتي ستساعدنا في تقدير منطقي لمتغيرات مقاومة القص للتربة من أجل أعمال التصميم.

في النهاية يمكننا القول أن تجارب القص الدوارة محدودة الاستخدام تبعاً لمقاومة الترب، هذا من جهة، ومن جهة ثانية فإن مقاومة القص غير المصرفة المستنتجة من تجربة القص الدوارة تعتمد أيضاً على سرعة تطبيق عزم الفتل T.

الشكل 47.12 يبين لنا مقارنة بين تغيرقيم التماسك غير المصرف c_u مع العمق والمستنتجة من :

(1) تجارب القص الدوارة،

(2) تجارب الضغط غير المحصور،

(3) تجارب القص ثلاثية المحاورغير المصرفة غير المنضغطة لطمي مدينة (Arman Morgan)،

من خلال هذا الشكل يمكننا أن نرى أن تجربة القص الدوارة تعطي قيم قص غير مصرف عالية مقارنة مع نتائج باقي التجارب.

أظهر Bjerrum (1974) (1974) أنه مع زيادة حد اللدونة للغضار، فإن قيم التماسك غير المصرف c_u المستنتجة من تجربة القص الدوارة ممكن أن تعطي نتائج قد تكون غير آمنة لتصميم الأساسات. ومن

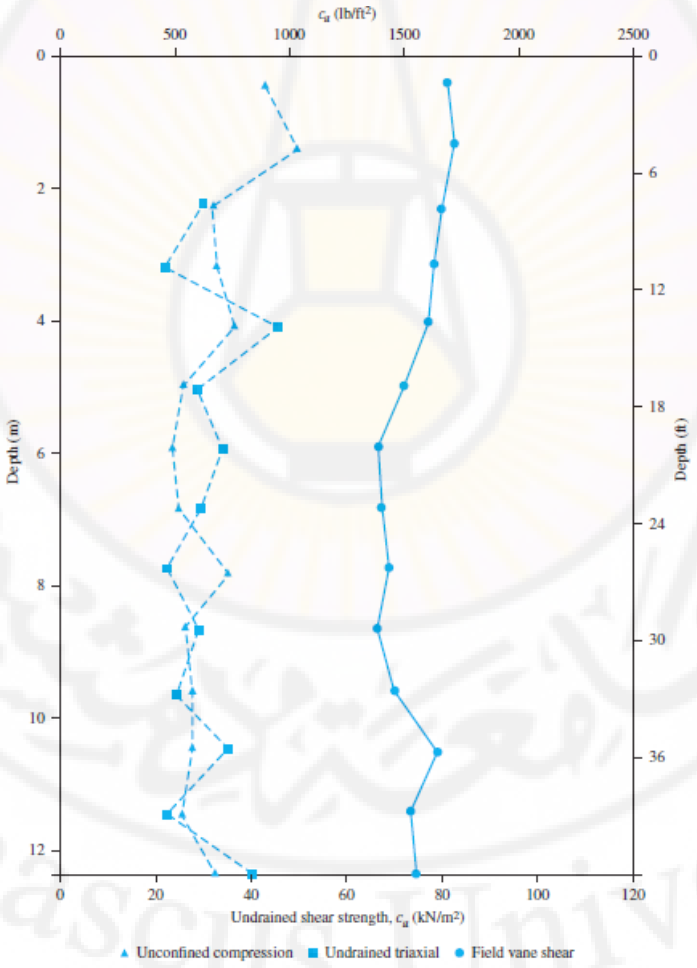
أجل هذا السبب، اقترح عامل تصحيح يعتمد على قرينة لدونة الغضار المدروس كما هو مبين بالعلاقات التالية :

$$C_{u(desing)} = \lambda C_{u(vane\ shear)} \qquad (46.12)$$

حيث :

$$\lambda = \text{معامل تصحيح} = 1.7 - 0.54\,log(PI) \qquad (47.12)$$

$$PI = \text{قرينة اللدونة}$$



الشكل 47.12: تغير c_u مع العمق المستنتج من عدة تجارب لتربة طمي مدينة Morgan (Drawn from the test results of Arman et al، 1975)

16.12 طرق أخرى لتحديد مقاومة القص غير المصرفة:

تمّ إقتراح شكل آخر لتجهيزات تجربة القص الدوارة والمعروفة بإسم مقياس (Torvane) المبين في الشكل 48.12.هذه الأداة عبارة عن جهاز محمول باليد مع نابض معاير، ويمكن أن تستخدم لتحديد قيمة التماسك غير المصرف c_u لعينة أنبوبية مأخوذة من الحقل خلال التحريات الحقلية، كما ويمكن استخدامها في الحقل مباشرةً.

يتم دفع هذا الجهاز (Torvane) في التربة ومن ثم يتم تدويره لحين حصول الإنهيار، عندها فإن مقاومة القص غير المصرفة c_u يمكن قراءتها في أعلى مقياس المعايرة.

أما في الشكل 49.12 يظهر لنا مقياس آخر هو مقياس الاختراق جيبي، والذي يتم دفعه مباشرة في التربة. وعندها فإن مقاومة القص غير المحصورة (q_u) تقاس بواسطة نابض معايرة. يمكن استخدام هذا الجهاز في الحقل والمخبر.



الشكل 48.12 : Torvane (Courtesy of ELE International)



الشكل 49.12 : مقياس الاختراق الجيبي
(Courtesy of ELE International)

17.12 مقاومة القص للترب المتماسكة غير المشبعة:

نعلم أن العلاقة التي تربط ما بين الإجهادات الكلية، الإجهادات الفعالة وضغط الماء المسامي للترب غير المشبعة، يمكن التعبير عنها بالعلاقة التالية:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_\omega) \qquad (48.12)$$

حيث :

σ' = الإجهاد الفعال

σ = الإجهاد الكلي.

u_a = ضغط الهواء المسامي.

u_w = ضغط الماء المسامي.

عندما يتم تعويض التعبير σ' في معادلة مقاومة القص 3.12 ، والمبنية على متغيرات الإجهادت الفعالة، في هذه الحالة تأخذ المعادلة الشكل التالي :

$$\tau_f = C' + [\sigma - u_a + \chi(u_a - u_\omega)] \tan \phi' \qquad (49.12)$$

إن قيم χ تعتمد بشكل أساسي على درجة الإشباع. مع المعدات التقليدية المستخدمة في تجارب القص ثلاثي المحاورالمخبرية، من غير الممكن تحديد وبدقة الإجهادات الفعالة في عينات الترب غير المشبعة،

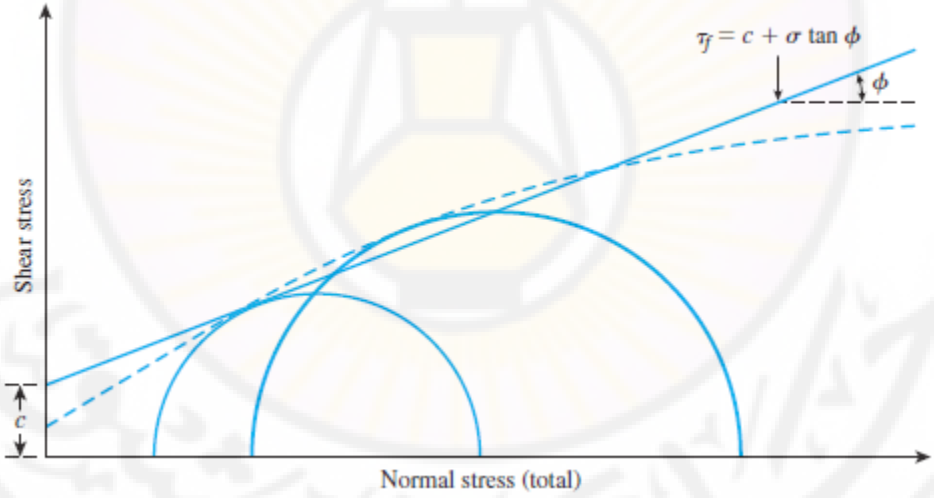
لذا الخطوة الشائعة هي أن نقوم بإجراء تجارب قص ثلاثي محاور على عينات غير مشبعة ونقوم بقياس الإجهاد الفعال فقط.

الشكل 50.12 يظهر لنا مغلف الانهيارللإجهاد الكلي الناتج عن عدة تجارب قص ثلاثي محاور غير مصرفة مجراة مع درجة إشباع معلومة.

ملاحظة مهمة يجب ذكرها للباحثين وهي أن مغلف الانهيار عادة يكون بشكل منحني، ولكن وبحال تمّ تطبيق ضغط حصر عالي على العينة، هذا الأمر سيسبب تطبيق ضغط أعلى للهواء في الفرغات مما سيزيد من انحلالية فراغات الهواء في فراغات الماء. ولذلك ولأغراض تصميمية، يتم تقريب مغلف الانهيار المنحني إلى خط مستقيم، كما هو ظاهر في الشكل 50.12، والمعطاة بالمعادلة التالية :

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi \qquad (50.12)$$

(ملاحظة: c و ϕ في المعادلة السابقة هي ثوابت تجريبية)

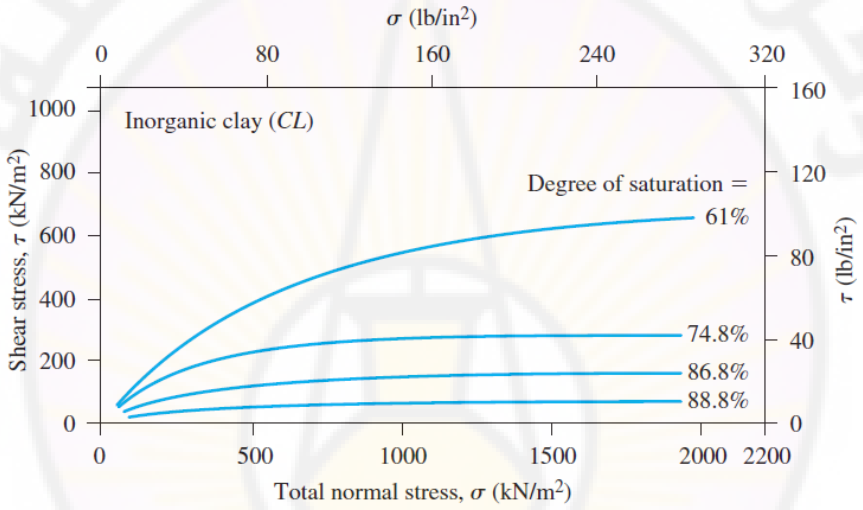


الشكل 50.12 : مغلف انهيار الإجهاد الكلي لترب متماسكة غير مشبعة

الشكل 51.12 يظهر تغير مغلف الإجهاد الكلي مع تغير درجة الإشباع الأولية المستنتجة من التجارب غير المصرفة على غضار لاعضوي. لاحظ أنه من أجل هذه التجارب، تم تحضير العينات بنفس الوزن الحجمي الجاف الأولي تقريباً بقيمة $16.7\ kN/m^3 (106\ lb/ft^3)$. ومن أجل إجهاد كلي ناظمي معطى، سنجد أن إجهاد القص اللازم للوصول للانهيار يتناقص كلما إزدادت درجة الإشباع. وعند

الوصول إلى درجة الإشباع 100%، فإن مغلف انهيار الإجهاد الكلي يصبح خط أفقي والذي هو نفس مفهوم $\phi = 0$.

في حالات عملية وعندما تصبح رواسب التربة الغضارية المتماسكة مشبعة نتيجة الأمطار أو ارتفاع في منسوب المياه الجوفية، فإن المقاومة للغضار المشبع جزئياً يجب أن لا تستخدم في الاعتبارات التصميمية. عوضاً عن ذلك، فإن عينات التربة الغضارية المجمعة من الحقل يجب أن تكون مشبعة في الحقل ويتم تحديد مقاومة القص غير المصرفة.



الشكل 51.12 : تغير مغلف انهيار الإجهاد الكلي مع تغير درجة الإشباع المستنتجة من تجارب غير مصرفة على غضار لاعضوي

(After Casagrande and Hirschfeld، 1960. With permission from ASCE.)

18.12 مسار الإجهادات:

إن نتائج تجارب القص ثلاثي المحاور يمكن تمثيلها بواسطة **مخططات تدعى بمسارات الإجهادات**. إن مسار الإجهاد هو عبارة عن خط يصل سلسلة من النقاط، حيث تمثل كل نقطة من هذه النقاط حالة إجهادية متتابعة مجراة على عينة تربة خلال تقدم التجربة. هناك عدة طرق يمكن فيها رسم مسار الإجهادات. هذه الفقرة تغطي واحدة من هذه الطرق.

اقترح Lambe (1964) نوع لتمثيل مسار الإجهادات والذي هو رسم تغير قيم q' مقابل تغير قيم P' (حيث P' و q' هي إحداثيات أعلى دائرة مور). لذلك، نجد أن علاقات P' و q' هي كالتالي :

$$P` = \frac{\sigma_3` + \sigma_3`}{2} \quad (51.12)$$

$$q` = \frac{\sigma_3` - \sigma_3`}{2} \quad (52.12)$$

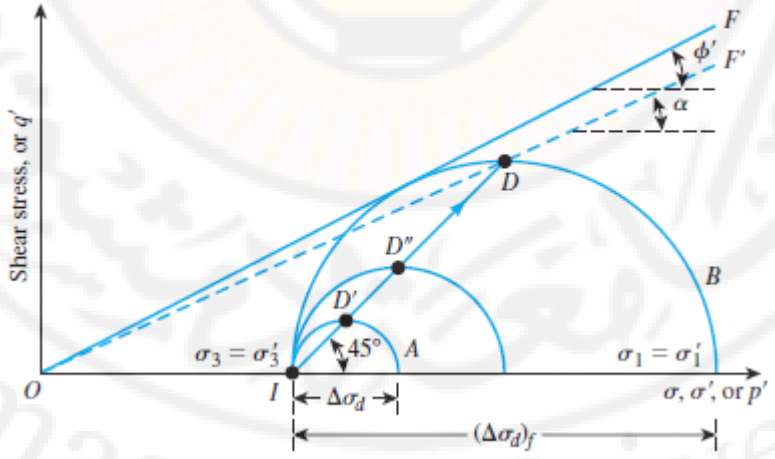
هذا النوع من مخطط مسار الإجهاد يمكن شرحه بمساعدة الشكل 52.12.

لنفترض لدينا عينة غضارية منضغطة طبيعياً أجريت عليها تجربة ثلاثي محاور مصرفة – منضغطة ذات ضغط موحد من كافة الجوانب Isotropically. في بداية تطبيق الإجهاد الديفياتوري، لدينا الشرط الحدي التالي : $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_3$ ، لذلك:

$$P' = \frac{\sigma_3' + \sigma_3'}{2} = \sigma_3' = \sigma_3 \quad (53.12)$$

و

$$q' = \frac{\sigma_3' - \sigma_3'}{2} = 0 \quad (54.12)$$



الشكل 52.12 : مخطط مسار الإجهادات q' مقابل P' لتجربة قص ثلاثي محاور مصرفة– منضغطة على عينة غضارية منضغطة طبيعياً.

ضمن هذه الشروط والظروف للتجربة، سوف يتم رسم q' و P' كنقطة (والتي هي النقطة I في الشكل 52.12).

وفي وقت آخر في التجربة خلال زيادة قيمة الإجهاد الدفياتوري المطبق، $\sigma_1^{'} = \sigma_3' + \Delta\sigma_d$؛ مع بقاء ضغط الحصر في الحجرة ثابت أي : $\sigma_3^{'} = \sigma_3$. يمكننا رسم دائرة مور والمسماه A في الشكل 52.12 والتي توافق هذه الحالة من الإجهادات على عينة التربة المدروسة. إن قيم P' و q' لحالة الإجهاد هذه نعبر عنها بالعلاقات التالية :

$$P' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} = \frac{(\sigma_3' + \Delta\sigma_d) + \sigma_3'}{2} = \sigma_3' + \frac{\Delta\sigma_d}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} \qquad (55.12)$$

و:

$$q' = \frac{(\sigma_3' + \Delta\sigma_d) - \sigma_3'}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \qquad (56.12)$$

هذه القيم (P' و q') المحسوبة من العلاقات السابقة وبحال تم رسمها على الشكل 52.12، نجد أنها تتمثل بالنقطة D' الواقعة في قمة (أعلى) دائرة مور. لذلك، ومن أجل عدة قيم مختلفة للمتغيرات (P' و q') لمراحل مختلفة من زيادة تطبيق الإجهاد الديفياتوري خلال تقدم التجربة تمَ رسمها على نفس الشكل, ومن ثم تم وصل هذه النقاط (D`, D``,D) مع بعضها، سنلاحظ أننا سوف نحصل على خط مستقيم ID. هذا الخط المستقيم ID يشار له بمسار الإجهادات في مخطط ($q' - P'$) .

من أجل تجربة القص ثلاثي المحاور المصرفة – المنضغطة. لاحظ أن الخط ID يشكل زاوية $45°$ مع الأفق، كما أن النقطة D تمثل حالة الانهيار لعينة التربة في هذه التجربة والواقعة على دائرة مور المسماه B والتي تمثل دائرة مور بحالة الانهيار.

من أجل الترب الغضارية المنضغطة طبيعياً، فإن مغلف الانهيار يمكن أن يعطى بالعلاقة :

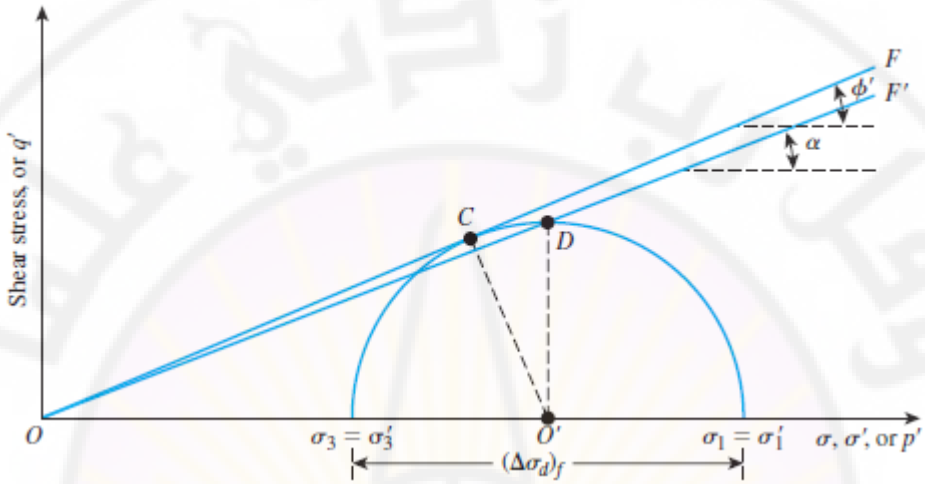
$$\tau_f = \sigma' tan\ \phi'$$

وهذا هو الخط OF في الشكل 53.12 .(انظر أيضاً للشكل 22.12) إن مغلف الانهيار المعدل يمكن أن يعرف بالخط OF' . هذا الخط المعدل يسمى عادة بخط K_f. ومعادلة K_f يعبر عنها بالعلاقة:

$$q' = P' \tan\alpha \qquad (57.12)$$

حيث α = الزاوية التي يشكلها مغلف الانهيار المعدل مع الأفق.

العلاقة بين ϕ' و α يمكن أن تحدد بالإشارة للشكل 53.12 ، بحيث، وللتوضيح، تم إعادة رسم دائرة مور عند الانهيار (والتي هي دائرة B) والخطوط OF و OF'، كما في الشكل 52.12.لاحظ أن O' هي مركز دائرة مور عند الانهيار.



الشكل 53.12 : العلاقة بين $\emptyset'$ و α

الآن لدينا ومن الشكل 53.12 التالي :

$$\frac{DO`}{OO`} = \tan\alpha$$

ومنه نستنتج :

$$\tan\alpha = \frac{\frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{2}}{\frac{\sigma'_1+\sigma'_3}{2}} = \frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{\sigma'_1+\sigma'_3} \qquad (58.12)$$

أيضاً ومن الشكل 53.12 لدينا :

$$\frac{CO`}{OO`} = \sin\phi`$$

أو:

$$\sin\phi` = \frac{\frac{\sigma`_1-\sigma`_3}{2}}{\frac{\sigma`_1+\sigma`_3}{2}} = \frac{\sigma`_1-\sigma`_3}{\sigma`_1+\sigma`_3} \qquad (59.12)$$

وبمقارنة المعادلات (12.58) و (12.59) نجد أن :

$$\sin \phi` = \tan \alpha \qquad (60.12)$$

أو :

$$\phi` = sin^{-1}(\tan \alpha) \qquad (61.12)$$

الشكل 54.12 يظهر لنا مخطط ($q' - P'$) لعينة تربة غضارية منضغطة طبيعياً ومعرضة لتجربة قص ثلاثي المحاور غير مصرفة – منضغطة وضغط ثابت من كافة الجوانب. في بداية تطبيق الإجهاد الديفياتوري، $\sigma`_1 = \sigma'_3 = \sigma_3$. لذلك، $P' = \sigma'_3$ و $q' = 0$. هذه العلاقة ممثلة بالنقطة I. وفي مراحل أخرى من التجربة ومع زيادة في تطبيق الإجهاد الديفياتوري يكون لدينا :

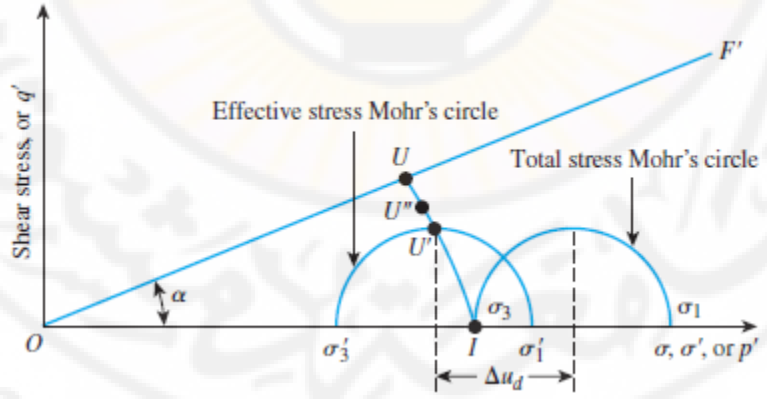
$$\sigma`_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d - \Delta u_d$$

و :

$$\sigma`_3 = \sigma_3 - \Delta u_d$$

لذلك :

$$P` = \frac{\sigma`_1 + \sigma`_3}{2} = \sigma_3 + \frac{\Delta\sigma_d}{2} - \Delta u_d \qquad (62.12)$$



الشكل 54.12 : مسار الإجهادات ل q' مقابل p' لتجربة قص ثلاثي محاور منضغطة – غير مصرفة على عينة غضارية منضغطة طبيعياً

و:

$$q` = \frac{\sigma_1` - \sigma_3`}{2} = \frac{\Delta\sigma_d}{2} \qquad (63.12)$$

القيم السابقة للمتغيرات p' و q' مرسومة ومعبر عنها في النقطة U' في الشكل 54.12. النقطة مثل U'' تمثل قيم p' و q' مع تقدم التجربة. عند لحظة الانهيار لعينة التربة يكون لدينا :

$$P' = \sigma_3 + \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} - (\Delta u_d)_f \qquad (64.12)$$

و:

$$q' = \frac{(\Delta\sigma_d)_f}{2} \qquad (65.12)$$

قيم كل من q' و p' المعطاة في المعادلات (12.64) و (12.65) تمثل بالنقطة U. لذلك، مسار الإجهادات الفعال لتجربة القص ثلاثي المحاور غير المصرفة – المنضغطة يمكن أن تعطى بالمنحني $IU'U$. لاحظ أن النقطة U سوف تقع على مغلف الانهيار المعدل، OF' (انظر الشكل 53.12)، والتي تميل بزاوية α مع الأفق.

قدم (1964) Lambe تقنية لتقدير الهبوط المرن وهبوط الانضغاطية للأساسات على تربة غضارية باستخدام مسارات الإجهادات المحدد بشكل مشابه.

المثال 12.9 :

من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً، معطى مغلف الانهيار بالمعادلة $\tau_f = \sigma' \tan \emptyset'$. مغلف الانهيار المعدل الموافق (مخطط $q' - p'$) معطى بالمعادلة (12.57) ب $q' = p' \tan \alpha$. بشكل مشابه، في حال كان مغلف الانهيار $\tau_f = c' + \sigma' \tan \emptyset'$، فإن مغلف الانهيار المعدل الموافق هو مخطط $q' - p'$ والذي يعبر عنه ب $q' = m + p' \tan \alpha$. عبر عن α كتابع لزاوية الاحتكاك ϕ' ، وعبر عن m كتابع ل c' و ϕ' .

الحل :

من الشكل 55.12 :

$$\sin \phi' = \frac{AB}{AC} = \frac{AB}{CO + OA} = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{c' \cot \phi' + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)}$$

لذا:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = c' \cos \phi' + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right) \sin \phi' \qquad \text{(a)}$$

أو:

$$q' = m + p' \tan \alpha \qquad \text{(b)}$$

وبمقارنة المعادلات (a) و (b) ، نجد أن:

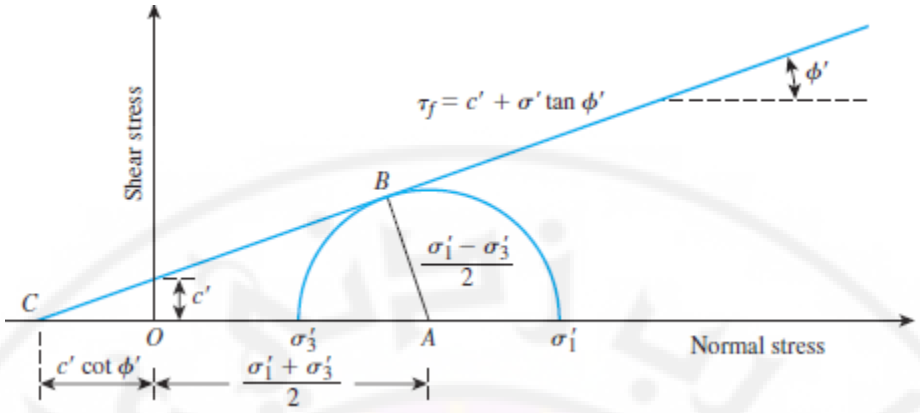
$$m = c' \cos \phi'$$

و :

$$\tan \alpha = \sin \phi'$$

أو:

$$\alpha = \tan^{-1}(\sin \phi')$$



الشكل 12.55 : إيجاد α كتابع للزاوية ϕ' و m كتابع للمتغيرات c' و ϕ'

19.12 مخلص وملاحظات عامة:

في هذا الفصل، تم اختبار مقاومة القص للترب المتماسكة والحبيبية. وبالتالي تمّ شرح الخطوات المخبرية لتحديد متغيرات مقاومة القص.

في هذا الفصل، وجدنا أن تحديد متغيرات مقاومة القص للترب المتماسكة يبدو بسيطاً.

من ناحية أخرى، نجد أن الاختيار الصحيح لهذه المتغيرات من أجل التصميم والتحقق من استقرار مختلف المنشآت الحاجزة للتربة والساندة لها يعتبر عملية صعبة ويتطلب خبرة وخلفية نظرية كافية في الهندسة الجيوتكنيكية.

في هذا الفصل، تم تقديم ثلاث حالات لقيم المقاومة (منضغطة – مصرفة ، منضغطة – غير مصرفة، غير منضغطة – غير مصرفة). واستخدامهم يعتمد على ظروف التصريف في الحقل.

1. متغيرات المقاومة المصرفة – المنضغطة ممكن استخدامها لتحديد الاستقرار طويل الأمد لمنشآت مثل السدود الترابية والمنحدرات.
2. متغيرات مقاومة القص المنضغطة – غير المصرفة ممكن استخدامها لدراسة مسائل الاستقرار المتعلقة بحالات عندما تكون التربة منضغطة بالكامل بشكل أولي ومن ثم يتم تطبيق حمل سريع. مثال ممتاز على ذلك هو استقرار المنحدرات للسدود الأرضية بعد التصريف السريع.
3. يمكن استخدام متغيرات مقاومة التربة غير المنضغطة – غير المصرفة لتقدير الاستقرار بنهاية الإنشاء للترب المشبعة مع افتراض أن الحمل الناتج عن الإنشاء تم تطبيقه بشكل سريع ويوجد وقت قليل للتصريف. قدرة تحمل التربة للأساسات على الترب الغضارية المشبعة الطرية واستقرار قاعدة السدود على الغضار الطري هي أمثلة لهذه الحالة.

مقاومة القص غير المصرفة – غير المنضغطة لبعض التربة المشبعة الغضارية يمكن أن تتغير بناءً على اتجاه تطبيق الحمل؛ وهذا ما يشار له بالتباين anisotropy مع أخذ المقاومة بعين الاعتبار. التباين anisotropy ناتج بشكل أساسي عن طبيعة الترسيب للترب المتماسكة، والانضغاط المتلاحق الذي يجعل حبيبات التربة تدور عمودياً على اتجاه الإجهاد الأساسي الرئيسي. إن دوران موازي لحبيبات الغضار ممكن أن يسبب تغير في المقاومة للترب الغضارية مع الاتجاه. التباين *Anisotropy* وبأخذ

المقاومة بعين الاعتبار للغضار ممكن أن يكون لها تأثير كبير على قدرة تحمل التربة للاساسات واستقرار السدود الترابية نتيجة تغير اتجاه الإجهاد الأساسي الرئيسي على طول سطح الانهيار المحتمل.

إن حساسية الغضار تم مناقشتها في الفقرة 13.12. ويجب معرفة حساسية الترب المترسبة الغضارية بشكل ملائم. على سبيل المثال، عندما يتم بناء أساسات آلة (والتي تكون معرضة إلى أحمال اهتزازية) على غضار ذو حساسية عالية، فإن الغضار ممكن أن يفقد قدرة تحمله فعلياً، وممكن أن يحصل الانهيار.

20.12 مسائل غير محلولة:

1.12 من أجل تجربة قص مباشر على رمل جاف، معطى التالي:

- أبعاد العينة : (ارتفاع) $75\ mm\ x\ 75\ mm\ x\ 30\ mm$
- الإجهاد الناظمي: $200\ kN/m^2$
- الإجهاد القاص عند الانهيار: $175\ kN/m^2$ والمطلوب :

1. تحديد زاوية الاحتكاك $\emptyset'$
2. من أجل إجهاد ناظمي $150\ kN/m^2$ ، ماهي القوة القاصة اللازمة لتسبب الانهيار للعينة؟

2.12 من أجل عينة رملية جافة في صندوق تجربة القص المباشر، معطى التالي:

- زاوية الاحتكاك : $38°$
- أبعاد العينة :(ارتفاع) $2\ in\ x\ 2\ in\ x\ 1.2\ in$
- الإجهاد الناظمي : $20\ lb/in^2$

المطلوب تحديد قوة القص اللازمة لتسبب انهيار العينة.

3.12 التالي هي نتائج أربع عينات غضارية مصرفة منضغطة طبيعياً، لتجربة القص المباشر، حيث معطى:

- أبعاد العينة = $60\ mm\ x\ 60\ mm$.
- ارتفاع العينة = 30 mm

رقم التجربة	القوة الناظمية (N)	قوة القص لحظة الإنهيار (N)
1	200	155
2	300	230
3	400	310
4	500	385

المطلوب رسم مخطط لإجهاد القص عند الانهيار مقابل الإجهاد الناظمي، وتحديد زاوية الاحتكاك المصرفة من المخطط.

4.12 أعد حل المسألة 3.12 باستخدام المعطيات التالية. معطى أبعاد العينة:

- القطر = 2 in
- الارتفاع = 1 in

رقم التجربة	القوة الناظمية (lb)	قوة القص لحظة الإنهيار (lb)
1	60	37.5
2	90	55
3	110	70
4	125	80

5.12 معادلة مغلف إجهاد الانهيار الفعال لتربة رملية مخلخلة تم إيجاده من تجربة القص المباشر عند $\tau_f = \sigma' \tan 30°$. تم إجراء تجربة ثلاثي محاور مصرفة لنفس عينة التربة عند ضغط حصر الحجرة $10\ lb/in^2$. احسب الإجهاد الديفياتوري عند الانهيار .

6.12 من أجل تجربة القص ثلاثي المحاور المشروحة في المسألة 12.5:

1. قدر الزاوية التي يصنعها مستوي الانهيار مع المستوي الأساسي الرئيسي.
2. حدد الإجهاد الناظمي والقاص (عندما تنهار العينة) على مستوي يصنع زاوية $30°$ مع المستوي الأساسي الرئيسي.أيضاً، فسر لماذا لم تنهار العينة على طول المستوي خلال التجربة.

7.12 العلاقة بين الكثافة النسبية D_r و زاوية الاحتكاك الداخلية $\emptyset'$ لرمل معطى بالعلاقة $\emptyset' = 25 + 0.18\ D_r$ (حيث D_r كنسبة مئوية %). تم إجراء تجربة ثلاثي محاور مصرفة على نفس الرمل السابق مع ضغط حصر الحجرة $18\ lb/in^2$. الكثافة النسبية للرص كانت 60%. احسب الإجهاد الأساسي الرئيسي عند الانهيار.

8.12 من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً، تعطى نتائج تجربة القص ثلاثي المحاور المصرفة كالتالي:

- ضغط حصر الحجرة : $15\ lb/in^2$

- الإجهاد الديفياتيري عند الانهيار: $34\ lb/in^2$.

حدد زاوية الاحتكاك الداخلية $\emptyset$

9.12 من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً $\emptyset' = 24°$. في تجربة قص ثلاثي محاور مصرفة، انهارت العينة عند أجهاد ديفياتوري $175\ kN/m^2$. ما هو ضغط الحصر للحجرة σ_3' ؟

10.12 من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً $\emptyset' = 28°$. في تجربة القص ثلاثي المحاور المصرفة انهارت العينة عند أجهاد ديفياتوري $30\ lb/in^2$. ما هو ضغط الحصر للحجرة σ_3' ؟

11.12 تم إجراء تجربة ثلاثي المحاور المصرفة على تربة غضارية منضغطة طبيعياً.وكانت نتائج التجربة كالتالي: $\sigma_3 = 250\ kN/m^2 \quad (\Delta\sigma_d)_f = 275\ kN/m^2$

حدد:

1. زاوية الاحتكاك الداخلية $\emptyset'$
2. الزاوية θ والتي يصنعها مستوي الانهيار مع المستوي الرئيسي الأساسي.
3. الإجهاد الناظمي σ'، وإجهاد القص τ_f، على مستوي الانهيار.

12.12 نتائج تجارب ثلاثي المحاور المصرفة على تربة مشبعة معطاة كالتالي:

- العينة 1 : ضغط حصر الحجرة = $15\ lb/in^2$

  الإجهاد الديفياتيري عند الانهيار = $31.4\ lb/in^2$
- العينة 2 : ضغط حصر الحجرة = $25\ lb/in^2$

  الإجهاد الديفياتوري عند الانهيار = $47\ lb/in^2$

احسب متغيرات مقاومة القص للتربة.

13.12 في حال كانت عينة الغضار المشروحة في المسألة 12.12 تم اختبارها في جهاز ثلاثي المحاور مع ضغط حصر الحجرة $25\ lb/in^2$ ، ما هو الإجهاد الأساسي الرئيسي عند الانهيار؟

14.12 تربة رملية لها زاوية احتكاك مصرفة $38°$. في تجربة القص المصرفة ثلاثي المحاور على نفس العينة، كان الإجهاد الديفياتيري عند الانهيار $175\ kN/m^2$. ما هو ضغط الحصر الحجرة؟

15.12 تم إجراء تجربة قص ثلاثي المحاور على عينة غضار منضغطة طبيعياً، أعطت النتائج التالية:

- $\sigma_3 = 15\ lb/in^2$

- الإجهاد الديفياتوري $(\Delta\sigma_d)_f = 11\ lb/in^2$
- الضغط المسامي $(\Delta u_d)_f = 7.2\ lb/in^2$

احسب زاوية الاحتكاك المنضغطة – غير المصرفة و زاوية الاحتكاك المصرفة .

16.12 أعد حل المسألة 12.15 بالمعطيات التالية:

- الإجهاد الديفياتوري $\sigma_3 = 140\ kN/m^2$
- $(\Delta\sigma_d)_f = 125\ kN/m^2$
- الضغط المسامي $(\Delta u_d)_f = 75\ kN/m^2$

17.12 تعطى مقاومة القص لتربة غضارية منضغطة طبيعياً بالمعادلة التالية $\tau_f = \sigma' \tan 31°$.
تم إجراء تجربة ثلاثي محاور منضغطة – غير مصرفة على الغضار. وأعطت النتائج التالية:

- إجهاد الحصر الحجرة = $112\ kN/m^2$
- الإجهاد الديفياتوري عن الانهيار = $100\ kN/m^2$

حدد:

1. زاوية الاحتكاك المنضغطة – غير المصرفة
2. ضغط الماء المسامي المتولد في العينة الغضارية عند الانهيار.

18.12 من أجل العينة الغضارية المشروحة في المسألة 12.17 ، ما ممكن أن يكون الإجهاد الديفياتوري عند الانهيار في حال تم إجراء تجربة قص ثلاثي محاور مصرفة لنفس ضغط الحصر للحجرة (والذي هو $\sigma_3 = 112\ Kn/m^2$)؟

19.12 من أجل تربة غضارية منضغطة طبيعياً، $\emptyset' = 32°$ و $\emptyset = 22°$ تم إجراء تجربة قص ثلاثي محاور غير مصرفة – منضغطة على العينة الغضارية بضغط حصر للحجرة $15\ lb/in^2$. حدد الإجهاد الديفياتوري وضغط الماء المسامي عند الانهيار.

20.12 تحديدها بتجربة القص ثلاثي المحاور بقيمة $25°$. مقاومة الضغط غير المحصور q_u عند الانهيار لعينة مشابهة نتجت $100\ kN/m^2$. حدد ضغط الماء المسامي عند الانهيار من أجل تجربة الضغط غير المحصور.

21.12 أعد حل المسألة 12.20 باستخدام القيم التالية:

- $\emptyset' = 23°$
- $q_u = 120\ kN/m^2$

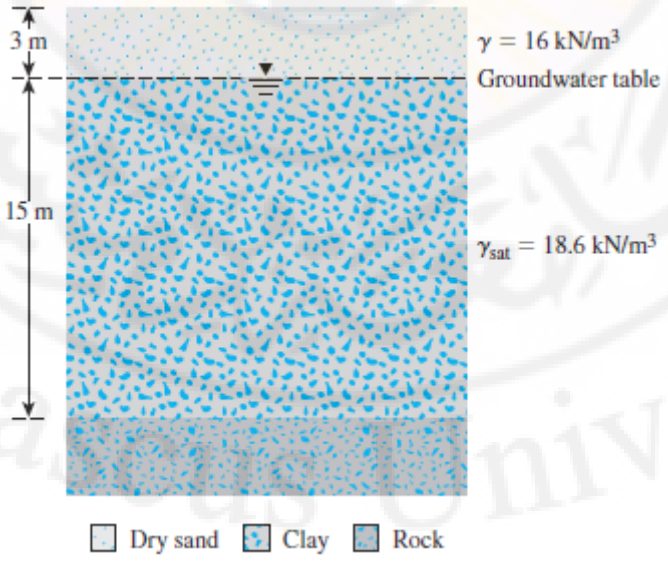
22.12 نتائج تجربتين قص ثلاثي المحاور مصرفة – منضغطة على تربة غضارية هي :

رقم التجربة	σ_3 ` $(\frac{lb}{in^2})$	σ_{31} ` (عند الإنهيار) $(\frac{lb}{in^2})$
1	27	73
2	12	48

باستخدام معادلة مغلف الانهيار المعطاة في المثال 12.9 – والتي هي $q' = m + p' \tan\alpha$ (لا ترسم المخطط).

1. أوجد m و α .
2. أوجد c' و $\emptyset'$.

23.12 طبقة غضارية منضغطة طبيعياً بسماكة 15 m ظاهرة في الشكل 56.12. قرينة اللدونة للغضار هي 18 . قدر التماسك الغير مصرفة والممكن تحديدها من تجربة القص الدوارة عند عمق 8 m أسفل سطح الأرض. استخدم المعادلة (12.35) .



الشكل 56.12

21.12 المراجع

1. ACAR، Y. B.، DURGUNOGLU، H. T.، and TUMAY، M. T. (1982). "Interface Properties of Sand،" *Journal of the Geotechnical Engineering Division*، ASCE، Vol. 108، No. GT4، 648–654.
2. ARMAN، A.، POPLIN، J. K.، and AHMAD، N. (1975). "Study of Vane Shear،" *Proceedings*، Conference on *In Situ* Measurement and Soil Properties، ASCE، Vol. 1، 93–120.
3. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2004). *Annual Book of ASTM Standards*، Vol. 04.08، Philadelphia، Pa.
4. BISHOP، A. W.، and BJERRUM، L. (1960). "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems،" *Proceedings*، Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils،ASCE، 437–501.
5. BJERRUM، L. (1974). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays،" Norwegian Geotechnical Institute، *Publication No. 110*، Oslo.
6. BLACK، D. K.، and LEE، K. L. (1973). "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure،"*Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*، ASCE، Vol. 99، No. SM1، 75–93.
7. CASAGRANDE، A.، and CARRILLO، N. (1944). "Shear Failure of Anisotropic Materials،" in *Contribution to Soil Mechanics 1941–1953*، Boston Society of Civil Engineers، Boston.

8. CASAGRANDE، A.، and HIRSCHFELD، R. C. (1960). "Stress Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight،" *Proceedings،* Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils، ASCE، 359–417.

9. CHANDLER، R. J. (1988). "The *in situ* Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane،" *STP 1014، Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies،* ASTM، 13–44.

10. COULOMB، C. A. (1776). "Essai sur une application des regles de Maximums et Minimis quelques Problèmes de Statique، relatifs ل l'Architecture،" *Memoires de Mathematique et de Physique،* Présentés، ل l'Academie Royale des Sciences، Paris، Vol. 3، 38.

11. KENNEY، T. C. (1959). "Discussion،" *Proceedings،* ASCE، Vol. 85، No. SM3، 67–79.

12. LADD، C. C.، FOOTE، R.، ISHIHARA، K.، SCHLOSSER، F.، and POULOS، H. G. (1977). "Stress Deformation and Strength Characteristics،" *Proceedings،* 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering، Tokyo، Vol. 2، 421–494.

13. LAMBE، T. W. (1964). "Methods of Estimating Settlement،" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division،* ASCE، Vol. 90، No. SM5، 47–74.

14. LOH، A. K.، and HOLT، R. T. (1974). "Directional Variation in Undrained Shear Strength and Fabric of Winnipeg Upper Brown Clay،" *Canadian Geotechnical Journal،* Vol. 11، No. 3، 430– 437.

15. MOHR، O. (1900). "Welche Umstنnde Bedingen die Elastizitنtsgrenze und den Bruch eines Materiales?" *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*، Vol. 44، 1524–1530، 1572 – 1577.

16. ROSENQVIST ، I. TH. (1953). "Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays،" *Geotechnique*، Vol. 3، No. 5، 195–200.

17. SEED، H. B.، and CHAN، C. K. (1959). "Thixotropic Characteristics of Compacted Clays،" *Transactions*، ASCE، Vol. 124، 894–916.

18. SIMONS، N. E. (1960). "The Effect of Overconsolidation on the Shear Strength Characteristics of an Undisturbed Oslo Clay،" *Proceedings*، Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils، ASCE، 747–763. SKEMPTON، A. W. (1954). "The Pore Water Coefficients *A* and *B*،" *Geotechnique*، Vol. 4، 143–147.

19. SKEMPTON، A. W. (1957). "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport،" *Proceedings*، Institute of Civil Engineers، London، Vol. 7، 305–307.

20. SKEMPTON، A. W. (1964). "Long-Term Stability of Clay Slopes،" *Geotechnique*، Vol. 14، 77.

13 الفصل الثالث عشر

ضغط التربة الجانبي – عند الراحة، رانكين و كولومب

المنشآت الحاجزة للتربة مثل الجدران الاستنادية، جدارن الأقبية والفواصل تصادف بشكل واسع في هندسة الأساسات حيث تقوم بسند منحدرات الكتل الترابية. التصميم الملائم وبناء مثل هذه المنشآت يتطلب معرفة شاملة للقوى الجانبية التي تعمل بين المنشآت الحاجزة وكتل التربة اللازم حجزها. هذه القوى تكون نتيجة ضغط التربة الجانبي. هذه الفصل مكرس لدراسة النظريات المختلفة لضغط التربة الجانبي على الحواجز.

1.13 ضغوط التربة الجانبي بحالة : الراحة، الفعال والسلبي

لنفترض لدينا كتلة التربة الظاهرة في الشكل a1.13. إن كتلة التربة هذه متماسكة ومستقرة من خلال وجود جدار شاقولي عديم الاحتكاك بارتفاع AB. فلو أخذنا عنصر من هذه التربة متوضع عند عمق z من سطح الأرض، سنجد أنه معرض لضغط فعال شاقولي قيمته σ'_0 ناتج من الوزن الذاتي للتربة فوقه، ويتعرض أيضاً لضغط فعال أفقي قيمته σ'_h. وبفرض أنه لا يوجد أي إجهادات قاصة أو مماسية على المستويات الشاقولية والأفقية لهذا العنصر المدروس. في البداية لنعرف النسبة ما بين σ'_h إلى σ'_0 بالكمية اللابعدية K، من خلال العلاقة :

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} \qquad (1.13)$$

لو نظرنا إلى هذه العلاقة، سنجد أن هناك ثلاث حالات محتملة ممكن مصادفتها تتعلق بالجدران الاستنادية وهي :

الحالة 1 : في حال كان الجدار AB بحالة السكون – غير قابل للحركة لا لليمين ولا لليسار – ولا للدوران (وضعه الأولي)، هنا ستكون كتلة التربة خلفه بحالة توازن ستاتيكي. في حالة الحالة، نسمي

قيمة الاجهاد الفعال الأفقي المؤثرة على الجدار σ'_h بالضغط الفعال الجانبي للتربة عند الراحة أو بحالة الراحة، وعليه لدينا العلاقة:

$$K = K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} \qquad (2.13)$$

حيث K_0 = معامل ضغط التربة الجانبي عند الراحة أو في حالة الراحة.

الحالة 2: في حال دار الجدار العديم الاحتكاك بشكل كافي حول قاعدته للموضع الجديد المعبر عنه بالوضع $A'B$ (الشكل b1.13) ، فإن كتلة تربة مثلثية الشكل ABC' والمتصلة بالجدار ممكن أن تصل إلى حالة من **التوازن اللدن وسوف تنهار** منزلقة على المتسوي BC'. في هذه الحالة، فإن الإجهاد الفعال الأفقي المؤثر على الجدار قيمته $\sigma'_h = \sigma'_a$، وسوف نسميها بالضغط الجانبي الفعال الإيجابي للتربة. وعندها ستكون القيمة k مساوية للقيمة K_a أي $K = K_a$ وتكتب بالشكل :

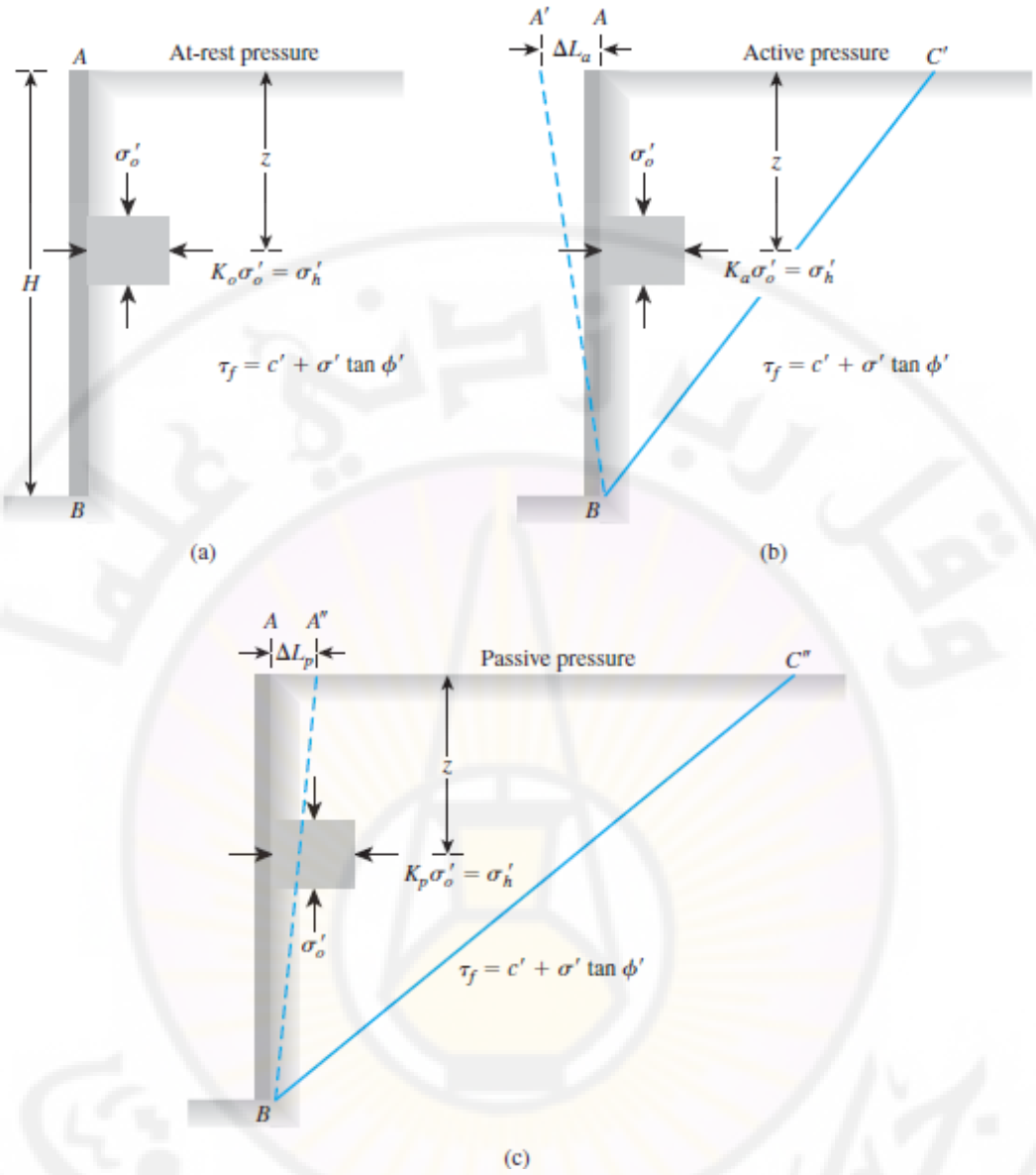
$$K = K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} \qquad (3.13)$$

حيث K_a = معامل ضغط التربة الجانبي الإيجابي (Active).

الحالة 3 : وفي حال دار الجدار بشكل كافي حول قاعدته للموضع الجديد $A''B$ (الشكل c1.13)، فإن كتلة تربة مثلثية الشكل ABC'' سوف تصل إلى حالة من **التوازن اللدن وسوف تنهار** وتنزلق على طول المستوي BC''. والإجهادات الفعالة الأفقية المؤثرة على الجدار في هذه الحالة سوف تكون $\sigma'_h = \sigma'_p$، وهذا ما نسميه بالضغط الجانبي الفعال السلبي للتربة في هذه الحالة يكون لدينا $k = k_p$ معبر عنه بالعلاقة :

$$K = K_P = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} = \frac{\sigma'_P}{\sigma'_0} \qquad (4.13)$$

حيث K_p = معامل ضغط التربة الجانبي السلبي (Passive).

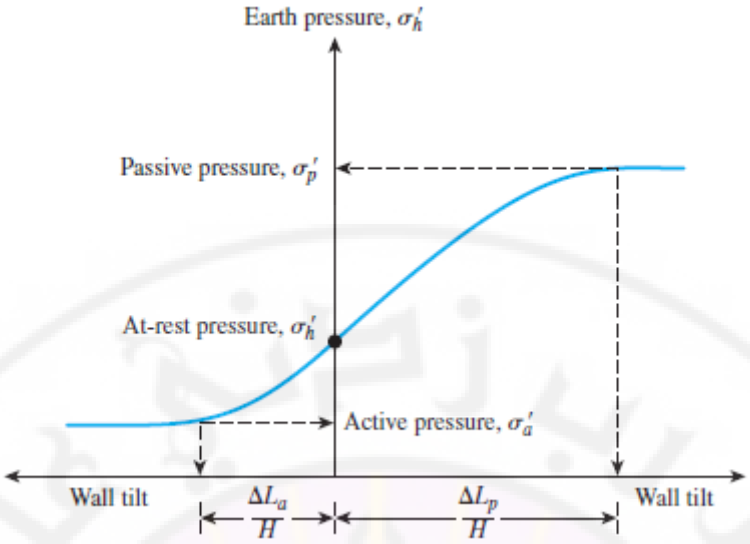


الشكل 1.13 : تغير ضغط التربة الجانبي عند الحالات الثلاث :

الراحة، الإيجابي والسلبي (ملاحظة: الجدار AB عديم الاحتكاك)

الشكل 2.13 يظهر طبيعة تغير ضغط التربة الجانبي مع ميل الجدار.

أما القيم النموذجية للمتغير $(\frac{\Delta L_a}{H})$ (في الشكل 1.13b $\Delta L_a = A'A$)، وللمتغير $(\frac{\Delta L_p}{H})$ (في الشكل 1.13c $\Delta L_p = A''A$)) لحالة ضغط التربة الفعال الجانبي الإيجابي والسلبي في مختلف أنواع الترب معطاة في الجدول 1.13.



الشكل 2.13 : تغير قيمة ضغط التربة الجانبي مع ميل الجدار

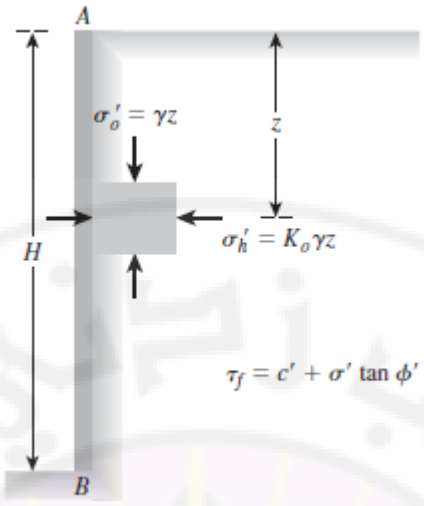
الجدول (1.13) : القيم النموذجية للمتغيرات ($\frac{\Delta L_a}{H}$) و ($\frac{\Delta L_p}{H}$) لمختلف أنواع الترب

نوعية التربة	$(\frac{\Delta L_a}{H})$	$(\frac{\Delta L_p}{H})$
رمل مخلل	0.001 – 0.002	0.01
رمل متراص	0.0005 – 0.001	0.005
غضار طري	0.02	0.04
غضار قاسي	0.01	0.02

2.13 ضغط التربة الجانبي عند الراحة :

المفهوم الأساسي لضغط التربة الجانبي عند الراحة أو في حالة الراحة سوف تتم مناقشته في هذه الفقرة إنطلاقاً من الشكل 3.13.

لتحديد ضغط التربة الجانبي عند الراحة (حالة K_0) والمؤثر على الجدار AB والحاجز لعينة التربة ذات الوزن الحجمي γ وبحال كان الجدار ساكناً. عند العمق z سنجد قيم الإجهادات الفعالة الشاقولية والأفقية معطاه بالعلاقات :



الشكل 3.13 : ضغط التربة الجانبي عند الراحة

$$\text{الإجهاد الفعال الشاقولي} = \sigma'_0 = \gamma . z$$

$$\text{الإجهاد الفعال الأفقي} = \sigma'_h = K_0 . \gamma . z$$

لذلك سيكون لدينا :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} = \text{معامل ضغط التربة عند الراحة}$$

ومن أجل الترب الحبيبة الخشنة، يمكن تقدير معامل ضغط التربة الجانبي عند الراحة باستخدام المعادلة التجريبية التالية (Jaky, 1944) :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \qquad (5.13)$$

حيث : ϕ' = زاوية الاحتكاك المصرفة.

عندما يتعرض الجدار المصمم إلى ضغط تربة جانبي بحالة الراحة، يجب علينا تقدير قيمة K_0.

أظهر كل من Fang, and Sherif في العام 1984 وبناءاً على تجاربهم المخبرية أن معادلة Jaky من أجل K_0 (المعادلة 5.13) تعطي نتائج جيدة عندما يكون الردم خلف الجدار مكون من تربة رملة مخلخلة. ولكن في حالة كان الردم مكون من تربة رملية كثيفة مرصوصة، فإن المعادلة (5.13) ممكن أن تعطي قيم قليلة بشكل كبير لمعامل ضغط التربة الجانبي بحالة الراحة. إن تقدير

القيم القليلة هذه ناتج عن عملية رص الردم. ولهذا السبب، نصحوا المصممين باستخدام العلاقة التصميمية التالية:

$$K_o = (1 - \sin\phi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(min)}} - 1\right] 5.5 \qquad (6.13)$$

حيث :

γ_d = الوزن الحجمي المرصوص الفعلي الجاف للرمل خلف الجدار.

$\gamma_{d(min)}$ = الوزن الحجمي الجاف للرمل في حالته المخلخلة العظمى (الفصل 3).

الزيادة في قيم K_0 المستنتجة من المعادلة 6.13 مقارنة مع القيم التي تعطيها المعادلة 5.13 هي نتيجة الانضغاط المسبق. لهذا السبب، اقترح ayne and Kulhawy في العام 1982 وبعد دراسة 171 من عينات الترب المختلفة تعديلاً للمعادلة 5.13 لتصبح كالتالي:

$$K_o = (1 - \sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'} \qquad (7.13)$$

حيث :

OCR: نسبة سبق الانضغاط وهي معطاه بالعلاقة:

$$OCR = \frac{\text{ضغط سبق الانضغاط } \sigma_c'}{\text{ضغط الطمر الفعال الحالي } \sigma_0'}$$

المعادلة 7.13 صالحة من أجل مجال الترب من الغضار وحتى البحص.

أما من أجل الترب ناعمة التدرج الحبي، المنضغطة طبيعياً، اقترح Massarsch في العام (1979) المعادلة التالية للقيمة K_0 :

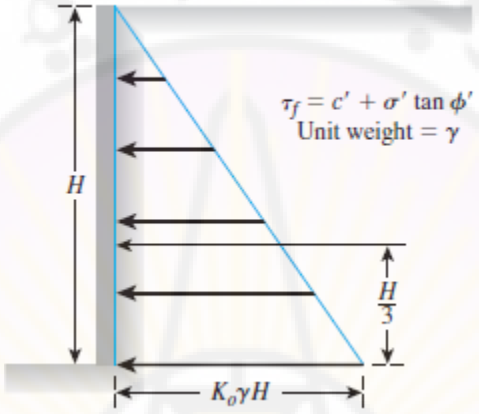
$$K_o = 0.44 + 0.42\left[\frac{PI(\%)}{100}\right] \qquad (8.13)$$

ومن أجل الغضار المسبق الانضغاط، يمكن تقريب معامل ضغط التربة الجانبي بحالة الراحة للقيمة المبينة بالعلاقة : (9.13)

$$K_{0(overconsolidated)} = K_{o(normally\ consolidated)}\sqrt{OCR}$$

الشكل 4.13 يظهر توزع ضغط التربة الجانبي بحالة الراحة لجدار بارتفاع H ويحجز خلفه تربة وزنها الحجمي γ. هنا يمكننا القول أن **القوة الكلية** المؤثرة على الجدار نسبة لواحدة الطول منه هي P_0، وتساوي إلى مساحة مخطط الضغط الفعال الجانبي للتربة المؤثرة عليه، لذلك نستطيع أن نكتب العلاقة :

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \qquad (10.13)$$



الشكل 13.4 توزع ضغط التربة الجانبي عند الراحة على الجدار

3.13 ضغط التربة الجانبي عند الراحة للترب المغمورة جزئياً

لو نظرنا إلى الشكل a5.13 والذي يبين لنا جدار بارتفاع H، يحجز خلفة تربة وأن منسوب المياه الجوفية خلف الجدار هي على العمق H_1 من منسوب الأرض الطبيعية خلف الجدار. أمام الجدار لا يوجد تربة ولا ماء جوفي.

أولاً ومن أجل العمق $z \leq H_1$: أي بحالة التربة الطبيعية وبدون مياه جوفيه، يمكننا حساب ضغط التربة الجانبي بحالة الراحة من خلال العلاقة :

$$\sigma'_h = K_{0.} \gamma . z$$

إن تغير قيمة الضغط الجانبي للتربة والمؤثرة على الجدار σ'_h مع العمق مبينة في المثلث ACE على الشكل a5.13.

ولكن ومن أجل $z \geq H_1$: حيث التربة خلف الجدار مشبعة، فإن ضغط التربة الجانبي والمؤثر على الجدار يتشكل من مركبتين :

- الأولى من تأثير الإجهادات الفعالة للتربة،
- الثانية من تأثير ضغط الماء المسامي الموجود بالتربة خلف الجدار،

انطلاقاً من هذا التحليل، يمكننا حساب الضغط الفعال الشاقولي والناتج من الوزن الذاتي للتربة من العلاقة :

$$\text{الضغط الفعال الشاقولي} = \sigma_0' = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \qquad (13.11)$$

حيث :

الوزن الحجمي الفعال للتربة $= \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

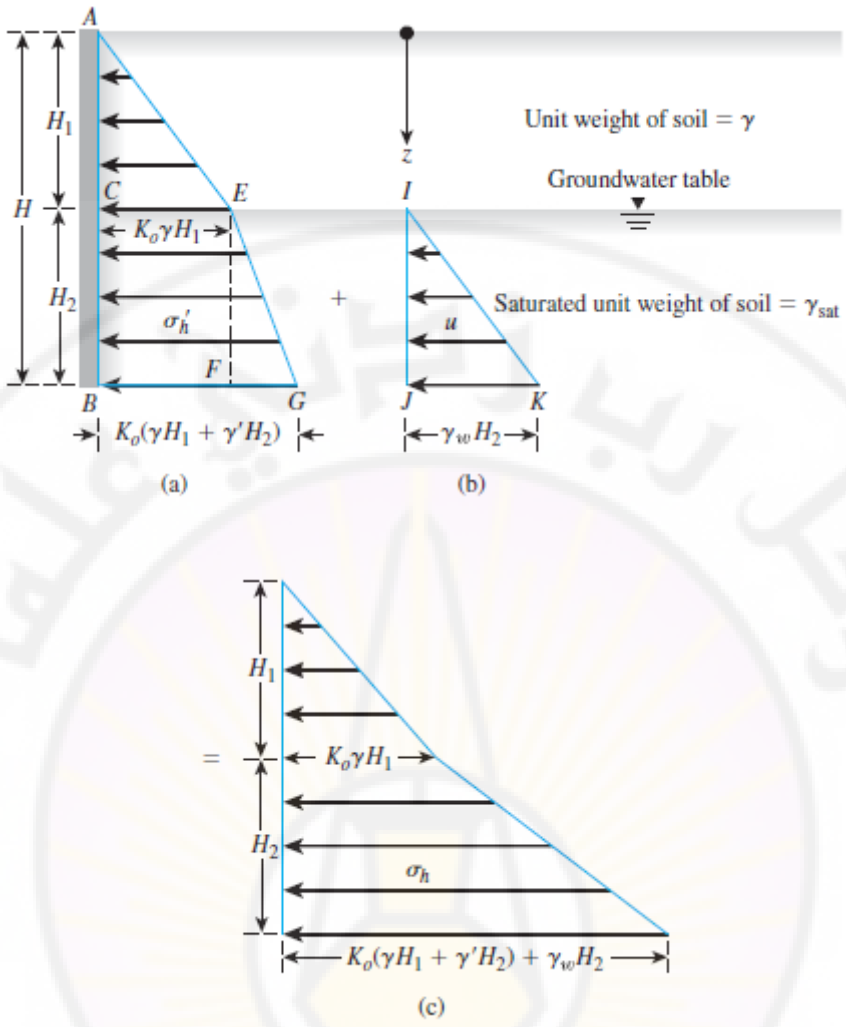
عندها فإن قيمة ضغط التربة الجانبي الفعال عند الراحة والمؤثرة على الجدار تحسب من العلاقة :

$$\sigma_h' = K_o \sigma_o' = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \qquad (12.13)$$

إن تغير σ_h' مع العمق من ($z = H_1$ وحتى العمق $z = H_2$) مبين على شكل شبه منحرف $CEGB$ المبين على الشكل a5.13. أما قيمة الضغط الجانبي والناتج من الماء المسامي الموجود بالتربة فيعطى بالعلاقة :

$$u = \gamma_\omega (z - H_1) \qquad (13.13)$$

والشكل b5.13 يبين تغير قيمة صغط الماء المسامي الجانبي المؤثر على الجدار u مع العمق من ($z = H_1$ وحتى العمق $z = H_2$) والموضح بالمثلث IJK.



الشكل 5.13 : توزع ضغط التربة عند الراحة بحال التربة خلف الجدار مغمورة جزئياً

لذلك، فإن ضغط التربة الجانبي الكلي المؤثر على الجدار من التربة والماء عند أي عمق $z \geq H_1$ يكون مساوي إلى القيمة المبينة بالعلاقة :

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \qquad (14.13)$$
$$= K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_\omega(z - H_1)$$

وبالتالي، فإن القوة المؤثرة على الجدار ولواحدة الطول منه يمكن أن توجد من جمع مساحات مخططات الضغط المبينة في الشكل a5.13 و b5.13 وتكون مساوية للقيمة P_0 المبينة بالعلاقة: (الشكل c5.13)

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2}K_o\gamma H_1^2}_{\substack{Area\\ ACE}} + \underbrace{K_o\gamma H_1 H_2}_{\substack{Area\\ CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2}(K_o\gamma' + \gamma_\omega)H_2^2}_{\substack{Areas\\ EFG\ and\ IJK}} \qquad (15.13)$$

المثال 13.1 :

الشكل a6.13 يظهر جدار استنادي بارتفاع 15 ft. الجدار ممنوع من الحركة. احسب القوة الجانبية P_0 نسبة لواحدة الطول منه. أيضاً، حدد مكان المحصلة. افترض أنه للرمل $OCR = 2$.

الحل :

$$K_o = (1 - \sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'}$$

$$= (1 - \sin 30)(2)^{\sin 30} = 0.707$$

At $z = 0$: $\sigma'_o = 0$; $\sigma'_h = 0$; $u = 0$

At $z = 10$ ft: $\sigma'_o = (10)(100) = 1000$ lb/ft^2

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = (0.707)(1000) = 707 \text{ lb/ft}^2$$

$$u = 0$$

At $z = 15$ ft: $\sigma'_o = (10)(100) + (5)(122.4 - 62.4) = 1300$ lb/ft^2

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = (0.707)(1300) = 919.1 \text{ lb/ft}^2$$

$$u = (5)(\gamma_w) = (5)(62.4) = 312 \text{ lb/ft}^2$$

تغير قيم σ'_h مع العمق وتغير قيم u مع العمق مبينة في الشكل b6.13 و c6.13.

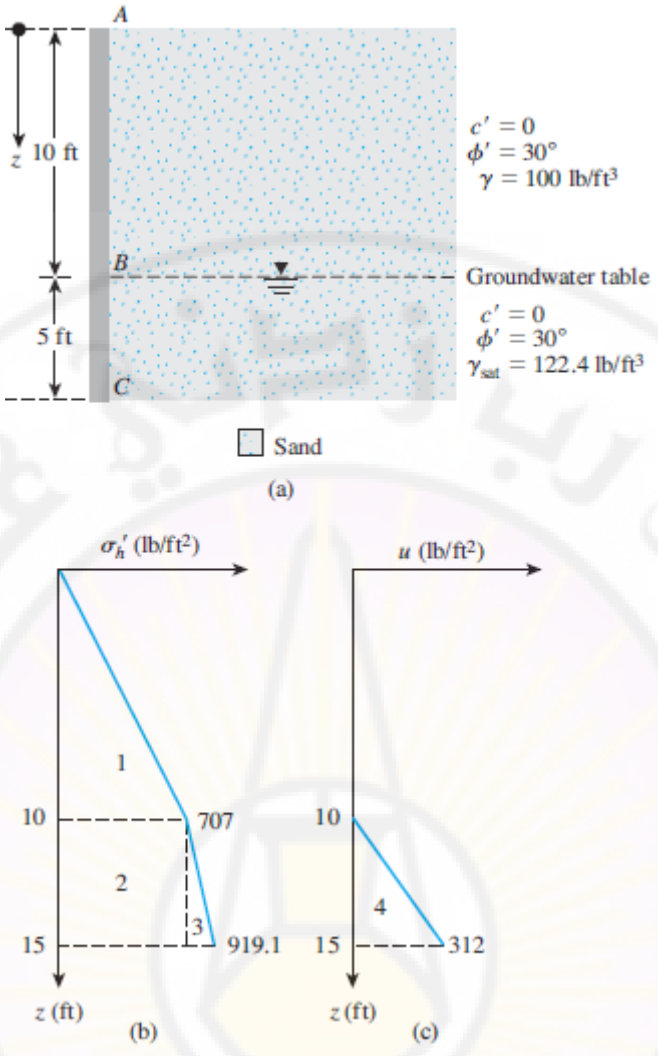
القوة الجانبية P0 = المساحة (1) + المساحة (2) + المساحة (3) + المساحة (4)

أما مكان توضع المحصلة للقوى الضغط الجانبي، مقاسة من أسفل الجدار،تعطى بالعلاقة التالية (أخذ عزم القوى حول النقطة C) :

$$\bar{z} = \frac{\sum C \text{ عزوم مخططات الضغط حول}}{P_0}$$

أو :

$$\bar{z} = \frac{(3535)\left(5 + \frac{10}{3}\right) + (3535)\left(\frac{5}{2}\right) + (530.3)\left(\frac{5}{3}\right) + (780)\left(\frac{5}{3}\right)}{8380.3} = \mathbf{4.83 \text{ ft}}$$


A
z
10 ft
B
5 ft
C
c′ = 0
ϕ′ = 30°
γ = 100 lb/ft³
Groundwater table
c′ = 0
ϕ′ = 30°
γsat = 122.4 lb/ft³
Sand
(a)
σh′ (lb/ft²)
1
10
707
2
3
15
919.1
z (ft)
(b)
u (lb/ft²)
10
4
15
312
z (ft)
(c)

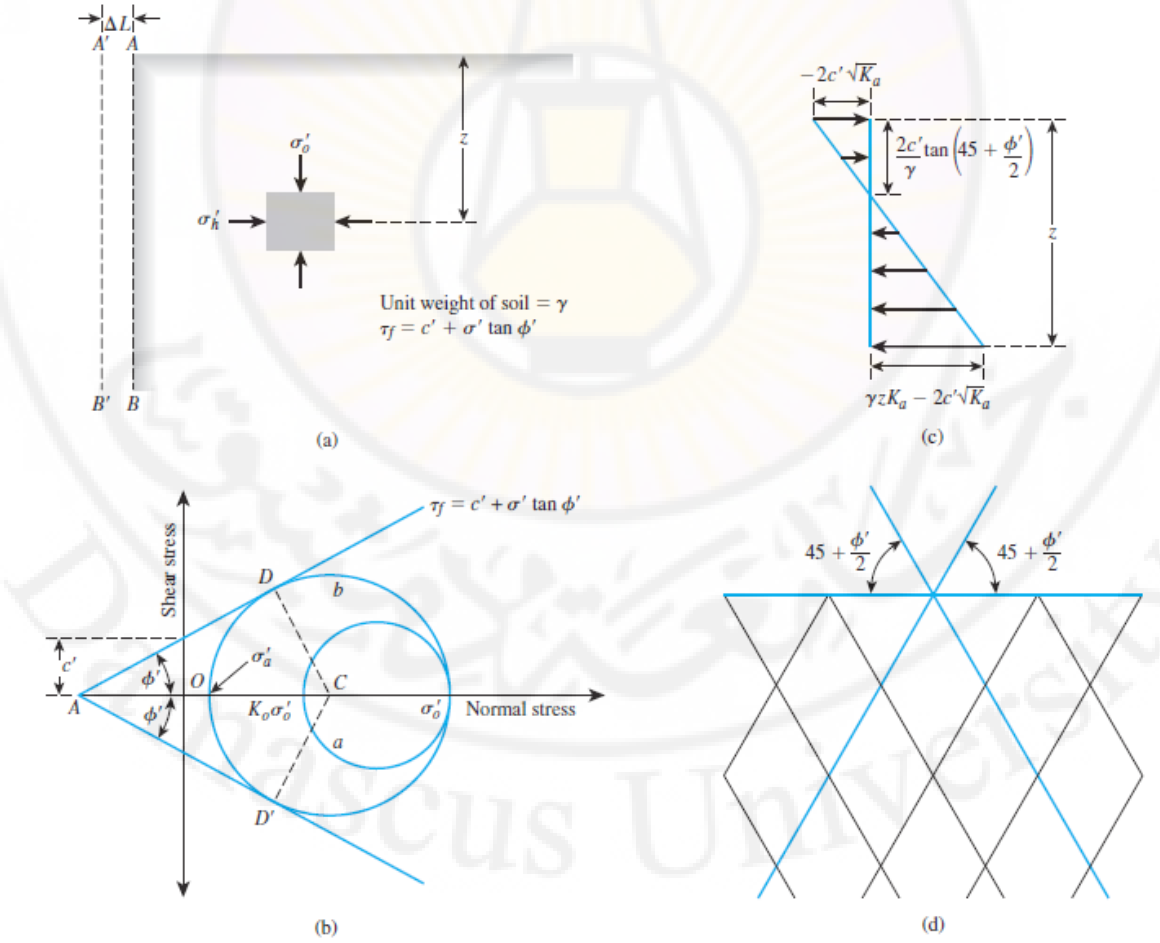
الشكل (6.13)

الضغط الجانبي للتربة بحسب رانكين

4.13 نظرية رانكين للضغط الإيجابي للتربة :

إن مصطلح التوزان اللدن يشير إلى الحالة التي تكون فيها كل نقطة في كتلة التربة على حافة الانهيار. قام السيد Rankine في العام (1857) بالتحري عن ظروف الإجهادات في التربة عند حالة التوازن اللدن. لذلك سنقوم في هذه الفقرة و الفقرة 5.13 بدراسة ضغط التربة الجانبي وفق نظرية رانكين.

الشكل a7.13 يظهر لنا كتلة تربة محجوزة بواسطة جدار عديم الاحتكاك، والذي يمتد إلى عمق لا نهائي. الإجهادات الرئيسية الفعالة الافقية والشاقولية على عنصر التربة خلف الجدار عند عمق z والناتجة من الوزن الذاتي هي σ'_0 و σ'_h على التوالي.



الشكل 7.13 : ضغط رانكين الإيجابي للتربة.

كما رأينا في الفقرة 2.13، نلاحظ أنه :

1. **في حالة كان الجدار AB غير مسموح له بالحركة،** عندها ستكون قيمة ضغط التربة الفعال الجانبي المؤثر على العنصر من التربة معطى بالعلاقة:

$$\sigma_h^{'} = K_0 \sigma_0'$$

هنا يمكننا أن نمثل الحالة الإجهادية لهذا العنصر بدائرة مور المسماه (a) المبينة على الشكل b7.13.

2. **الآن، وبحال سمح للجدار AB بالحركة بعيداً عن كتلة التربة تدريجياً،** فإن الإجهادات الأفقية الأساسية المؤثرة على عنصر التربة المدروس سوف تتناقص تدريجياً ايضاً. وبالتالي، سوف نصل لحالة إجهادية في العنصر المدروس من التربة معبر عنها بدائرة مور المسماه (b) المبينة على الشكل b7.13.

مع تناقص الاجهادات الأفقية الأساسية تحصل حالة التوازن اللدن والانهيار في التربة، هذه الحالة تمثل **حالة رانكين الإيجابية،** والإجهاد الفعال لضغط التربة الجانبي المؤثر على المستوي الشاقولي (والذي هو المستوي الأساسي) هو إجهاد رانكين الإيجابي للتربة ونعبر عنه بالقيمة $\sigma_a^{'}$. هنا يمكننا استنتاج قيمة $\sigma_a^{'}$ بدلالة γ, z, c' و ϕ' المبينة في الشكل b7.13 حيث لدينا :

$$\sin \grave{\phi} = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

ولكن:

$$CD = \text{نصف قطر دائرة الانهيار} = \frac{\sigma_0' - \sigma_a'}{2}$$

$$AO = c' \cot \phi'$$

و كذلك لدينا :

$$OC = \frac{\sigma_0' + \sigma_a'}{2}$$

لذلك نستطيع أن نكتب :

$$\sin\acute{\phi} = \frac{\frac{\acute{\sigma_0} - \acute{\sigma_a}}{2}}{\acute{C}\cot\acute{\phi} + \frac{\acute{\sigma_0} + \acute{\sigma_a}}{2}}$$

أو:

$$\acute{C}\cos\acute{\phi} + \frac{\acute{\sigma_0} + \acute{\sigma_a}}{2}\sin\acute{\phi} = \frac{\acute{\sigma_0} - \acute{\sigma_a}}{2}$$

أو:

$$\acute{\sigma_a} = \acute{\sigma_0}\frac{1-\sin\acute{\phi}}{1+\sin\acute{\phi}} - 2\acute{C}\frac{\cos\acute{\phi}}{1+\sin\acute{\phi}} \qquad (16.13)$$

لكن:

γz = ضغط الطمر الفعال الشاقولي = σ_0' ومنه يكون لدينا العلاقة :

$$\frac{1-\sin\acute{\phi}}{1+\sin\acute{\phi}} = tan^2\left(45 - \frac{\acute{\phi}}{2}\right)$$

و:

$$\frac{\cos\acute{\phi}}{1+\sin\acute{\phi}} = tan\left(45 - \frac{\acute{\phi}}{2}\right)$$

بتعويض القيم السابقة في المعادلة (13.16)، نحصل على :

$$\sigma_a' = \gamma z\, tan^2\left(45 - \frac{\emptyset'}{2}\right) - 2C'\tan\left(45 - \frac{\emptyset'}{2}\right) \qquad (17.13)$$

إن تغير قيمة الضغط الجانبي الفعال للتربة الإيجابي σ_a' على الجدار وفق نظرية رنكين مع العمق مبين في الشكل c7.13.

ومن أجل الترب اللامتماسكة حيث أن قيمة التماسك معدومة أي : $c' = 0$. يمكننا ومن العلاقة 17.13 أن نجد أن قيمة ضغط التربة الفعال الإيجابي للتربة على الجدار من خلال العلاقة :

$$\sigma_a' = \sigma_o'\, tan^2\left(45 - \frac{\emptyset'}{2}\right) \qquad (18.13)$$

نسمى النسبة ما بين القيمة σ'_a إلى القيمة σ'_0 بمعامل ضغط التربة الجانبي الإيجابي وفق نظرية رانكين ويعطى بالعلاقة :

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset'}{2}\right) \qquad (19.13)$$

أيضاً، من الشكل b7.13 نستطيع أن نرى أن مستويات الانهيار في التربة تصنع زوايا $\pm(45 + \emptyset'/2)$ مع اتجاه مستوي الإجهاد الاساسي الرئيسي – والذي هو الأفق. وتسمى هذه المستويات بمستويات الانزلاق المحتملة وهي مبينة في الشكل d7.13.

من المهم معرفة أن معادلة مشابه للقيمة σ'_a ممكن اشتقاقها بناءً على متغيرات مقاومة القص الكلية والتي هي $\tau_f = c + \sigma\, tan\, \emptyset$. لهذا السبب نستطيع أن نكتب القيمة σ_a من خلال العلاقة التالية:

$$\sigma_a = \gamma z\, tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) - 2C\tan\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \qquad (20.13)$$

5.13 نظرية رانكين للضغط السلبي :

يمكن تفسير الضغط السلبي وفقاً لنظرية رانكين بمساعدة الشكل 8.13. في هذا الشكل نلاحظ وجود الجدار AB وهو جدار عديم الاحتكاك ممتد إلى عمق لانهائي (الشكل a8.13). إن الحالة الإجهادية الأولية لعنصر التربة (حالة عدم إمكانية الحركة للجدار) يمكن أن نمثله بدائرة مور والمسماه (a) المبينة في الشكل b8.13. الآن وبحال تم دفع الجدار بإتجاه كتلة التربة تدريجياً، فإن الإجهاد الأساسي الفعال σ'_h سوف يزداد تدريجياً أيضاً. بالنهاية، سوف يصل الجدار إلى حالة تكون فيها الإجهادات المؤثرة على عنصر التربة معبراً عنها بدائرة مور المسماه (b). في هذا الوقت ومع تقدم الجدار بإتجاه كتلة التربة، سوف يحصل الانهيار في التربة. هذه الحالة يشار لها بحالة رانكين السلبية. إن ضغط التربة الجانبي المؤثر على الجدار σ'_p والذي هو الإجهاد الاساسي الرئيسي، يسمى بضغط رانكين الجانبي السلبي للتربة. من الشكل b8.13، حيث يمكن أن نرى أن:

$$\sigma'_P = \sigma'_o\, tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2C'\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (21.13)$$

$$\sigma'_P = \gamma.z.tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)+2C'\tan\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)$$

الاشتقاق مشابه للذي حصل في حالة رانكين الإيجابية.

الشكل c8.13 يظهر تغير الضغط الجانبي السلبي وفقاً لنظرية رانكين مع العمق.

من أجل الترب اللامتماسكة $(c'=0)$، تصبح قيمة الضغط الجانبي السلبي للتربة وفقاً لنظرية رانكين مساوي للقيمة :

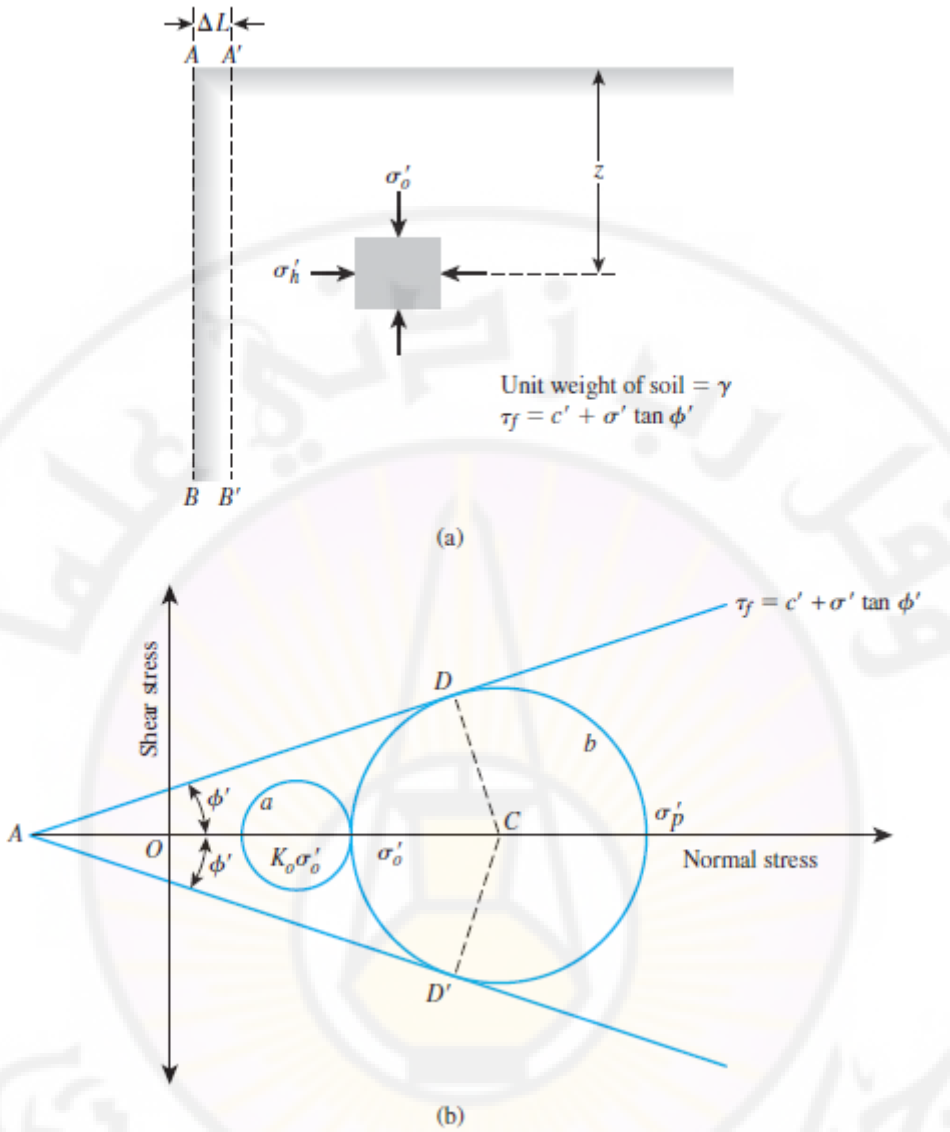
$$\sigma_P^{`} = \sigma_0^{`} tan^2\left(45+\frac{\phi^{`}}{2}\right)$$

وعليه، فإن النسبة ما بين القيمة $\sigma_P^{`}$ والقيمة $\sigma_0^{`}$ يعبر عنها بالعلاقة التالية :

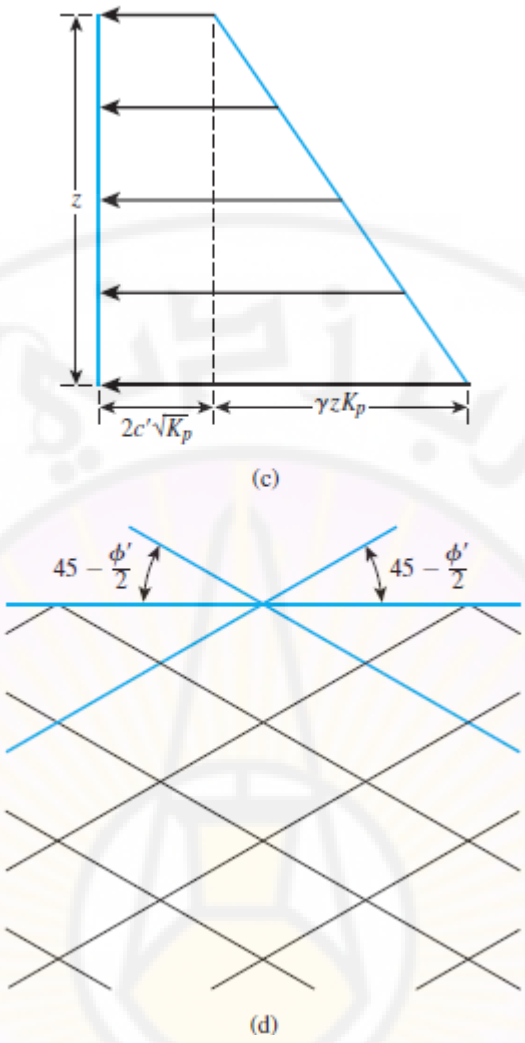
$$\frac{\sigma'_P}{\sigma'_0} = K_P = tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (22.13)$$

حيث : K_p (نسبة الإجهادات الفعالة) يشار لها بمعامل رانكين لضغط التربة السلبي.

النقاط D و D' على دائرة الانهيار (انظر الشكل 13.8b) موافقة لمستويات الانهيار في التربة لحالة رانكين السلبية. إن هذه المستويات تشكل زاوية مقدارها $(45-\phi'/2)$ درجة مع اتجاه المستوي الأساسي الثانوي – والذي هو الاتجاه الأفقي. الشكل d8.13 يظهر توزع مستويات الانزلاق في كتلة التربة.



الشكل 13.8 ضغط رانكين السلبي للتربة.

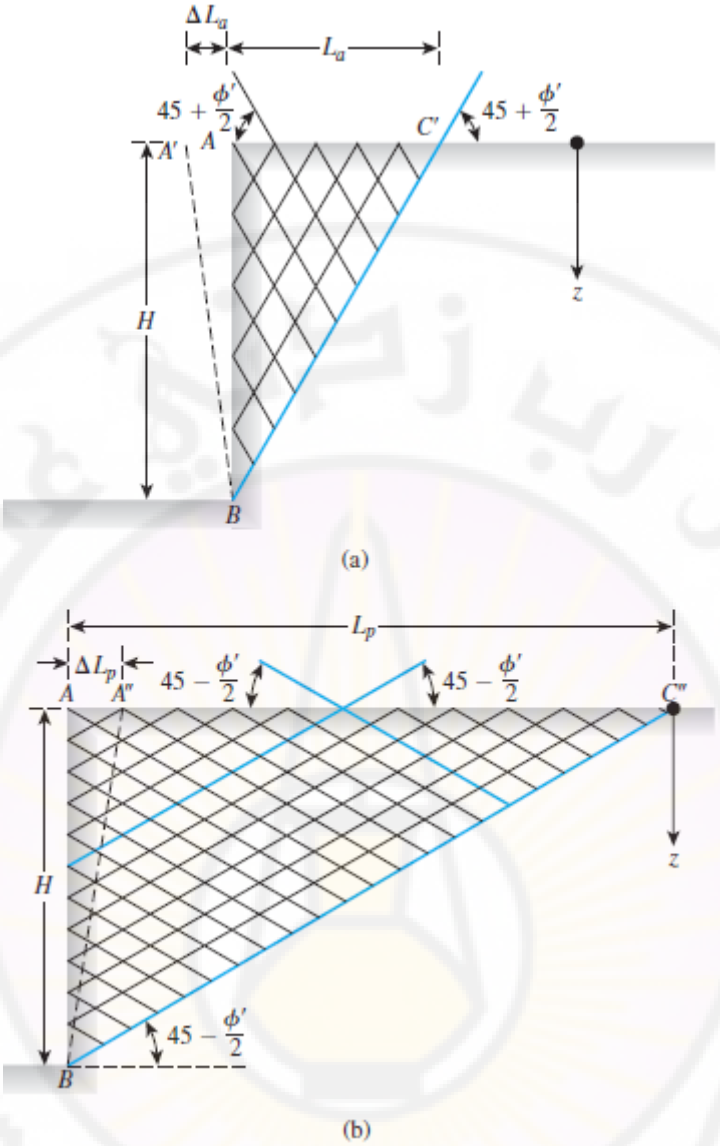


الشكل 13.8 (استمرارية)

6.13 تحرك جدار يسند التربة خلفة ولكن ارتفاعه محدد :

تعلمنا في المناقشة السابقة أن حركة كافية لجدار عديم الاحتكاك ممتد إلى عمق لانهائي ضرورية لتحقيق حالة التوازن اللدن. على كلٍ، إن توزع الضغط الجانبي للتربة مقابل جدار بارتفاع محدد يتأثر بشكل كبير بالحركة الفعلية للجدار. في معظم الجدارن الاستنادية ذات الارتفاع المحدد، يمكن أن تظهر حركة الجدار إما نتيجة انزياح بسيط أو الحالة الأكثر واقعية والتي تحدث بشكل متكرر هي نتيجة دوران الجدار حول القاعدة.

من أجل تحليل نظري أولي، لنفترض لدينا جدار استنادي عديم الاحتكاك ممثل بالمستوي AB كما في الشكل a9.13.



الشكل 9.13 : دوران جدار عديم الاحتكاك حول أسفله.

في حال دار الجدار بشكل كافي حول القاعدة للموضع الجديد الممثل بالوضع A'B، عندها كتلة تربة مثلثية الشكل المسماه ABC' والمتصلة بالجدار سوف تصل إلى حالة رانكين الأيجابية. ولأن مستويات الانزلاق في حالة رانكين الإيجابية تصنع زاوية $\pm(45 + \emptyset'/2)$ درجة مع المستوي الأساسي، عندها فإن كتلة التربة المحصورة ما بين الجدار والمستوي BC` ستكون في حالة التوازن اللدن وسيكون هناك مستوي إنهيار معبر عنه بالمستوي BC'، والذي يصنع زاوية مقدارها $(45 + \emptyset'/2)$ درجة مع الأفق. التربة داخل المنطقة ABC' تتعرض لنفس واحدة الانتقال في الاتجاه الأفقي في كل نقطة من نقاطها، والتي تساوي إلى القيمة $\Delta L_a/L_a$. إن ضغط التربة الجانبي على الجدار عند أي عمق z من سطح الأرض يمكن حسابها باستخدام المعادلة (17.13).

بشكل مشابه، في حال دار الجدار عديم الاحتكاك AB (الشكل b9.13) بشكل كافي بإتجاه كتلة التربة للموضع $A''B$، عندها سوف تصل كتلة التربة المثلثية الشكل ABC'' لحالة التوازن اللدن وفق نظرية رانكين للضغط السلبي. هنا، فإن مستوي الانزلاق BC'' الرابط للتربة والتي هي بحالة توازن لدن سوف يصنع زاوية مقدارها $(45 - \emptyset'/2)$ درجة مع الأفق. كل نقطة من نقاط التربة في المنطقة المثلثة ABC'' سوف تتعرض لنفس الانزياح في الاتجاه الأفقي، والذي مساوي للمقدار $\Delta L_p/L_p$. وبذلك يكون الضغط السلبي للتربة على الجدار عند أي عمق z يمكن حسابه باستخدام المعادلة (21.13).

7.13 حالة معممة لضغط رانكين الإيجابي والسلبي – الردم الحبيبي

في الفقرات 4.13، 5.13 و6.13 ناقشنا حالات ضغط التربة الجابني الإيجابي والسلبي وفق نظرية رانكين لجدار عديم الاحتكاك مع وجه خلفي شاقولي وردم بسطح أفقي للتربة الحبيبية خلفه. يمكننا الآن، أن نوسيع هذه الحالة إلى حالات عامة لتشمل جدار عديم الاحتكاك سطوحه مائلة بالنسبة للشاقول مع وجود ردم من تربة حبيبية خلف الجدار أيضاً بسطح مائل (سواء ميل إيجابي أو ميل سلبي) كما هو مبين في الشكل 10.13 (Chu, 1991).

أولاً حالة رانكين الإيجابية

من أجل حالة رانكين الإيجابية، فإن ضغط التربة الجانبي (σ'_a) عند العمق z تعطى بالعلاقة :

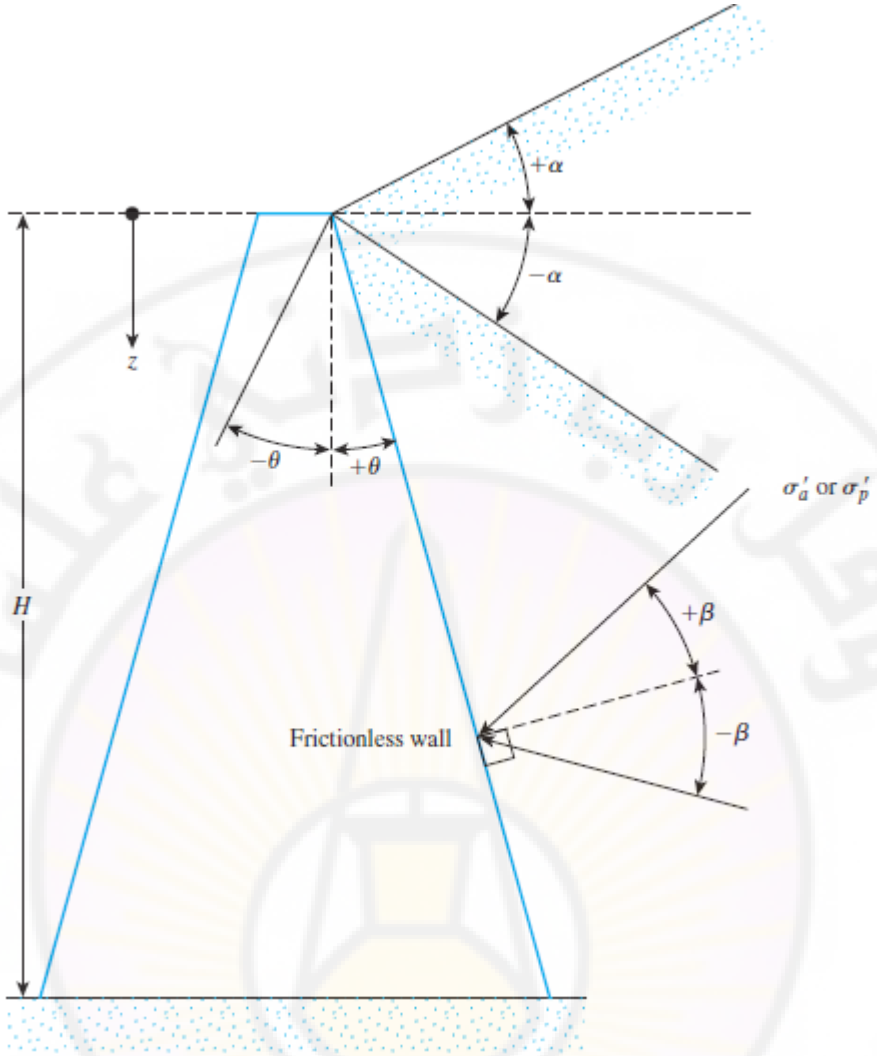
$$\sigma'_a = \frac{\gamma z \cos\alpha \sqrt{1+sin^2\emptyset' - 2\sin\emptyset' \cos\psi_a}}{\cos\alpha + \sqrt{sin^2\emptyset' - sin^2\alpha}} \qquad (23.13)$$

حيث :

$$\psi_a = sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\emptyset'}\right) - \alpha + 2\theta \qquad (24.13)$$

أما الضغط σ'_a سوف يميل بزاوية β مع المستوي المرسوم بزاوية مماثلة لميل الردم خلف الجدار، ومقدار زاوية الميل هذه معطاه بالعلاقة :

$$\beta = tan^{-1}\left(\frac{\sin\emptyset' \sin\psi_a}{1-\sin\emptyset' \cos\psi_a}\right) \qquad (25.13)$$



الشكل 10.13 : حالة عامة لضغوط التربة الجانبية الإيجابية والسلبية

وفقاً لنظرية رانكين

أما قوة الضغط الإيجابي المؤثرة على الجدار P_a بالنسبة لواحدة الطول منه يمكن حسابها من العلاقة:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{a(R)} \qquad (26.13)$$

حيث $K_{a(R)}$: معامل رانكين لضغط التربة الإيجابي للحالة المعممة ومعطى بالعلاقة التالية :

(27.13)

$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\alpha-\theta)\sqrt{1+sin^2\emptyset' - 2\sin\emptyset'\cos\psi_a}}{cos^2\theta\left(\cos\alpha + \sqrt{sin^2\emptyset' - sin^2\alpha}\right)}$$

إن اتجاه محصلة القوى P_a مبينة في الشكل a11.13 . وكذلك أيضاً وعلى نفس الشكل يظهر موشور الانهيار ABC . لاحظ أن المستوي BC سوف يميل بزاوية مقدارها η والمعطاه بالعلاقة:

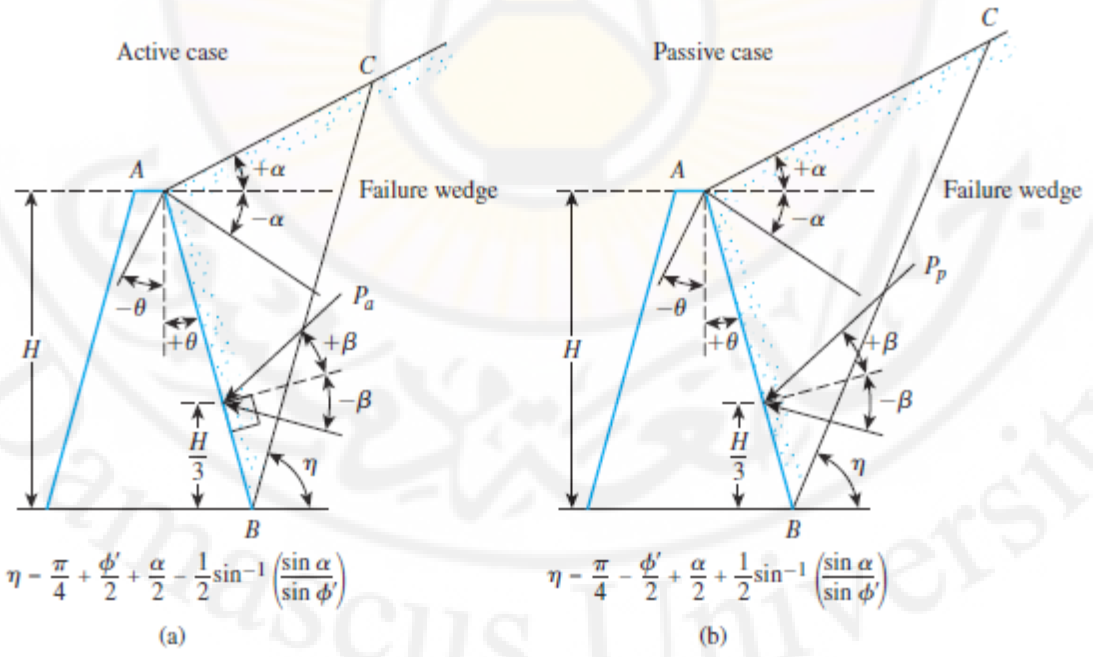
$$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset'}{2} + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\emptyset'}\right) \qquad (28.13)$$

وكحالة خاصة، ومن أجل وجه شاقولي خلف الجدار (أي $\theta = 0$) كما هو مبين في الشكل 12.13، فيمكن تبسيط المعادلتين (26.13) و (27.13) لتصبحان بالشكل التالي :

$$K_{a(R)} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\emptyset'}}{\cos\alpha + \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\emptyset'}} \qquad (29.13)$$

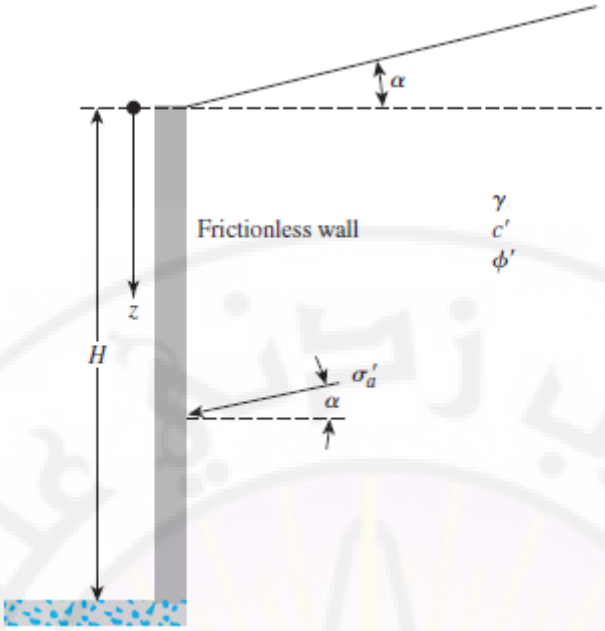
$$P_a = \frac{1}{2} K_{a(R)} \gamma H^2$$

لاحظ أيضاً أنه، من أجل هذه الحالة، الزاوية β سوف تكون مساوية للزاوية α. إن تغير قيم $K_{a(R)}$ المعطى في المعادلة (29.13) مع تغير قيم الزوايا α و ϕ' يمكننا أن نقدمه بطريقة جدولية كما هو مبين بالجدول 2.13.



الشكل 11.13 : مكان واتجاه محصلة قوة رانكين

بحالتي الضغط الإيجابي والسلبي



الشكل 12.13 : جدار عديم الاحتكاك شاقولي مع ردم خلفة ذو ميل

الجدول (2.13) : تغير قيم $K_{a(R)}$ وفق المعادلة 29.13

	ϕ' (deg) →						
↓ α (deg)	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

ثانياً حالة رانكين السلبية

بشكل مشابه للحالة الإيجابية، من أجل حالة رانكين السلبية، نستطيع استنتاج العلاقات التالية:

$$\sigma'_P = \frac{\gamma z \cos\alpha \sqrt{1+sin^2\emptyset\prime+2\sin\emptyset\prime\cos\psi_P}}{\cos\alpha-\sqrt{sin^2\emptyset'-sin^2\alpha}} \qquad (30.13)$$

حيث :

$$\psi_P = sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\emptyset\prime}\right) + \alpha - 2\theta \qquad (31.13)$$

أما زاوية ميل σ_p' والمقدرة بالزاوية β، المبينة بالشكل 10.13 ، تحسب من العلاقة :

$$\beta = tan^{-1}\left(\frac{\sin\emptyset' \sin\psi_P}{1+\sin\emptyset' \cos\psi_P}\right) \qquad (32.13)$$

في حين أن القوة السلبية المؤثرة على الجدار نسبة لواحدة الطول منه تساوي إلى القيمة :

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{p(R)}$$

حيث :

$$K_{P(R)} = \frac{\cos(\alpha-\theta)\sqrt{1+sin^2\emptyset'+2\sin\emptyset' \cos\psi_P}}{cos^2\theta\left(\cos\alpha-\sqrt{sin^2\emptyset'-sin^2\alpha}\right)} \qquad (33.13)$$

إن مكان واتجاه P_a على طول موشور الانهيار مبينة في الشكل b11.13.

وبحالة خاصة، ومن أجل الجدار بوجه ردم خلفي شاقولي $\theta = 0$ ، يكون لدينا العلاقات التالية :

$$P_P = \frac{1}{2}K_{P(R)}\gamma H^2$$

حيث :

$$K_{P(R)} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha+\sqrt{\cos^2\alpha-cos^2\emptyset'}}{\cos\alpha-\sqrt{\cos^2\alpha-cos^2\emptyset'}} \qquad (34.13)$$

أما عن تغير $K_{p(R)}$ مع α و ϕ'، والمعبر عنه بالمعادلة 34.13 ، نستطيع حسابه بطريقة جدولية كما هو مبين بالجدول 3.13.

أيضاً، من هذه الحالة الخاصة، الزاوية ل P_p مع الناظم المرسوم خلف الجدار سوف تكون مساوية للزاوية α (والتي هي $\beta = \alpha$).

لجدول (3.13) : تغير قيم $K_{p(R)}$ مع تغير قيم α و ϕ'

	ϕ' (deg) →						
↓ α (deg)	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

8.13 مخططات توزع ضغط التربة الجانبي مقابل الجدارن الاستنادية :

1.8.13 الردم خلف الجدار عبارة عن تربة لامتماسكة وسطحها أفقي

الحالة الإيجابية:

الشكل 13.13a يظهر لنا جدار استنادي مع ردم خلف الجدار لتربة لامتماسكة سطحها أفقي. الوزن الحجمي وزاوية الاحتكاك للتربة هما γ و ϕ' على التوالي، ومن أجل حالة رانكين الإيجابية، فإن ضغط التربة الجانبي عند أي عمق مقابل الجدار الاستنادي تعطى بالمعادلة (13.17):

$$\sigma_a^{`} = K_a.\gamma.z \qquad (C^{`} = 0 : \text{ملاحظة})$$

لاحظ أن $\sigma_a^{'}$ تزداد بشكل خطي مع العمق، وعند أسفل الجدار، تكون:

$$\sigma_a' = K_a \gamma H \qquad (35.13)$$

القوة الكلية الجانبية المطبقة على الجدار نسبة لواحدة الطول منه تساوي مساحة مخطط الضغط، لذلك:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \qquad (36.13)$$

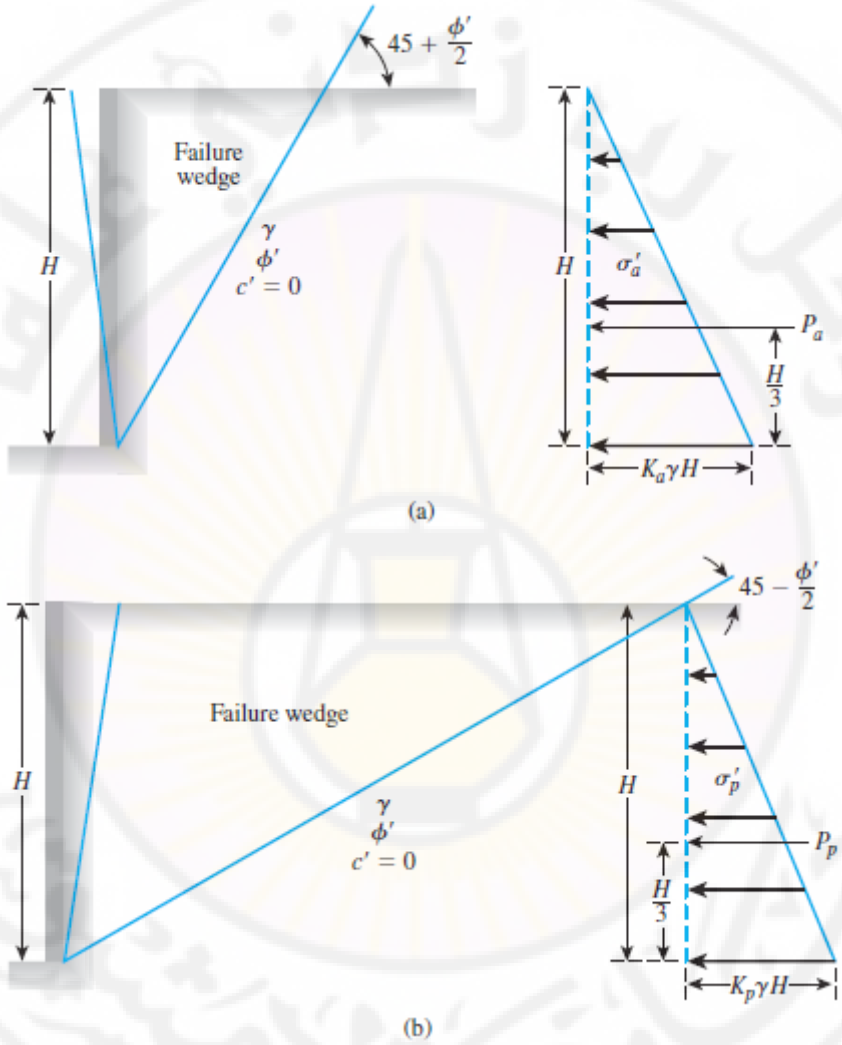
الحالة السلبية :

توزع الضغط الجانبي مقابل الجدار الاستنادي بارتفاع H من أجل حالة رانكين السلبية يظهر في الشكل 13.13b، وعليه فإن قيمة ضغط التربة الجانبي المطبقة على الجدار عند أي عمق (المعادلة 22.13, $c' = 0$) معطى بالمعادلة التالية :

$$\sigma'_P = K_P \gamma H \qquad (37.13)$$

وعليه فإن القوة الكلية بالنسبة لواحدة طول الجدار هي:

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \qquad (38.13)$$



الشكل 13.13 : توزع الضغط الجانبي مقابل الجدار الاستنادي لردم تربة لامتماسكة مع سطح تربة أفقي: (a) حالة رانكين الإيجابية (b) حالة رانكين السلبية.

2.8.13 الردم خلف الجدار عبارة عن تربة لامتماسكة مغمورة جزئياً

أولاً : التربة تحمل حمولة لواحدة المساحة شدتها q مطبقة على سطحها

الحالة الإيجابية

الشكل a14.13 يظهر جدار استنادي عديم الاحتكاك ذو ارتفاع H و وهناك ردم خلف الجدار من تربة لامتماسكة. منسوب المياه الجوفية متوضع على عمق H_1 أسفل سطح الأرض، والردم يحمل

حمولة مطبقة q نسبة لواحدة المساحة. من المعادلة 19.13، فإن ضغط التربة الفعال الإيجابي عند أي عمق يعطى بالعلاقة:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o \qquad (39.13)$$

عند العمق $z = 0$:

حيث σ'_0 و σ'_a = الضغط الفعال الشاقولي والضغط الفعال الجانبي، على التوالي:

$$\sigma_o = \sigma'_o = q \qquad (40.13)$$

و:

$$\sigma'_a = K_a q \qquad (41.13)$$

عند العمق $z = H_1$،

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1) \qquad (42.13)$$

و:

$$\sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1) \qquad (43.13)$$

عند العمق $z = H$ ،

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \qquad (44.13)$$

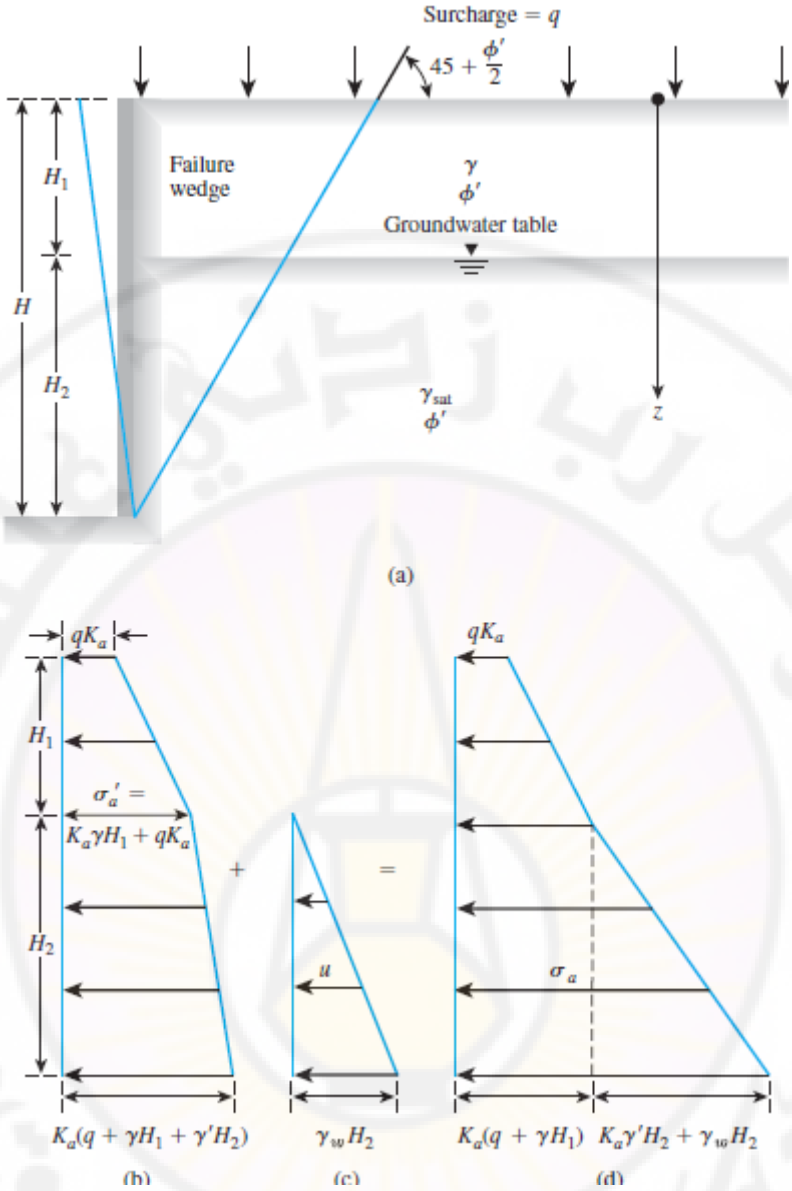
و:

$$\sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \qquad (45.13)$$

حيث $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$. تغير σ'_a مع العمق ظاهر في الشكل 14.13b .

الضغط الجانبي على الجدار من الماء المسامي بين $z = 0$ و $H_1 = 0$ مساوي للصفر (لعدم وجود المياه. و بدءاً من العمق $z > H_1$ ، نلاحظ أن الضغط الجانبي على الجدار من الماء المسامي شوف يزداد بشكل خطي مع العمق (الشكل 13.14c). وعند العمق $z = H$ قيمة هذا الضغط معطاه بالعلاقة :

$$u = \gamma_w H_2$$



الشكل 14.13 : توزع ضغط رانكين الإيجابي للتربة مقابل الجدار الاستنادي

مع ردم من تربة لامتماسكة مغمورة جزئياً مطبق على سطحها حمل خارجي

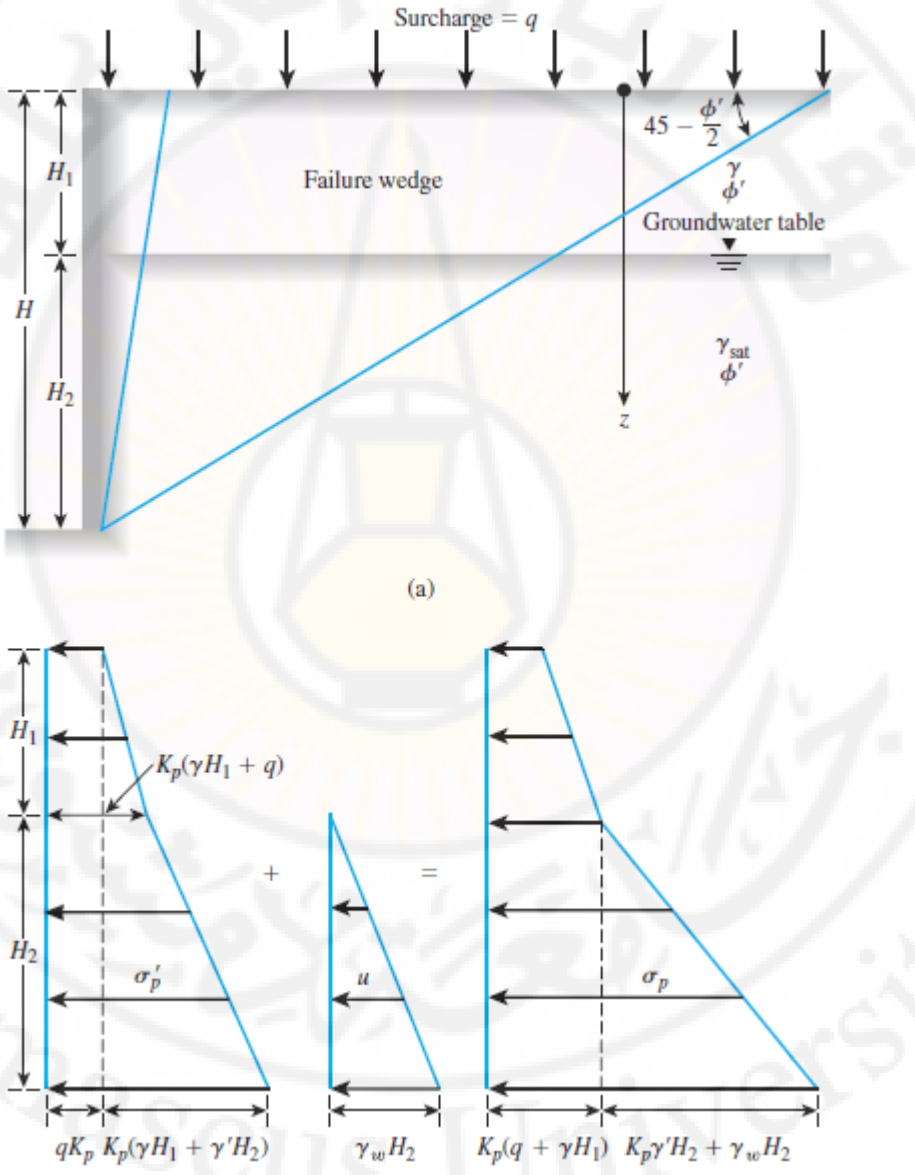
أما مخطط الضغط الجانبي الكلي للتربة (الشكل d14.13) هو مجموع مخططات الضغط الظاهر ة في الشكل b14.13 و c14.13. القوة الكلية الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار هي مساحة مخطط الضغط الكلي. لذلك نستطيع أن نكتب العلاقة :

$$P_a = K_a\, qH + \frac{1}{2}K_a\,\gamma H_1^2 + K_a\,\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_a\,\gamma' + \gamma_\omega)H_2^2 \qquad (46.13)$$

الحالة السلبية

الشكل a15.13 يظهر نفس الجدار الاستنادي كما كان ظاهر في الشكل a14.13. ولكن وبحسب مفهوم رانكين لضغط التربة الجانبي السلبي، فإن قيمة هذا الضغط عند أي عمق مقابل الجدار يعطى بالمعادلة (13.22):

$$\sigma_P^{`} = P_P \sigma_0^{`}$$



الشكل 15.13 : توزع ضغط رانكين السلبي للتربة مقابل الجدار الاستنادي مع ردم تربة مغمورة جزئياً لامتماسكة تتعرض لحمل خارجي

باستخدام المعادلة السابقة، ممكن أن نحدد تغير $\sigma_p^{'}$ مع العمق، كما هو ظاهر في الشكل b15.13. إن تغير الضغط الجانبي على الجدار من ضغط الماء المسامي الموجود بالتربة خلف الجدار مع العمق ظاهر في الشكل c15.13. الشكل d15.13 يظهر توزع الضغط الجانبي الكلي σ_p مع العمق. أما القوة السلبية الجانبية الكلية نسبة لواحدة الطول للجدار هي مساحة المخطط المعطى بالشكل d15.13، أو:

$$P_P = K_P\, qH + \frac{1}{2}K_P\,\gamma H_1^2 + K_P\,\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_P\,\gamma' + \gamma_\omega)H_2^2 \qquad (47.13)$$

3.8.13 الردم – تربة متماسكة وسطح الردم خلف الجدار أفقي

الحالة الإيجابية :

الشكل a16.13 يظهر جدار استنادي عديم الاحتكاك مع ترب ردم خلفه متماسكة. الضغط الجانبي الإيجابي مقابل الجدار عند أي عمق أسفل سطح الأرض يمكن أن يعبر عنه بالمعادلة (17.13) :

$$\sigma_a^{`} = K_a\gamma.z - 2\sqrt{K_a}C^{`}$$

تغير $K_a\gamma z$ مع العمق ظاهر في الشكل b16.13 و تغير $2\sqrt{K_a c'}$ مع العمق ظاهر في الشكل c16.13 . لاحظ أن $2\sqrt{K_a c'}$ هي ليست تابعة للعمق z، لذلك، الشكل c16.13 هو مستطيل.

إن تغير القيمة الصافية للضغط الجانبي الإيجابي للتربة $\sigma_a^{'}$ مع العمق مرسوم في الشكل d16.13. لاحظ أيضاً أنه بسبب تأثير التماسك، $\sigma_a^{'}$ تكون سالبة في الجزء العلوي من الجدار الاستنادي. ويمكن إيجاد العمق z_0 عندما يصبح الضغط الجانبي الإيجابي مساوي للصفر من المعادلة :(17.13)

$$K_a\gamma.z_0 - 2\sqrt{K_a}C^{`} = 0$$

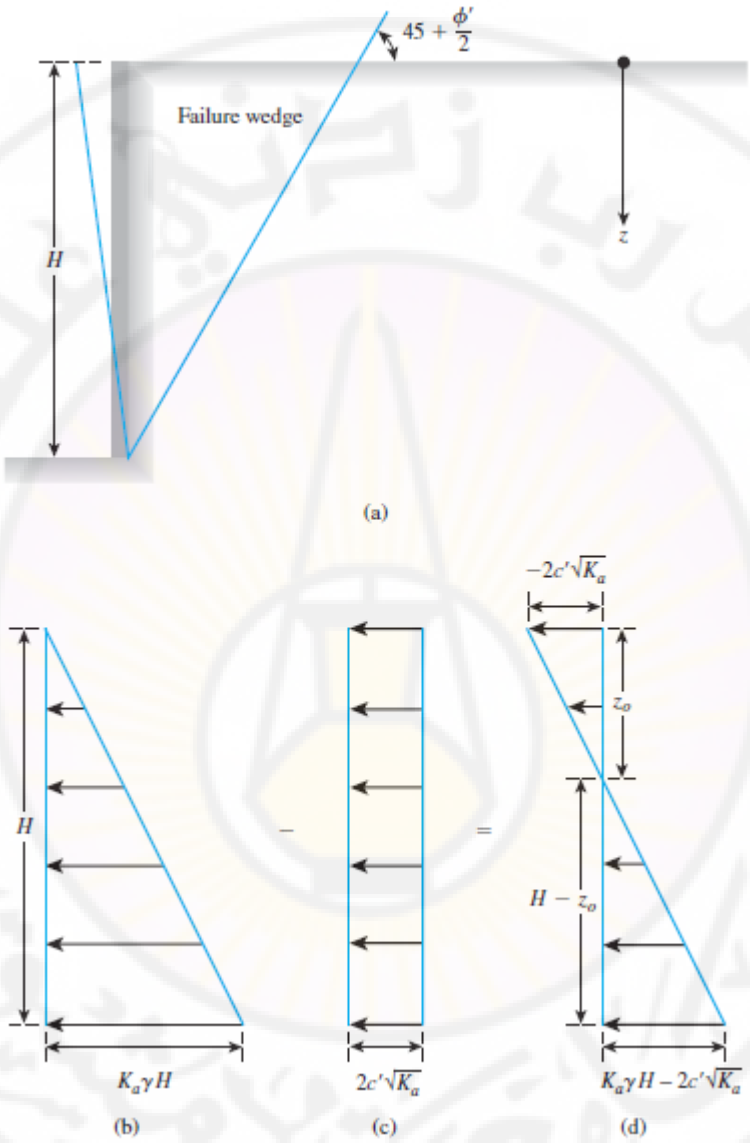
$$z_o = \frac{2C\prime}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (48.13)$$

من أجل الظروف غير المصرفة – والتي هي :

$\phi = 0$ ، $K_a = tan^2\,45 = 1$ و (التماسك غير المصرف) $c = c_u$

ومن المعادلة (20.13) نجد أن العمق z_0 تساوي للقيمة :

$$z_o = \frac{2C_u}{\gamma} \qquad (49.13)$$



الشكل 16.13 : توزع ضغط رانكين الإيجابي

مقابل الجدار الاستنادي مع ردم تربة متماسكة.

لذلك، ومع الزمن، سوف تحصل شقوق شد عند سطح التماس ما بين التربة والجدار وذلك حتى العمق z_0.

إن قوة ضغط التربة الجانبي الإيجابية الكلية لواحدة الطول من الجدار يمكن إيجادها من مساحة مخطط الضغط الكلي (الشكل d16.13)، أو:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\,\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}\,\mathrm{C'H} \qquad (50.13)$$

من أجل في حالة $\phi = 0$ ، سنجد العلاقة :

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2C_u H \qquad (51.13)$$

من أجل حسابات القوة الكلية لضغط التربة الإيجابي، فإن التطبيق الشائع هو أخذ شقوق الشد بعين الاعتبار. ولأنه لا يوجد أي اتصال بين التربة والجدار حتى العمق z_0 بعد تطور شقوق الشد، بالتالي سيكون لدينا فقط توزع الضغط الإيجابي مقابل الجدار بين ($z = 2c'/(\gamma\sqrt{K_a}$) و H (الشكل d16.13) وهذا ما يؤخذ بعين الإعتبار، في هذه الحالة يكون لدينا قيمة قوة الضغط الإيجابية معطاه بالعلاقة :

$$P_a = \frac{1}{2}\left(K_a\,\gamma H - 2\sqrt{K_a}\,C'\right)\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right) \qquad (52.13)$$

$$= \frac{1}{2}K_a\,\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}\,\mathrm{C'H} + 2\frac{C'^2}{\gamma}$$

ومن أجل شرط أن زاوية الاحتكاك الداخلية تساوي الصفر، نجد :

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2C_u H + 2\frac{C_u^2}{\gamma} \qquad (53.13)$$

الحالة السلبية :

الشكل a17.13 يظهر نفس الجدار الاستنادي مع الردم المشابه للحالة المبينة في الشكل a16.13. إن ضغط رانكين السلبي مقابل الجدار عند العمق z يمكن أن يعطى بالمعادلة (21.13) وهو بالشكل :

$$\sigma_P^{`} = K_P\gamma.z + 2\sqrt{K_P}C^{`}$$

فعند $z = 0$: سيكون لدينا قيمة ضغط التربة الجانبي السلبي معطى بالعلاقة:

$$\sigma'_P = 2\sqrt{K_P}C' \qquad (54.13)$$

وعند $z = H$: سنجد أن قيمة ضغط التربة الجانبي السلبي معطى بالعلاقة:

$$\sigma'_P = K_P\,\gamma H + 2\sqrt{K_P}C' \qquad (55.13)$$

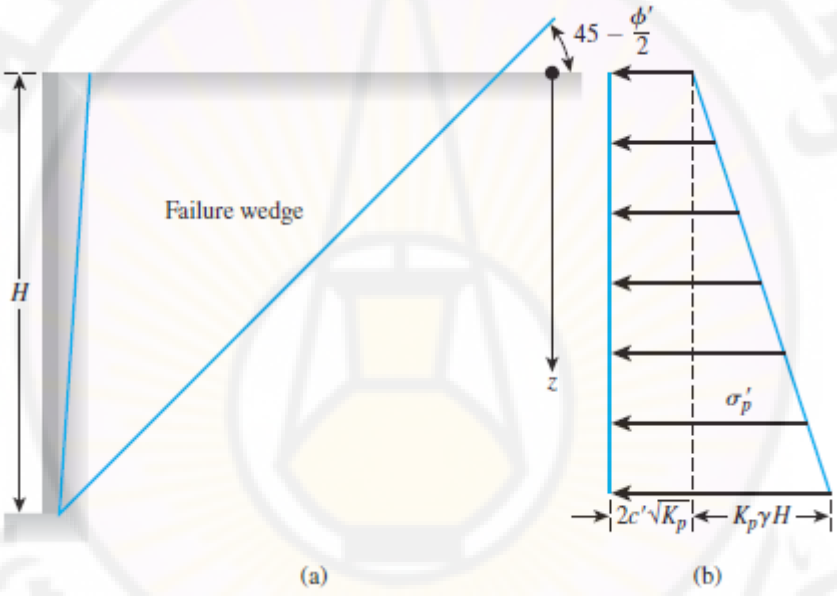
إن تغير σ'_p مع العمق ظاهر في الشكل b17.13.

أما قوة الضغط الجانبي للتربة السلبية والمؤثرة على الجدار نسبة لواحدة الطول منه يمكن أن نوجدها من مساحة مخطط الضغط كالتالي:

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 + 2\sqrt{K_P} C' H \qquad (56.13)$$

ومن أجل حالة الردم خلف الجدار : $\phi = 0$ ، $K_p = 1$ ، نجد أن القوة السلبية تعطى بالعلاقة :

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2C_u H \qquad (57.13)$$



الشكل 13.17 توزع ضغط رانكين السلبي مقابل الجدار الاستنادي مع تربة الردم متماسكة

المثال 13.2:

لدينا جدار استنادي بارتفاع 6 m مبين في الشكل a18.13. المطلوب تحديد:

a. قوة رانكين الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار و مكان المحصلة.

b. قوة رانكين السلبية نسبة لواحدة الطول للجدار ومكان المحصلة.

الحل :

الجزء a :

لأن $c' = 0$ ، ولتحديد القوة الإيجابية يمكن استخدام المعادلة (19.13).

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma z$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 36}{1 + \sin 36} = 0.26$$

عند $z = 0$ ، نجد أن : $\sigma'_a = 0$؛ وعند $z = 6$ نجد أن :

$$\sigma'_a = (0.26)(16)(6) = 24.96 \text{ kN/m}^2$$

مخطط توزع ضغط ظاهر في الشكل b18.13. القوة الإيجابية نسبة لواحدة الطول من الجدار هي كالتالي:

$$P_a = \tfrac{1}{2}(6)(24.96) = \mathbf{74.88 \text{ kN/m}}$$

أيضاً:

$$\bar{z} = \mathbf{2\ m}$$

الجزء b:

لتحديد القوة السلبية، معطى لدينا أن $c' = 0$ لذلك, ومن المعادلة (22.13) نجد :

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_o = K_p \gamma z$$

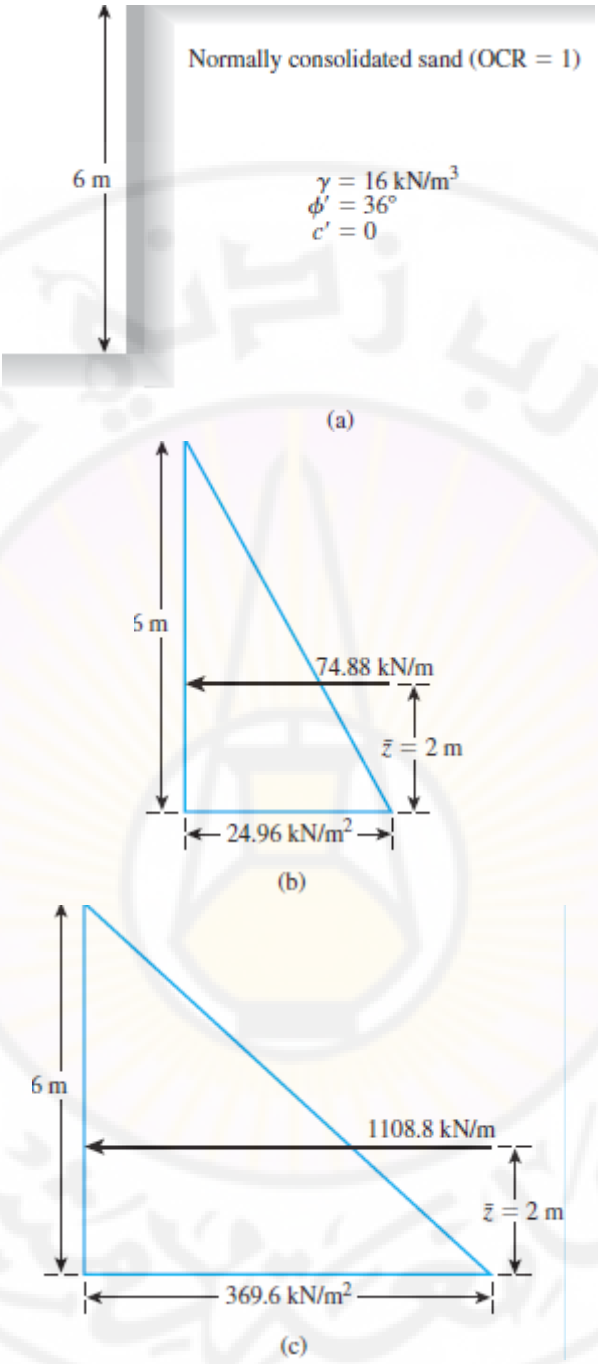
$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \frac{1 + \sin 36}{1 - \sin 36} = 3.85$$

عند العمق $z = 0$، $\sigma'_p = 0$ ؛ عند عمق $z = 6m$ يكون لدينا :

$$\sigma'_p = (3.85)(16)(6) = 369.6 \text{ kN/m}^2$$

مخطط توزع الضغط ظاهر في الشكل c18.13. القوة السلبية نسبة لواحدة الطول للجدار تعطى بالتالي:

$$P_p = \tfrac{1}{2}(6)(369.6) = \mathbf{1108.8\ kN/m^2}$$



الشكل 18.13 : مخططات لتحديد القوى الإيجابية والسلبية

المثال 13.3 :

بالإشارة للشكل 13.10: معطى: $H = 12\ ft, \alpha = +20°$ و $\theta = +20°$. من أجل ردم تربة حبيبية، ومعطى أن $\gamma = 115\ lb/ft^3$ و $\emptyset' = 30°$. حدد القوة الإيجابية P_a نسبة لواحدة الطول للجدار وحدد موقع واتجاه المحصلة.

الحل:

من المعادلة (13.24):

$$\psi_a = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right) - \alpha + 2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin 20}{\sin 30}\right) - 20° + (2)(20°)$$

$$= 43.16° - 20° + 40° = 63.16°$$

من المعادلة (13.27):

$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\alpha-\theta)\sqrt{1 + \sin^2\phi' - 2\sin\phi'\cdot\cos\psi_a}}{\cos^2\theta(\cos\alpha + \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha})}$$

$$= \frac{\cos(20-20)\sqrt{1 + \sin^2 30 - (2)(\sin 30)(\cos 63.16)}}{\cos^2 20\,(\cos 20 + \sqrt{\sin^2 30 - \sin^2 20})} = 0.776$$

من المعادلة (13.26):

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_{a(R)} = \tfrac{1}{2}(115)(12)^2(0.776) = \mathbf{6425\,lb/ft}$$

من المعادلة (13.25):

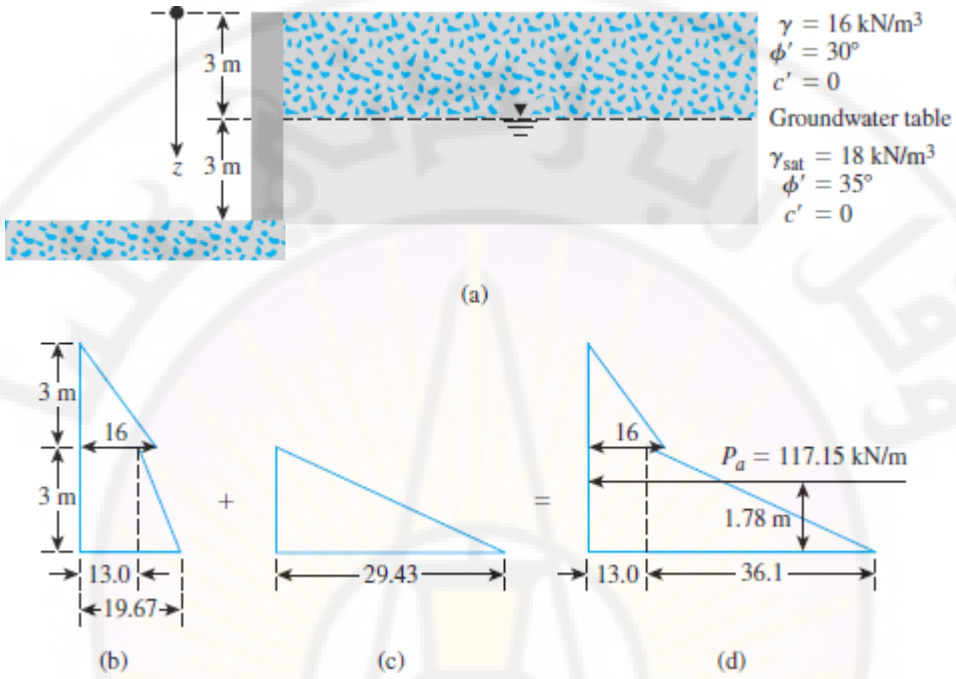
$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{\sin\phi'\sin\psi_a}{1 - \sin\phi'\cos\psi_a}\right)$$

$$= \tan^{-1}\left[\frac{(\sin 30)(\sin 63.16)}{1 - (\sin 30)(\cos 63.16)}\right] = 29.95° \approx 30°$$

المحصلة سوف تطبق على مسافة $4ft = 12/3$ أعلى أسفل الجدار مع $\beta = 30°$.

المثال 13.4:

من أجل الجدار الاستنادي الظاهر في الشكل 13.19a، حدد القوة نسبة لواحدة الطول للجدار من أجل حالة رانكين الإيجابية. أيضاً حدد موقع المحصلة.



الشكل 19.13 : جدار استنادي ومخططات الضغط من أجل تحديد ضغط رانكين الإيجابي للتربة. (ملاحظة: واحدة الضغط في (b) و (c) و(d) هي بالوحدة (kN/m^2).

الحل :

معطى أن $c' = 0$ ، نعلم أن $\sigma'_a = K_a \sigma'_0$. من أجل الطبقة العلوية للتربة. معامل رانكين لضغط التربة الإيجابي هو:

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

من أجل الطبقة السفلية:

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.271$$

عند العمق $z = 0 , \sigma'_0 = 0$. عند العمق $z = 3\ m$ (فقط داخل أسفل الطبقة العلوية)، $\sigma'_0 =$ $3\ x\ 16 = 48\ kN/m^2$. لذلك:

$$\sigma'_a = K_{a(1)}\sigma'_o = \frac{1}{3} \times 48 = 16 \text{ kN/m}^2$$

أيضاً، عند العمق $z = 3\ m$ (في الطبقة السفلية)، $\sigma'_0 = 3\ x\ 16 = 48\ kN/m^2$ ، و :

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_o = (0.271) \times (48) = 13.0 \text{ kN/m}^2$$

عند العمق $z = 6\ m$ ،

$$\sigma'_o = 3 \times 16 + 3(18 - 9.81) = 72.57 \text{ kN/m}^2$$
$$\uparrow$$
$$\gamma_w$$

و:

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_o = (0.271) \times (72.57) = 19.67 \text{ kN/m}^2$$

تغير σ'_a مع العمق ظاهر في الشكل 13.19b.

الضغط الجانبي نتيجة الماء المسامي هو كالتالي :

At $z = 0$: $u = 0$

At $z = 3$ m: $u = 0$

At $z = 6$ m: $u = 3 \times \gamma_w = 3 \times 9.81 = 29.43 \text{ kN/m}^2$

تغير u مع العمق ظاهر في الشكل 13.19c، و من أجل σ_a (الضغط الكلي الإيجابي) ظاهر في الشكل 13.19d. لذلك،

$$P_a = (\tfrac{1}{2})(3)(16) + 3(13.0) + (\tfrac{1}{2})(3)(36.1) = 24 + 39.0 + 54.15 = \mathbf{117.15 \text{ kN/m}}$$

موقع المحصلة يمكن أن يوجد بأخذ العزم حول أسفل الجدار:

$$\bar{z} = \frac{24\left(3 + \frac{3}{3}\right) + 39.0\left(\frac{3}{2}\right) + 54.15\left(\frac{3}{3}\right)}{117.15}$$
$$= \mathbf{1.78 \text{ m}}$$

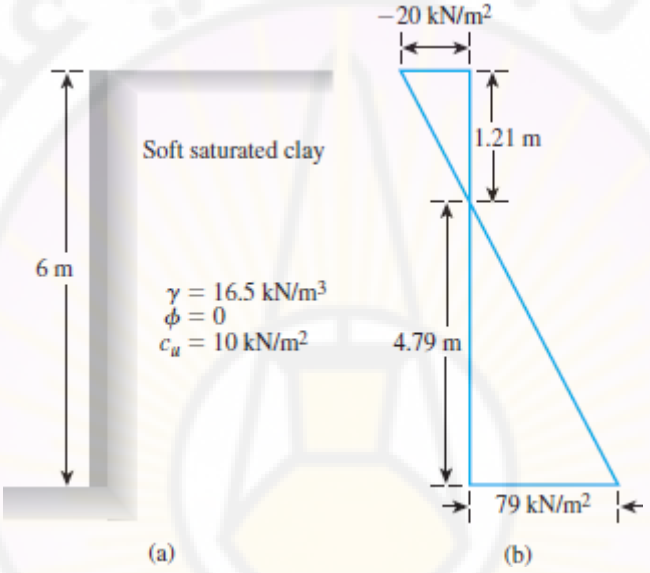
المثال 13.5 :

جدار استنادي خلفه ردم غضار ناعم مشبع ظاهرفي الشكل 13.20a. من أجل الحالة غير المصرفة ($\emptyset = 0$) للردم، حدد:

a. العمق الأعظمي لشق الشد.

b. P_a قبل ظهور شق الشد.

c. P_a بعد ظهور شق الشد.



الشكل 20.13 : ضغط رانكين الإيجابي خلال تربة ردم غضار طري مشبع.

الحل :

من أجل $K_a = tan^2 45 = 1$, $\phi = 0$ و $c = c_u$ من المعادلة (13.20)،

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

عند العمق $z = 0$ ،

$$\sigma_a = -2c_u = -(2)(10) = -20 \text{ kN/m}^2$$

عند العمق $z = 6\ m$ ،

$$\sigma_a = (16.5)(6) - (2)(10) = 79 \text{ kN/m}^2$$

تغير σ_a مع العمق ظاهر في الشكل 13.20b.

الجزء a:

من المعادلة (13.49)، عمق شق الشد مساوي إلى :

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{(2)(10)}{16.5} = \mathbf{1.21\ m}$$

الجزء b:

قبل ظهور شق الشد (المعادلة 13.51):

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H$$

أو :

$$P_a = \tfrac{1}{2}(16.5)(6)^2 - 2(10)(6) = \mathbf{177\ kN/m}$$

الجزء c:

بعد ظهور شق الشد:

$$P_a = \tfrac{1}{2}(6 - 1.21)(79) = \mathbf{189.2\ kN/m}$$

(ملاحظة: P_a السابقة يمكن إيجادها بتعويض القيم المناسبة في المعادلة (13.53) .

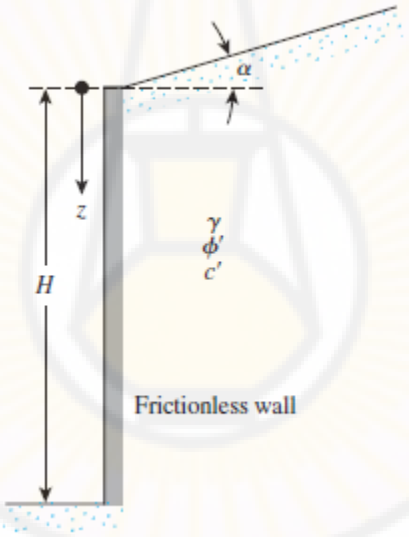
9.13 ضغط رانكين من أجل تربة ردم $c' - \phi'$ – بسطح مائل

الشكل 21.13 يظهر جدار استنادي بوجه شاقولي بردم مائل له $c' - \phi'$. تم تقديم تحليل لتحديد ضغط رانكين الإيجابي والسلبي للتربة من قبل Mazindrani and Ganjali (1997) . ووفقاً لهذه التحليل:

$$\text{الضغط الإيجابي} = \sigma'_a = \gamma z K_{a(R)} = \gamma z K'_{a(R)} \cos\alpha \qquad (13.58)$$

حيث $K_{a(R)}$ = معامل رانكين الإيجابي لضغط التربة.

$$K`_{a(R)} = \frac{K_{a(R)}}{\cos\alpha} \qquad (59.13)$$



الشكل 13.21 ضغوط رانكين الإيجابية والسلبية

مع ردمية ترابية خلف الجدار بسطح مائل التربة لها الخواص : $c' - \phi'$

$$\text{الضغط السلبي} = \sigma'_p = \gamma z K_{p(R)} = \gamma z K'_{P(R)} \cos\alpha \qquad (60.13)$$

حيث $K_{p(R)}$ = معامل رانكين لضغط التربة السلبي

$$K`_{P(R)} = \frac{K_{P(R)}}{\cos\alpha} \qquad (61.13)$$

أيضاً،

$$K'_{a(R)},\ K'_{p(R)} = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \times \left\{ \begin{array}{l} 2\cos^2\alpha + 2\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos\phi' \sin\phi' \\ \pm\sqrt{\left[4\cos^2\alpha(\cos^2\alpha - \cos^2\phi') + 4\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)^2\cos^2\phi' + 8\left(\frac{c'}{\gamma z}\right)\cos^2\alpha \sin\phi' \cos\phi'\right]} \end{array} \right\} - 1 \quad (13.62)$$

الجداول 4.13 و 5.13 تعطي تغير $K'_{a(R)}$ و $K'_{p(R)}$ مع $\alpha, c'/\gamma z$ و $\emptyset'$.

الجدول (4.13) : تغير $K'_{a(R)}$ مع $\alpha, c'/\gamma z$ و $\emptyset'$.

		$c'/\gamma z$			
α (deg)	ϕ' (deg)	0	0.025	0.050	0.100
0	15	0.589	0.550	0.512	0.435
	20	0.490	0.455	0.420	0.351
	25	0.406	0.374	0.342	0.278
	30	0.333	0.305	0.276	0.218
	35	0.271	0.245	0.219	0.167
	40	0.217	0.194	0.171	0.124
5	15	0.607	0.566	0.525	0.445
	20	0.502	0.465	0.429	0.357
	25	0.413	0.381	0.348	0.283
	30	0.339	0.309	0.280	0.221
	35	0.275	0.248	0.222	0.169
	40	0.220	0.196	0.173	0.126
10	15	0.674	0.621	0.571	0.477
	20	0.539	0.497	0.456	0.377
	25	0.438	0.402	0.366	0.296
	30	0.355	0.323	0.292	0.230
	35	0.286	0.258	0.230	0.175
	40	0.228	0.203	0.179	0.130
15	15	1.000	0.776	0.683	0.546
	20	0.624	0.567	0.514	0.417
	25	0.486	0.443	0.401	0.321
	30	0.386	0.350	0.315	0.246
	35	0.307	0.276	0.246	0.186
	40	0.243	0.216	0.190	0.337

الجدول (5.13) : تغير $K'_{p(R)}$ مع $c'/\gamma z$ و α , $\emptyset'$.

		$c'/\gamma z$			
α (deg)	ϕ' (deg)	0	0.025	0.050	0.100
0	15	1.698	1.764	1.829	1.959
	20	2.040	2.111	2.182	2.325
	25	2.464	2.542	2.621	2.778
	30	3.000	3.087	3.173	3.346
	35	3.690	3.786	3.882	4.074
	40	4.599	4.706	4.813	5.028
5	15	1.674	1.716	1.783	1.916
	20	1.994	2.067	2.140	2.285
	25	2.420	2.499	2.578	2.737
	30	2.954	3.042	3.129	3.303
	35	3.641	3.738	3.834	4.027
	40	5.545	4.652	4.760	4.975
10	15	1.484	1.564	1.641	1.788
	20	1.854	1.932	2.010	2.162
	25	2.285	2.368	2.450	2.614
	30	2.818	2.907	2.996	3.174
	35	3.495	3.593	3.691	3.887
	40	4.383	4.491	4.600	4.817
15	15	1.000	1.251	1.370	1.561
	20	1.602	1.696	1.786	1.956
	25	2.058	2.147	2.236	2.409
	30	2.500	2.684	2.777	2.961
	35	3.255	3.356	3.456	3.656
	40	4.117	4.228	4.338	4.558

من أجل الحالة الإيجابية، عمق شق الشد يمكن أن يعطى بالعلاقة :

$$z_o = \frac{2C\prime}{\gamma}\sqrt{\frac{1+sin\,\emptyset'}{1-sin\,\emptyset'}} \qquad (63.13)$$

نظرية كولومب لضغط التربة

من أكثر من 250 سنة مضت، قدم السيد Coulomb في العام (1776) نظرية لضغوط التربة الجانبية الإيجابية والسلبية مقابل الجدران الاستنادية. في هذه النظرية، افترض كولومب أن سطح الانهيار للتربة خلف الجدار هو مستوي، ثم أخذ أثر احتكاك الجدار مع التربة بعين الاعتبار في الدراسة. الفقرة التالية تناقش المبدأ العام لاشتقاق نظرية كولومب لضغط التربة الجانبي لتربة مردومة خاف الجدار وهي عبارة عن ردم لامتماسك (مقاومة القص معرفة بالمعادلة $\tau_f = \sigma' \tan \emptyset'$).

10.13 ضغط كولومب الإيجابي :

ليكن لدينا المستوي AB (الشكل a22.13) والذي يمثل الوجه الخلفي لجدار استنادي يسند تربة حبيبية سطحها يميل بشكل ثابت بزاوية α مع الأفق. وافترض كولومب أن المستوي BC هو سطح انهيار تجريبي ضمن التربة. وعند تحليله لمسائة الاستقرار لموشور الانهيار المحتمل ABC المبين في الشكل المذكور أعلاه، وجد أن القوى التي يجب أخذها بعين الاعتبار لدراسة توازنه هي التالية (نسبة لواحدة الطول للجدار بشكل متعامد مع صفحة الكتاب) :

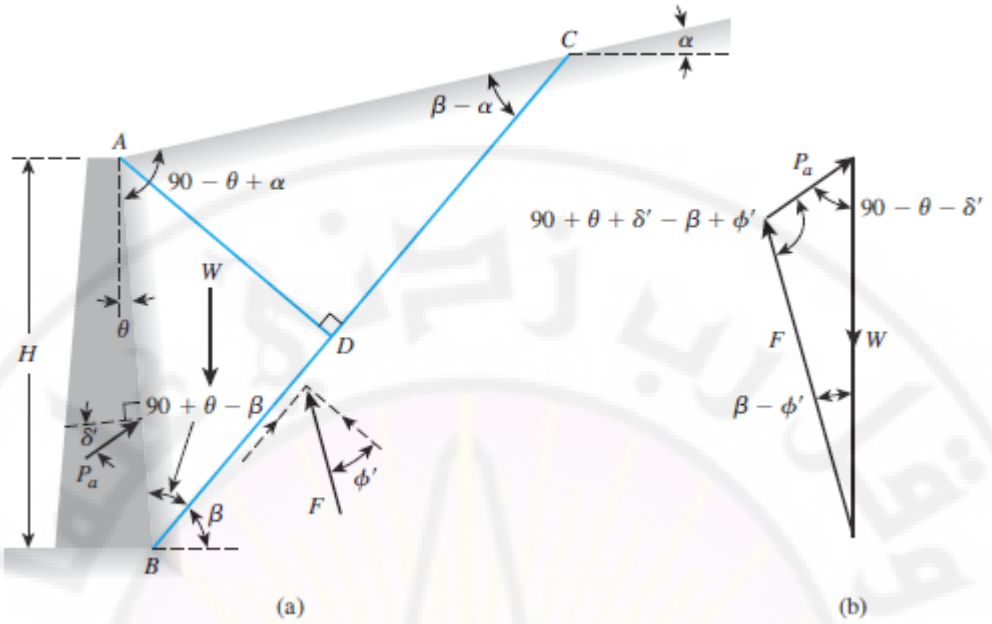
- W = الوزن الذاتي لموشور التربة المحدد ABC.
- F – محصلة القوى الناظمية والقاصة (المماسية) على سطح الانهيار التجريبي المفترض BC، وهذه المحصلة تميل بزاوية ϕ' بالنسبة إلى الناظم المرسوم على هذا المستوي (BC).
- P_a – قوة ضغط التربة الإيجابي حسب كولومب وهذه القوة هي لواحدة الطول للجدار. إن اتجاه P_a يميل بزاوية δ' بالنسبة إلى الناظم المرسوم على وجه الجدار الساند للتربة. δ' هي زاوية الاحتكاك ما بين التربة المردومة خلف الجدار والجدار.

مثلث القوى لموشور الإنهيار مبين في الشكل b22.13. من قانون الجيب، يكون لدينا:

$$\frac{W}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\emptyset')} = \frac{P_a}{sin(\beta-\emptyset')} \qquad (64.13)$$

أو:

$$P_a = \frac{sin(\beta-\emptyset')}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\emptyset')} W \qquad (65.13)$$



الشكل 13.22 ضغط كولومب الإيجابي: (a) موشور الانهيار التجريبي (b) مضلع القوى

المعادلة السابقة يمكن كتابتها بالشكل التالي:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta-\beta)\cos(\theta-\alpha)\sin(\beta-\emptyset')}{cos^2\theta\,\sin(\beta-\alpha)\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\emptyset')}\right] \qquad (66.13)$$

حيث γ = الوزن الحجمي للتربة المردومة خلف الجدار. القيم $\gamma, H, \theta, \alpha, \emptyset', \delta'$ هي ثوابت تمثل خواص التربة وخواص الشكل الهندسي للجدار، أما الزاوية β هي المتغير الوحيد والتي تحدد حسب نظرية كولومب ميل مستوي الانهيار للتربة خلف الجدار.

لتحديد القيم الحرجة للزاوية β من اجل P_a الأعظمية، يمكننا رياضياً أن نقول :

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0 \qquad (67.13)$$

بعد حل المعادلة (67.13)، وعندما يتم تعويض الزاوية الناتجة من الحل β في المعادلة (66.13)، نحصل على ضغط كولومب الإيجابي للتربة ونعبر عنه بالعلاقة :

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 \qquad (68.13)$$

حيث K_a تمثل معامل كولومب لضغط التربة الإيجابي ومعطى بالعلاقة:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi')\sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \qquad (69.13)$$

لاحظ أنه عندما تكون $\alpha = 0°$ ، $\theta = 0°$ ، يصبح معامل كولومب لضغط التربة مساوي للقيمة $(1 - sin\,\phi')(1 + sin\,\phi')$، والذي هو نفس معامل رانكين لضغط التربة المعطى سابقاً في هذا الفصل.

إن تغير قيم K_a للجدار الاستنادي ذو الوجه الخلفي الشاقولي $(\theta = 0°)$ و بحالة أن التربة المردومة خلف الجدار ذو سطح أفقي $(\alpha = 0°)$ معطى بالجدول 6.13. في هذا الجدول، لاحظ ومن أجل قيم معطاة للزاوية ϕ'، أن تأثير الاحتكاك للجدار يقلل بعض الشيء من قيم معامل ضغط التربة الإيجابي حسب كولومب.

تغير قيم K_a (حسب المعادلة 69.13) ومن أجل قيم مختلفة للمتغيرات $\alpha, , \theta, \phi'$ مبينة في الجدول (7.13) من أجل ($\delta' = \frac{2}{3}\phi'$) وفي الجدول (8.13) من أجل ($\delta' = \frac{1}{2}\phi'$).

الجدول (6.13) : تغير قيم K_a وفق المعادلة (69.13) وبحالة : $(\theta = 0°)$ و $(\alpha = 0°)$

	δ' (deg) →					
↓ ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

الجدول (7.13) : تغير قيم K_a (حسب المعادلة 69.13) من أجل ($\delta' = \frac{2}{3}\emptyset'$)

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990

تابع الجدول (7.13)

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

الجدول (8.13) : تغير قيم K_a (حسب المعادلة 69.13) من أجل ($\delta' = \frac{1}{2}\emptyset'$).

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740

تابع الجدول (8.13)

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

المثال 13.7 :

بالإشارة للشكل 13.22. معطى : $H = 4\ m, \theta = 5°, \alpha = 10°$, الوزن الحجمي للتربة $\gamma = 15\ kN/m^3$, زاوية الاحتكاك الداخلية $\phi' = 30°$ ، و $\delta' = 15°$. قدر القوة الإيجابية P_a نسبة لواحدة الطول للجدار. أيضا حدد مكان واتجاه محصلة القوة P_a.

الحل :

من المعادلة (68.13) :

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

ومن أجل $\phi' = 30°$, $\delta' = 15°$ – والتي $\frac{\delta'}{\phi'} = \frac{15}{30} = \frac{1}{2}$ و $\alpha = 10$ و $\theta = 5°$, قيمة K_a هي 0.3872 (الجدول 13.8). لذلك:

$$P_a = \frac{1}{2}(15)(4)^2(0.3872) = \mathbf{46.46\ kN/m}$$

محصلة القوة سوف تكون مطبقة عند مسافة شاقولية مساوية ل $H/3 = 4/3 = 1.33\ m$ أعلى أسفل الجدار وسوف تميل بزاوية ($\delta' =$) $15°$ عن الوجه الخلفي للجدار.

11.13 حل تخطيطي لضغط التربة الجانبي الإيجابي بحسب كولومب

تم تقديم نظرية ملائمة لإنشاء حل تخطيطي لنظرية كولومب لتحديد ضغط التربة الجانبي من قبل السيد لولمان (Culmann) في العام (1875). حل Culmann يمكن أن يستخدم لأي جدار مع أخذ أثر الاحتكاك ما بين التربة والجدار، بغض النظر عن عدم انتظام الردم والحمولة. لذلك، فهي تقدم تقنية قوية لتقدير ضغط التربة الجانبي. خطوات حل Culmann لتحديد ضغط التربة الإيجابي لتربة حبيبية (أي : $c' = 0$) وبالإشارة للشكل a23.13 هي :

- الخطوة1: ارسم الجدار الاستنادي والردم خلفه بمقياس رسم مناسب.
- الخطوة2: حدد قيمة الزاوية Ψ بالدرجات = $90 - \theta - \delta'$، حيث θ = ميل الوجه الخلفي للجدار الاستنادي مع الشاقول، و δ' = زاوية الاحتكاك ما بين الجدار والتربة.
- الخطوة 3 : ارسم الخط BD والذي يصنع زاوية ϕ' مع الأفقق.
- الخطوة 4: ارسم الخط BE والذي يصنع زاوية Ψ مع الخط BD.
- الخطوة 5 : لتحديد بعض مواشير الانهيار المحتملة، ارسم الخطوط $BC_1, BC_2, BC_3, \dots, BC_n$ (هنا نبحث عن موشور الإنهيار الذي يعطي أكب قوة ضغط إيجابي)
- الخطوة 6: أوجد مساحات $ABC_1, ABC_2, ABC_3, \dots, ABC_n$
- الخطوة 7: حدد وزن التربة، W نسبة لواحدة الطول للجدار الاستنادي لكل موشور انهيار محتمل كالتالي:

$$W_1 = \left(ABC_1 \text{ مساحة}\right) \times (\gamma) \times (1)$$
$$W_2 = \left(ABC_2 \text{ مساحة}\right) \times (\gamma) \times (1)$$
$$W_3 = \left(ABC_3 \text{ مساحة}\right) \times (\gamma) \times (1)$$

.
.
.

$$W_n = \left(ABC_n \text{ مساحة}\right) \times (\gamma) \times (1)$$

- الخطوة 8 : اعتمد مقياس مناسب للحمولة وارسم الأوزان $W_1, W_2, W_3, \dots, W_n$. المحددة من الخطوة 7 على المستقيم BD. (ملاحظة : $Bc_1 = W_1, Bc_2 = W_2, Bc_3 = W_3, \dots, Bc_n = W_n$).
- الخطوة 9 : ارسم $c_1c_1', c_2c_2', c_3c_3', \dots, c_nc_n'$ بشكل موازي للخط BE . (ملاحظة : $c_1', c_2', c_3', \dots, c_n'$) متوضعة على الخطوط $C_1, BC_2, BC_3, \dots, BC_n$, على التوالي.)
- الخطوة 10 : ارسم منحني أملس يمر خلال النقاط $c_1', c_2', c_3', \dots, c_n'$. يدعى هذا المنحني بخط كولمان.
- الخطوة 11 : ارسم المماس BD للمنحني الأملس المرسوم في الخطوة 10. $B'D'$ موازي للخط BD. ولتكن c_a' هي نقطة التماس.
- الخطوة 12 : ارسم الخط c_ac_a' الموازي للخط BE.
- الخطوة 13 :حدد القوة الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار

$$P_a = \left(\text{طول } c_ac_a'\right) x \text{ (مقياس الحمل)}$$

- الخطوة 14 : ارسم الخط $Bc_a'C_a$. حيث ABC_a هي موشور الانهيار المطلوب.

لاحظ أن عملية الإنشاء هذه تستوجب، بشكل جوهري, رسم عدد من مضلعات القوى لعدد من مواشير الانهيار وإيجاد القيم للقوة الإيجابية لكل موشور ونختار الموشور الذي يعطي القوة الأكبر، والتي يمكن أن يتعرض لها الجدار. مثال على ذلك، الشكل b23.13 ظهر مضلع القوى لموشور الانهيار ABC_a (مشابه للذي في الشكل b22.13)، بحيث:

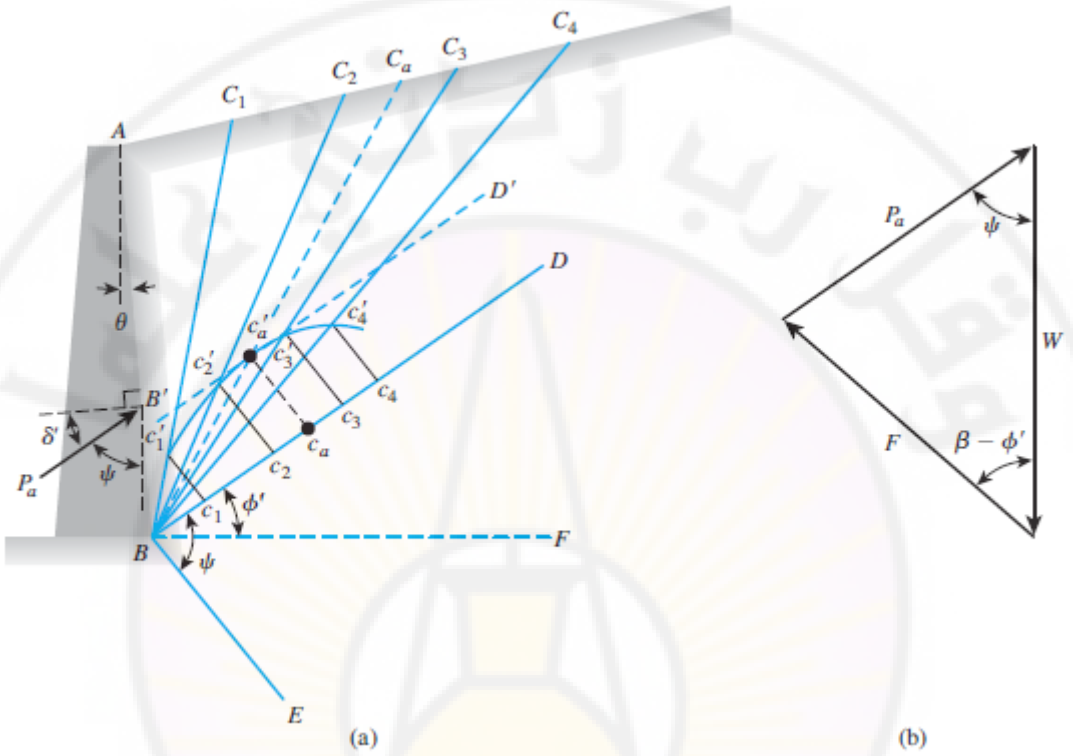
W = وزن موشور الانهيار للتربة ABC_a.

P_a = القوة الإيجابية على الجدار.

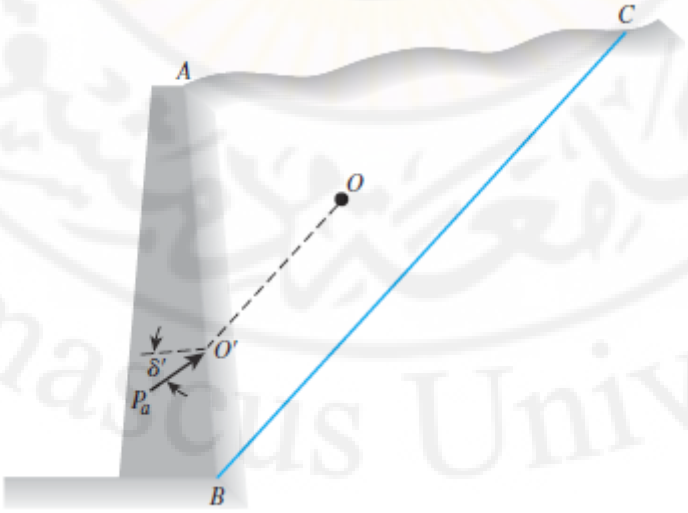
F = محصلة القوة الناظمية والقاصة المؤثرة على طول BC_a.

$\beta = \angle C_aBF$ (الزاوية التي يصنعها موشور الانهيار مع الأفق).

مثلث القوى (الشكل 13.23b) هو مدور بشكل بسيط في الشكل 13.23a و يمثل بالمثلث Bc_ac_a'. بشكل مشابه، مثلثات القوى $Bc_1c_1', Bc_2c_2', Bc_3c_3', \dots, Bc_nc_n'$ توافق مواشير الانهيار $ABC_1, ABC_2, ABC_3, \dots, ABC_n$



الشكل 23.13 : حل كولمان التخطيطي لتحديد ضغط التربة الجانبي الإيجابي.



الشكل 24.13 : النظرية التقريبية لإيجاد نقطة تطبيق محصلة القوة الإيجابية

العملية التخطيطية السابقة معطاة خطوة بخطوة فقط لتعطي فهم أساسي أفضل. هذه المسائل ممكن حلها بسهولة وفعالية باستخدام برامج الكومبيوتر.

حل كولمان يقدم لنا فقط قيمة القوة الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار الاستنادي – ولكن لا يحدد لنا نقطة تطبيق المحصلة.

العملية التحليلية المستخدمة لإيجاد نقطة تطبيق المحصلة يمكن أن تكون صعبة. لهذه السبب، يمكن استخدام نظرية تقريبية من دون التضحية بالدقة بشكل كبير. هذه النظرية مشروحة في الشكل 24.13. حيث ABC هو موشور الانهيار المحدد من نظرية كولمان. O هي مركز ثقل الموشور ABC. في حال تم رسم خط OO' بشكل موازي لسطح الانزلاق، فإن نقطة تقاطع هذا الخط مع الوجه الخلفي للجدار سوف تعطي نقطة تطبيق P_a. لذلك، P_a مطبقة عند النقطة O' وتميل بزاوية δ' مع الناظم المرسوم على الوجه الخلفي للجدار.

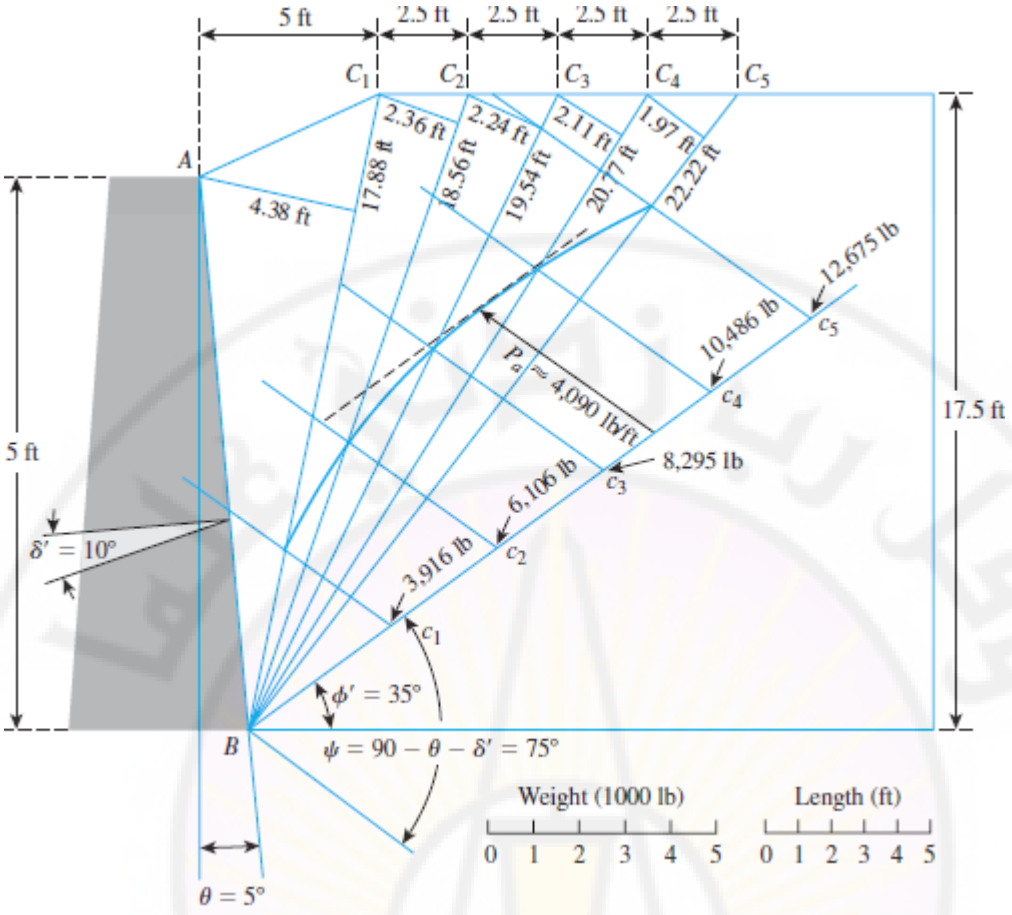
المثال 13.8:

جدار استنادي بارتفاع 15 ft مع ردم تربة حبيبية ظاهر في الشكل 25.13. معطى لدينا التالي: $\gamma = 100\ lb/ft^3$, $\phi' = 35°$ و $\theta = 5°$, $\delta' = 10°$، حدد الدفع الإيجابي نسبة لواحدة الطول من الجدار.

الحل:

لهذه المسألة لدينا : $\Psi = 90 - \theta - \delta' = 90° - 5° - 10° = 75°$. العملية التخطيطية مبينة في الشكل 25.13. أوزان المواشير المأخوذه هي كالتالي:

Wedge	Weight (lb/ft)
ABC_1	$\frac{1}{2}(4.38)(17.88)(100) = 3{,}916$
ABC_2	$3{,}916 + [\frac{1}{2}(2.36)(18.56)](100) = 6{,}106$
ABC_3	$6{,}106 + [\frac{1}{2}(2.24)(19.54)](100) = 8{,}295$
ABC_4	$8{,}295 + [\frac{1}{2}(2.11)(20.77)](100) = 10{,}486$
ABC_5	$10{,}486 + [\frac{1}{2}(1.97)(22.22)](100) = 12{,}675$



الشكل 25.13 : حل كولمان لتحديد الدفع الإيجابي نسبة لواحدة الطول من الجدار.

في الشكل 13.25:

$$\overline{Bc_1} = 3{,}916 \text{ lb}$$
$$\overline{Bc_2} = 6{,}106 \text{ lb}$$
$$\overline{Bc_3} = 8{,}295 \text{ lb}$$
$$\overline{Bc_4} = 10{,}486 \text{ lb}$$
$$\overline{Bc_5} = 12{,}675 \text{ lb}$$

بالتالي الدفع الإيجابي نسبة لواحدة الطول للجدار هي $\boldsymbol{4.090\ lb/ft}$.

12.13 ضغط التربة الجانبي السلبي بحسب كولومب

الشكل a26.13 يظهر لنا جدار استنادي مع ردم خلفة مكون من تربة لامتماسكة سطحها مائل بشكل مشابه للشكل a22.13. مضلع القوى لتوازن الموشور ABC من أجل الحالة السلبية مبين في الشكل b26.13. P_p هو رمز لقوة ضغط التربة الجانبي السلبي. رموز أخرى مستخدمة هي نفسها المستخدمة للحالة الإيجابية (الفقرة 10.13). بعملية مماثلة للتي تم اتباعها في حالة ضغط التربة الجانبي الإيجابي (المعادلة (68.13)) نحصل على :

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \qquad (70.13)$$

حيث K_p = معامل كولومب لضغط التربة الجانبي السلبي، أو:

$$K_P = \frac{\cos^2(\emptyset' + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' - \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\emptyset' + \delta')\sin(\emptyset' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta)\cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \qquad (71.13)$$

من أجل جدار عديم الاحتكاك مع وجه خلفي شاقولي يسند تربة مكونة من ردم تربة حبيبية مع سطح أفقي (حيث $\delta' = 0° \ , \ \alpha = 0° \ , \ \theta = 0°$). المعادلة (71.13).

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

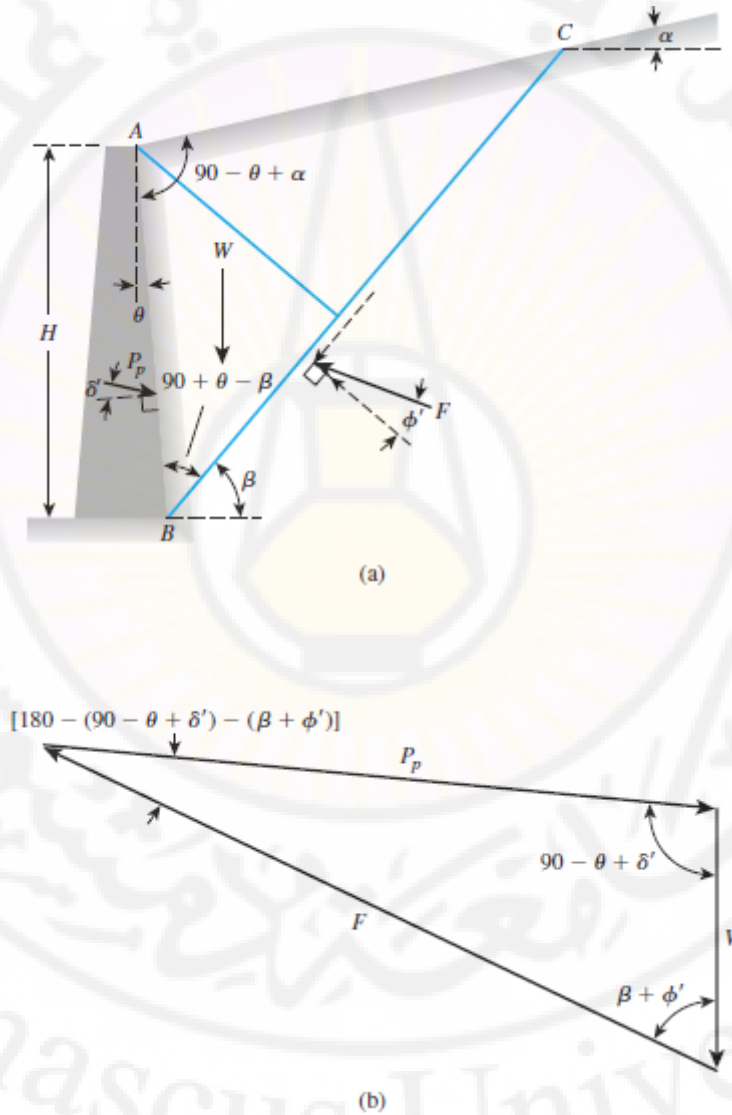
هذه العلاقة هي نفسها التي تم استنتاجها لمعامل ضغط التربة الجانبي السلبي في حالة رانكين، المعطى في المعادلة 22.13.

إن تغير K_p مع ϕ' و δ' (من أجل $\theta = 0° , \alpha = 0°$) معطى في الجدول 9.13.

نستطيع أن نرى من هذا الجدول أنه من أجل قيم معطاة للزاوية ϕ'،نجد أن قيمة K_p تزداد مع ازدياد زاوية الإحتكاك ما بين التربة والجدار.

الجدول (9.13) : تغير K_p مع ϕ' و δ' (من أجل $\theta = 0°, \alpha = 0°$)

↓ ϕ' (deg)	δ' (deg) → 0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772



الشكل 13.26 ضغط كولومب السلبي:

(a) موشور الإنهيار التجريبي, (b) مضلع القوى

13.13 قوة ضغط التربة الجانبي الإيجابي على الجدران الاستنادية مع الأخذ بعين الإعتبار قوة الزلازل

الحالة الإيجابية (بحالة ردم تربة حبيبية خلف الجدار)

تحليل كولومب من أجل قوة ضغط التربة الجانبي الإيجابي على الجدران الاستنادية والتي تم شرحه في الفقرة 10.13 يمكن توسيعه بشكل ملائم ليتضمن أثر قوة الزلازل. ولعمل ذلك. نعتبر لدينا جدار استنادي بارتفاع H مع وجود ردم خلفه من تربة حبيبية سطحها مائل، كما هو مبين في الشكل a27.13. بفرض أن الوزن الحجمي وزاوية الاحتكاك الداخلية للتربة الحبيبة المسنودة بواسطة الجدار تساوي γ و ϕ' ، على التوالي. أيضاً، لتكن δ' زاوية الاحتكاك ما بين التربة والجدار. لنفترض الآن وجود موشور انهيار تجريبي هو ABC. القوى المؤثرة على هذا الموشور وضمن الفرضيات المذكورة أنفاً هي كالتالي:

1. وزن التربة في الموشور W.
2. محصلة القوى الناظمية والقاصة على سطح النهيار BC, F
3. القوة الإيجابية نسبة لواحدة الطول P_{ae}.
4. قوة العطالة الأفقية $K_h.W$
5. قوة العطالة الشاقولية $K_v.W$.

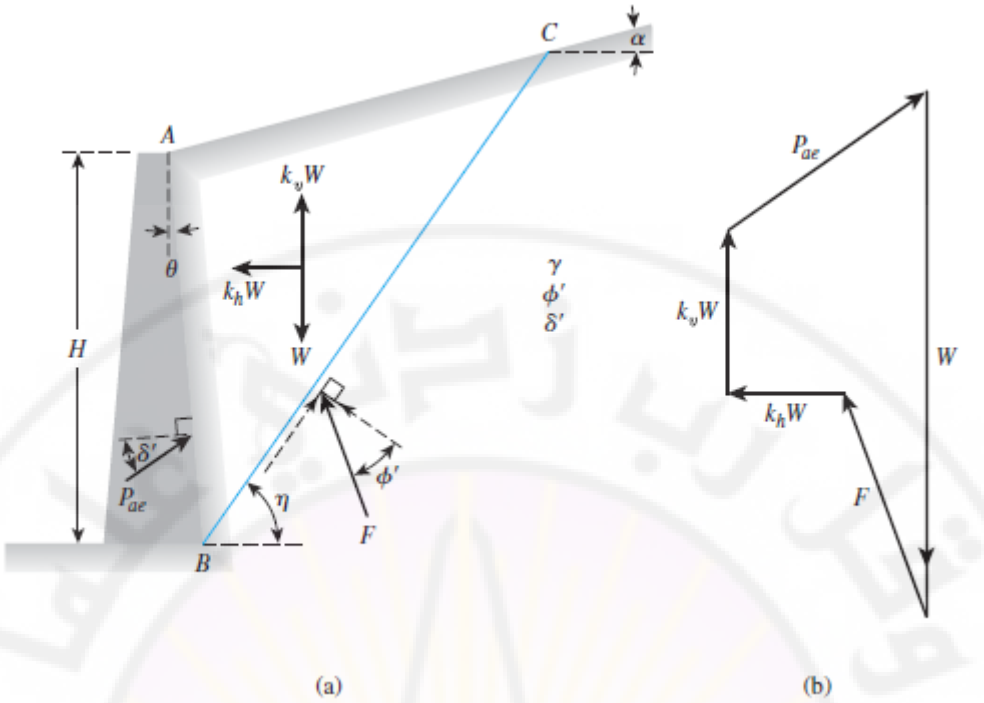
لاحظ أن :

$$K_h = \frac{\text{المركبة الأفقية للتسارع الزلزالي}}{g} \qquad (13.72)$$

$$K_v = \frac{\text{المركبة الشاقولية للتسارع الزلزالي}}{g} \qquad (13.73)$$

حيث g = تسارع الجاذبية الأرضية

مضلع القوى الذي يظهر هذه القوى مبين في الشكل b27.13. قوة الضغط الجانبية الإيجابية الديناميكية للتربة على الجدار هي القيمة العظمى للمقدار P_{ae} المبذولة من قبل أي موشور. هذه القيمة يمكن التعبير عنها بالشكل :



الشكل 27.13 : القوة الإيجابية على الجدار الاستنادي مع القوى الزلزالية

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_a^{"} \qquad (74.13)$$

حيث :

$$K_a^{"} = \frac{\cos^2(\phi\prime-\theta-\bar{\beta})}{\cos^2\theta\cos\bar{\beta}\cos(\delta'+\theta+\bar{\beta})\left\{1+\left[\frac{\sin(\delta'+\phi\prime)\sin(\phi\prime-\alpha-\bar{\beta})}{\cos(\delta'+\theta+\bar{\beta})\cos(\theta-\alpha)}\right]^{1/2}\right\}^2} \qquad (75.13)$$

و:

$$\bar{\beta} = tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \qquad (76.13)$$

لاحظ انه مع عدم وجود قوى عطالة من الزلازل, $\bar{\beta}$ تساوي 0 . لذلك سيكون لدينا : $K_a'' = K_a$ كما هو معطى في المعادلة (69.13).

المعادلات (74.13) و (75.13) عادة يشار لها بمعادلات مونوبي – أوكابا (Mononobe, 1929; Okabe, 1926) . إن تغير قيم K_a'' مع $\theta = 0°$ و $K_v = 0$ معطى في الجدول 10.13.

قدم Seed and Whitman في العام (1970) عملية بسيطة لإيجاد قيمة K_a'' من مخططات قياسية للقيمة K_a (انظر المعادلة (69.13)). هذه العملية مشروحة في الفقرة التالية.

بالإشارة للمعادلات (68.13) و (69.13)، يمكن كتابة :

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)\left(\frac{1}{\cos^2\theta}\right)(A_c) \qquad (77.13)$$

حيث :

$$\boldsymbol{A_c} = K_a\cos^2\theta = \frac{\boldsymbol{\cos^2(\emptyset\prime-\theta)}}{\boldsymbol{\cos^2(\delta'+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta'+\emptyset\prime)\sin(\emptyset\prime-\alpha)}{\cos(\delta'+\theta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}} \qquad (78.13)$$

الآن, بالإشارة للمعادلات (74.13) و (75.13)، يمكن كتابة:

(79.13)

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_a^{"} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)(1-k_v)\left(\frac{1}{\cos^2\theta\ cos\bar{\beta}}\right)(A_m)$$

حيث :

$$A_m = K_a^{"}\cos^2\theta\cos\bar{\beta} \qquad (80.13)$$

$$= \frac{\boldsymbol{cos^2(\emptyset\prime-\theta-\bar{\beta})}}{\boldsymbol{\cos(\delta'+\theta+\bar{\beta})\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta'+\emptyset\prime)\sin(\emptyset'-\alpha-\bar{\beta})}{\cos(\delta'+\theta+\bar{\beta})\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}}$$

الآن ، لنعرف الزاويا θ^* و α^* من خلال العلاقات التالية :

الجدول (10.13) : تغير K_a'' مع $\theta = 0°$ و $K_v = 0$

k_h	δ' (deg)	α (deg)	ϕ' (deg)				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			—	—	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			—	—	0.780	0.604	0.486
0.5			—	—	—	0.809	0.624
0.1	$\phi'/2$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$\phi'/2$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.497	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			—	—	0.962	0.752	0.620
0.1	$\phi'/2$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			—	—	0.857	0.656	0.531
0.5			—	—	—	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			—	—	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			—	—	0.909	0.699	0.573
0.5			—	—	—	1.037	0.800

$$\theta^* = \theta + \bar{\beta} \qquad (81.13)$$

و:

$$\alpha^* = \alpha + \bar{\beta} \qquad (82.13)$$

وبتعويض المعادلات (81.13) و (82.13) في العلاقة (13.80) التي تعطي القيمة A_m ، فنجد العلاقة :

$$\boldsymbol{A_m = \frac{\cos^2(\emptyset\prime - \theta^*)}{\cos(\delta\prime + \theta^*)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta\prime+\emptyset\prime)\sin(\emptyset\prime-\alpha^*)}{\cos(\delta\prime+\theta^*)\cos(\theta^*-\alpha^*)}}\right]^2}} \qquad (83.13)$$

وبمقارنة المعادلات (78.13) و (83.13) ، نجد:

$$A_m = A_c(\theta^*, \alpha^*) = K_a(\theta^*, \alpha^*)\cos^2\theta^* \qquad (84.13)$$

لذلك، تصبح قوة الضغط الجانبية الإيجابية الديناميكية للتربة على الجدار :

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)\frac{1}{\cos^2\theta\cos\bar{\beta}}K_a(\theta^*,\alpha^*)\cos^2\theta^*$$

أو:

$$P_{ae} = [P_a(\theta^*, \alpha^*)](1-k_v)\left[\frac{\cos^2(\theta+\bar{\beta})}{\cos^2\theta\,\cos\bar{\beta}}\right] \qquad (85.13)$$

أو

$$P_{ae} = [P_a(\theta^*,\alpha^*)](1-k_v)\left(\frac{\cos^2\theta^*}{\cos^2\theta\cos\bar{\beta}}\right)$$

$$= [P_a(\theta^*,\alpha^*)](1-k_v)\left[\frac{\cos^2(\theta+\bar{\beta})}{\cos^2\theta\cos\bar{\beta}}\right] \qquad (13.85)$$

المصطلح $P_a(\theta^*, \alpha^*)$ في المعادلة (85.13) هي ضغط التربة الجانبي الإيجابي على جدار استنادي تخليلي مع ميل للجدار θ^* و ردم خلفه بميل α^*. قيمة K_a يمكن استنتاجها من المخططات القياسية أو الجداول، مثل الجداول 7.13 و8.13.

باعتبار علاقة القوة الإيجابية المعطاة في المعادلة (74.13) وبالنظر للمعادلة (76.13)، نجد أن المصطلح $sin(\phi' - \alpha - \bar{\beta})$ في المعادلة (13.75) لها أثرين اثنين هامين هما :

- أولاً، في حال كانت $\phi' - \alpha - \bar{\beta} < 0$ (**أي ، سالبة**). عندها لا يوجد حل حقيقي ممكن للقيمة K_a''، وبالتالي فيزيائياً, هذا يعني أن حالة التوزان لن تحصل. وعليه ولتحقيق الاستقرار للمنحدر الردمي المحدود يمكن أن نفترض أن :

$$\alpha \leq \emptyset' - \bar{\beta} \qquad (86.13)$$

من أجل حالة عدم وجود أثر زلازلي، أي $\bar{\beta} = 0°$؛ ولتأمين الاستقرار، تعطي المعادلة (86.13) علاقة مشابهة:

$$\alpha \leq \emptyset' \qquad (87.13)$$

- ثانياً، بحال كان سطح الردم خلف الجدار أفقي، أي $\alpha = 0°$، ولتأمين الاستقرار لا بد من الشرط :

$$\bar{\beta} \leq \emptyset' \qquad (88.13)$$

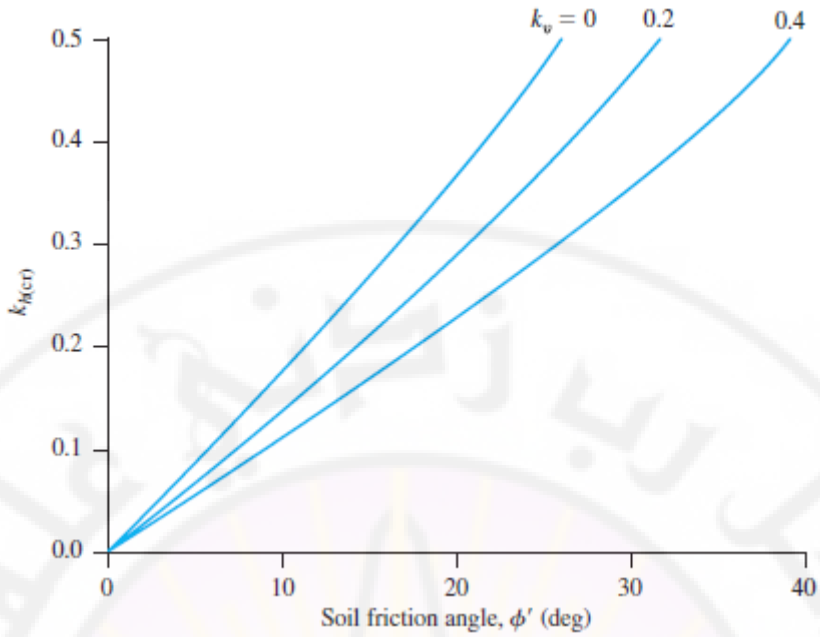
ولأن $\bar{\beta} = tan^{-1}[K_h/(1 - K_v)]$، ولتحقيق الاستقرار، نقوم بدمج المعادلات (76.13) و (88.13) فنحصل على المعادلة :

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan \emptyset' \qquad (89.13)$$

وعليه فإن القيمة الحرجة للتسارع الأفقي للتربة يمكن أن تعرف بالعلاقة :

$$k_{h(cr)} = (1 - k_v) \tan \emptyset' \qquad (90.13)$$

عندما $K_{h(cr)}$ = التسارع الأفقي للتربة الحرج (الشكل 28.13).



الشكل 28.13 : القيم الحرجة للتسارع الأفقي

(المعادلة 90.13) مكان خط تأثير محصلة القوى, P_{ae}

ولتحديد مكان خط تأثير محصلة القوى P_{ae}، قدم Seed and Whitman في العام (1970) عملية بسيطة لتحديدها. نظريتهم هي كالتالي:

1. لتكن:

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \qquad (91.13)$$

حيث P_a = قوة كولومب الإيجابية المحددة من المعادلة (13.68).

ΔP_{ae} = القوة الإيجابية الإضافية نتيجة تأثير الزلازل.

2. احسب P_a (المعادلة 13.68).
3. احسب P_{ae} (المعادلة (13.74).
4. احسب $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$
5. بناءً على الشكل 29.13 ، P_a سوف تؤثر على مسافة $H/3$ من قاعدة الجدار.

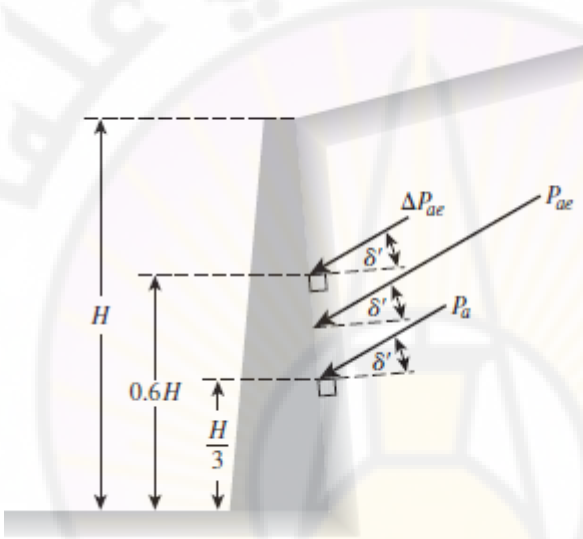
أيضاً, ΔP_{ae} سوف تؤثر على مسافة $0.6H$ من قاعدة الجدار.

6. احسب مكان P_{ae} من العلاقة :

$$\bar{z} = \frac{P_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0.6H)}{P_{ae}} \qquad (92.13)$$

حيث $\bar{z}$ = مسافة خط تأثير P_{ae} عن قاعدة الجدار.

لاحظ أن خط تأثير القوة P_{ae} سوف يميل بزاوية δ' بالنسبة للناظم المرسوم للوجه الخلفي للجدار الاستنادي. ومن المهم جداً معرفة أن هذه النظرية لتحديد P_{ae} هي تقريبية و لا تمثل فعلياً اثر ديناميكية التربة.



الشكل 29.13 : مكان خط تأثير P_{ae}

الحالة الإيجابية (بحالة ردم تربة لها المتغيرات : $(c' - \phi'$

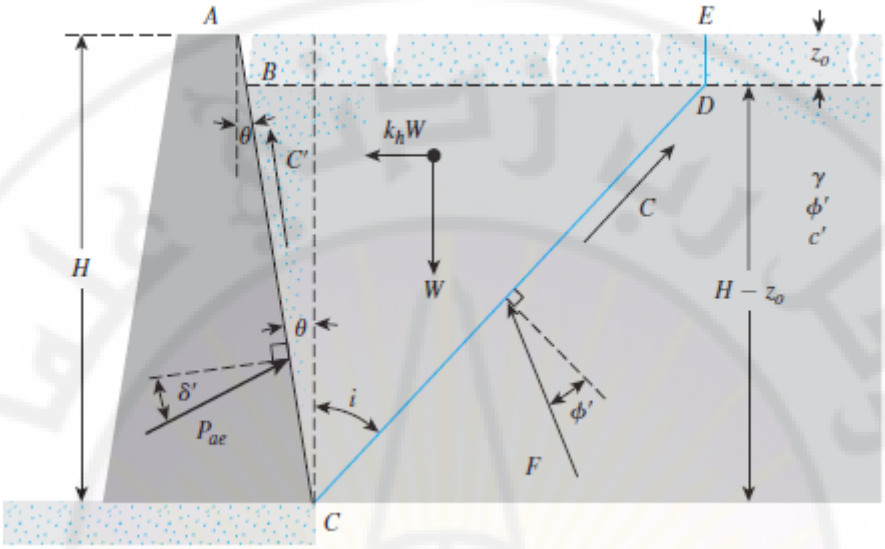
يمكن توسيع معادلة Mononobe–Okabe لحساب الأثر الديناميكي الجانبي P_{ae} للردم خلف الجدار والمكون من ترب متماسكة تمتلك زاوية احتكاك داخلية فعالة وتماسك فعال إي : $(c' - \phi')$ وذلك بحسب أعمال كلاً من :

(Prakash and Saran, 1966; Saran and (Prakash, 1968)

لنرى الآن الشكل 30.13 الذي يبين لنا جدار استنادي بارتفاع H مع ردم خلفه سطح هذا الردم أفقي، إن مواصفات التربة المردومة $(c' - \phi')$. ضمن هذه الشروط سنجد أن عمق شق الشد الذي يمكن أن يحصل في هذه التربة تم إعطاءه بالمعادلة (48.13) كالتالي:

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

حيث : $K_a = tan^2(45 - \emptyset'/2)$.



الشكل 13.30 موشور الانهيار التجريبي خلف الجدار الاستنادي مع تربة ردم $(c' - \phi)$

بالإشارة للشكل 30.13، القوة المؤثرة على موشور الانهيار المحتمل للتربة (نسبة لواحدة الطول من الجدار) هي كالتالي:

- وزن الموشور $ABCDE$ والممثل لموشور الإنهيار المحتكل هو : W.
- محصلة القوى الناظمية والقاصة على سطح الانهيار CD هي F.
- القوة الإيجابية للأثر الديناميكي للتربة هي : P_{ae}.
- قوة العطالة الأفقية هي : K_hW.
- قوة التماسك على طول المستوي CD, هي : $C = c'(\overline{CD})$
- قوة الالتصاق على طول BC هي : $C' = c'(\overline{BC})$

من المهم جداً معرفة أن الافتراضات التالية التي تم العمل بها لتحديد القوى المؤثرة على موشور الإنهيار المحتمل (التجريبي) وهي :

1. قوة العطالة الشاقولية (K_vW) أخذت تساوي الصفر.

2. واحدة الالتصاق على طول السطح الفاصل بين التربة – الجدار (BC) تم أخذه مساوي إلى (c') من التربة.

باعتبار هذه القوى، نجد أن قوة الأثر الديناميكي للتربة تعطى بالعلاقة :

$$P_{ae} = \gamma(H - z_o)^2 N'_{a\gamma} - C'(H - z_o)N'_{ac} \qquad (93.13)$$

حيث :

$$\boldsymbol{N'_{ac}} = \frac{\cos\eta' \sec\theta + \cos\emptyset' \sec i}{\sin(\eta' + \delta')} \qquad (94.13)$$

$$\boldsymbol{N'_{a\gamma}} = \frac{[(n+0.5)(\tan\theta + \tan i) + n^2 \tan\theta][\cos(i+\emptyset') + k_h \sin(i+\emptyset')]}{\sin(\eta' + \delta')} \qquad (95.13)$$

وكذلك :

$$\boldsymbol{\eta' = \theta + i + \emptyset'} \qquad (96.13)$$

$$\boldsymbol{n = \frac{z_o}{H - z_o}} \qquad (97.13)$$

يمكن تحديد قيم N'_{ac} و $N'_{a\gamma}$ بتحسين كل معامل على حدى.

لذلك، المعادلة (93.13) تعطي الحد الأعظمي للقيمة P_{ae}.

وفي الحالة الستاتيكية، $K_h = 0$. لذلك تصبح قيمة القوة P_{ae} معطاه بالعلاقة:

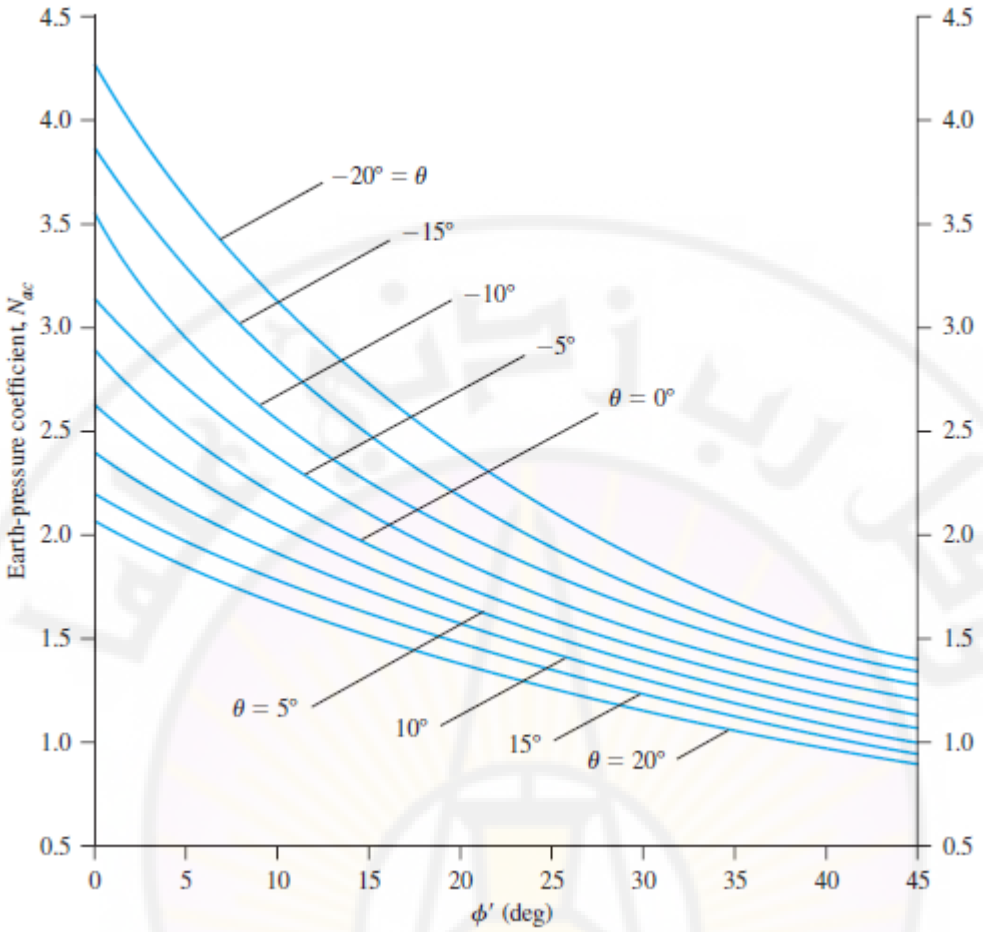
$$P_{ae} = \gamma(H - z_o)^2 N_{a\gamma} - C'(H - z_o)N_{ac} \qquad (98.13)$$

في هذه العلاقة تمَ استخدام القيم N_{ac} و $N_{a\gamma}$ والتي يمكن تحديدها من خلال تعويض $k_h = 0$ في المعادلات (94.13) و (95.13). فنحصل على :

$$N_{ac} = N'_{ac} = \frac{\cos\eta' \sec\theta + \cos\emptyset' \sec i}{\sin(\eta' + \delta')} \qquad (99.13)$$

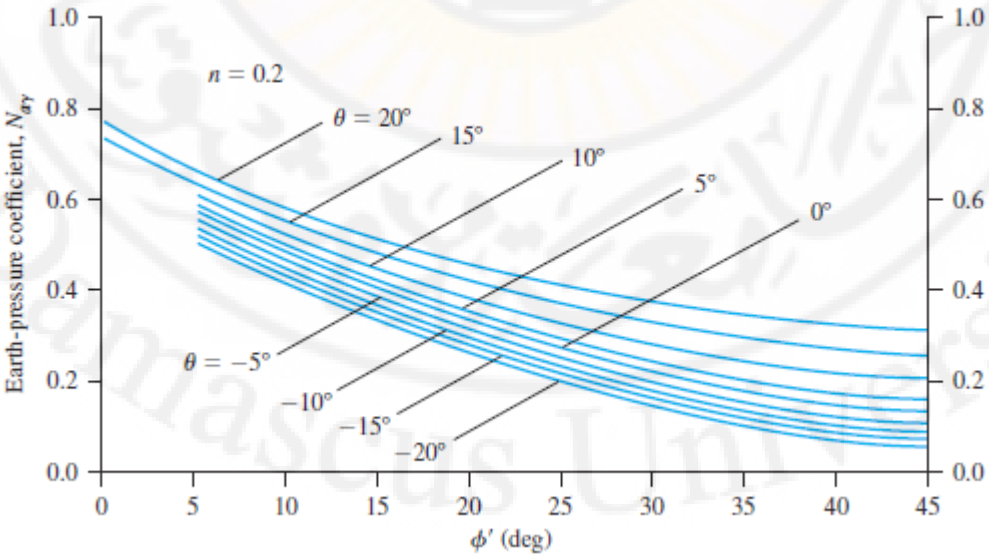
$$N_{a\gamma} = \frac{N'_{a\gamma}}{\lambda} = \frac{[(n+0.5)(\tan\theta + \tan i) + n^2 \tan\theta]\cos(i+\emptyset')}{\sin(\eta' + \delta')} \qquad (100.13)$$

إن تغير N_{ac} و $N_{a\gamma}$ و λ مع ϕ' مبين في الاشكال من 31.13 وحتى 34.13.



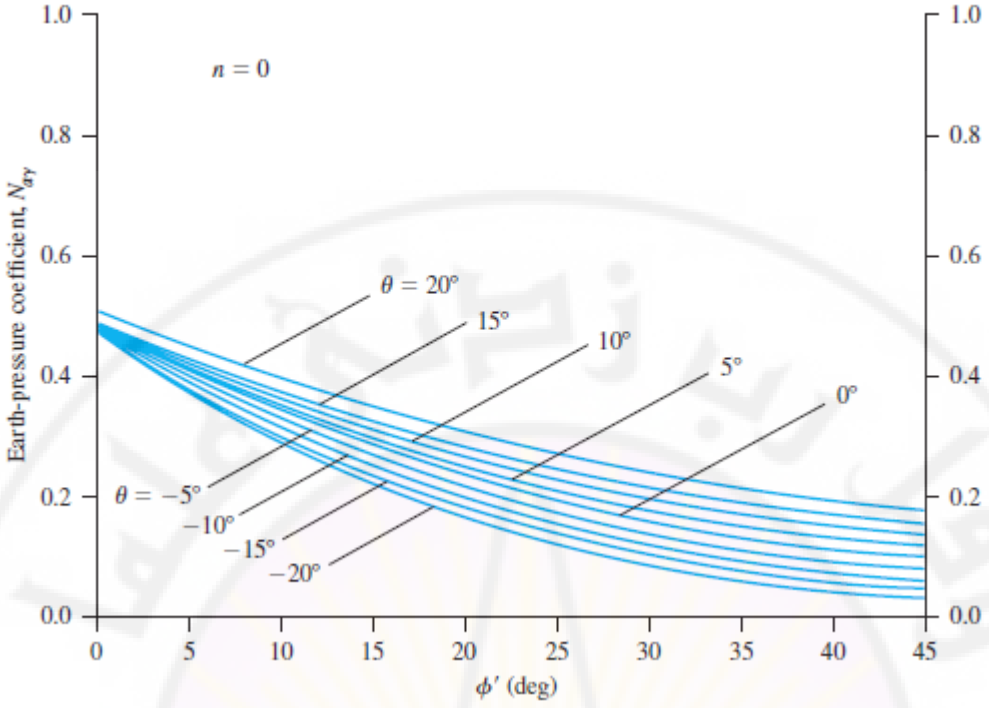
الشكل 31.13 : تغير $N_{ac}' = N_{ac}$ مع $\emptyset'$ و θ

(Based on Prakash and Saran, 1966, and Saran and Prakash, 1968)



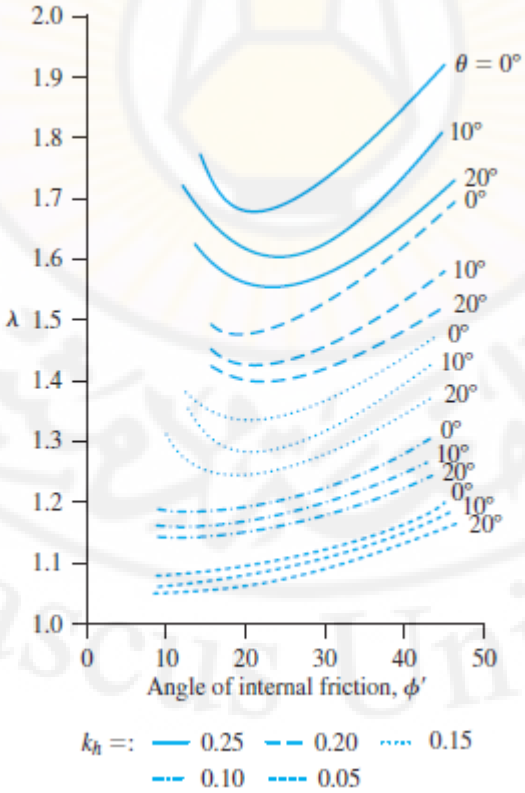
الشكل 32.13 : تغير $N_{a\gamma}$ مع $\emptyset'$ و θ ($n = 0.2$)

(Based on Prakash and Saran, 1966, and Saran and Prakash, 1968)



الشكل 33.13 : تغير $N_{a\gamma}$ مع $\emptyset'$ و θ $(n = 0)$

(Based on Prakash and Saran, 1966, and Saran and Prakash, 1968)



الشكل 34.13 : تغير λ مع $\emptyset'$,k_h و θ

(Based on Prakash and Saran, 1966, and Saran and Prakash, 1968)

المثال 13.9:

من أجل جدار استنادي مع تربة ردم خلفه لامتماسكة , $\gamma = 15.5\ kN/m^3$ ، $\emptyset' = 30°$، $\delta' = 15°$ ، $\theta = 0°$، $\alpha = 0°$ ، $H = 4\ m$ ، $k_v = 0$ ، $k_h = 0.2$. المطلوب تحديد P_{ae}. وحدد أيضاً مكان خط تأثير المحصلة P_{ae} – أي $\bar{z}$.

الحل :

من المعادلات (81.13) و (82.13) نجد أن :

$$\theta^* = \theta + \bar{\beta}$$
$$\alpha^* = \alpha + \bar{\beta}$$
$$\bar{\beta} = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.2}{1 - 0}\right) = 11.3°$$

لذلك يمكننا تحديد قيمة كلاً من :

$$\theta^* = 0 + 11.3° = 11.3°$$
$$\alpha^* = 0 + 11.3° = 11.3°$$

ومن المعادلة (85.13) نستطيع حساب القوة P_{ae}:

$$P_{ae} = [P_a(\theta^*, \alpha^*)](1 - k_v)\left(\frac{\cos^2\theta^*}{\cos^2\theta\cos^2\bar{\beta}}\right)$$
$$= [P_a(\theta^*, \alpha^*)](1 - k_v)\left[\frac{\cos^2(\theta + \bar{\beta})}{\cos\theta\cos^2\bar{\beta}}\right]$$
$$P_a(\theta^*, \alpha^*) = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

حيث K_a هي تابع ل θ^* و α^*.

بما أن $\delta'/\emptyset' = 15/30 = 0.5$، وسوف نستخدم الجدول 8.13. من أجل : $\theta^* = \alpha^* = 11.3°$، فإن قيمة $K_a \approx 0.452$. لذلك نجد :

$$P_{ae} = \tfrac{1}{2}(15.5)(4)^2(0.452)(1 - 0)\left[\frac{\cos^2(0 + 11.3)}{(\cos 0)(\cos^2 0)}\right] = \mathbf{56.05\ kN/m}$$

ملاحظة: نستطيع الحصول على نفس قيم P_{ae} باستخدام المعادلة (75.13) و K_{ae}' من الجدول 10.13 . نقوم الآن بتحديد خط تأثير المحصلة من خلال استخدام المعادلة (68.13)، فنجد :

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2$$

ومن أجل $\phi' = 30°$ و $\delta' = 15°$ ، $K_a = 0.3014$ (الجدول 18.13)، عندها سيكون لدينا :

$$P_a = \frac{1}{2}(0.3014)(15.5)(4)^2 = 37.37 \text{ kN/m}$$

لذلك وبعرفة : $\Delta P_{ae} = 56.05 - 37.37 = 18.68\, kN/m$. يمكننا ومن خلال المعادلة (92.13) تحديد مكان أثر المحصلة وهو :

$$\bar{z} = \frac{P_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0.6H)}{P_{ae}} = \frac{(37.37)\left(\frac{4}{3}\right) + (18.68)(2.4)}{56.05} = \mathbf{1.69\ m}$$

المثال 13.10 :

من أجل الجدار الاستنادي، معطى التالي:

- $H = 28$ ft
- $\theta = +10°$
- $\phi' = 20°$
- $c' = 210$ lb/ft^2
- $\gamma = 118$ lb/ft^3
- $k_h = 0.1$

حدد قيمة القوة الإيجابية P_{ae}:

الحل:

من المعادلة (48.13):

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2c'}{\gamma \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{(2)(210)}{(118)\tan\left(45 - \frac{20}{2}\right)} = 5.08 \text{ ft}$$

من المعادلة (97.13)،

$$n = \frac{z_o}{H - z_o} = \frac{5.08}{28 - 5.08} = 0.22 \approx 0.2$$

من المعادلات (100.13),(99.13),(93.13)،

$$P_{ae} = \gamma(H - z_o)^2(\lambda N_{a\gamma}) - c'(H - z_o)N_{ac}$$

ومن أجل $\theta = 10°, \emptyset' = 20°, k_h = 0.1, n \approx 0.2$،

$N_{ac} = 1.60$ (الشكل 13.31)

$N_{a\gamma} = 0.375$ (الشكل 13.32)

$\lambda = 1.17$ (الشكل 13.34)

لذلك:

$$P_{ae} = (118)(28 - 5.08)^2(1.17 \times 0.375) - (210)(28 - 5.08)(1.60)$$
$$= \mathbf{19{,}496\ lb/ft}$$

14.13 أنواع شائعة من الجدران الاستنادية في الحقل

الفقرات السابقة قدمت لنا المفاهيم النظرية لتقدير ضغط التربة الجانبي للجدران الاستنادية. عملياً، يمكن تقسيم الأنواع الشائعة للجدران الاستنادية إلى مجموعتين رئيسيتن:

1. جدران استنادية صلدة.
2. جدران ترابية مثبتة ميكانيكياً (MSE).

التالي من الفقرات، يقدم نظرة عامة وتلخيص للأنواع المختلفة للجدارن الاستنادية المنشآة في الحقل.

1.14.13 الجدران الاستنادية الصلدة

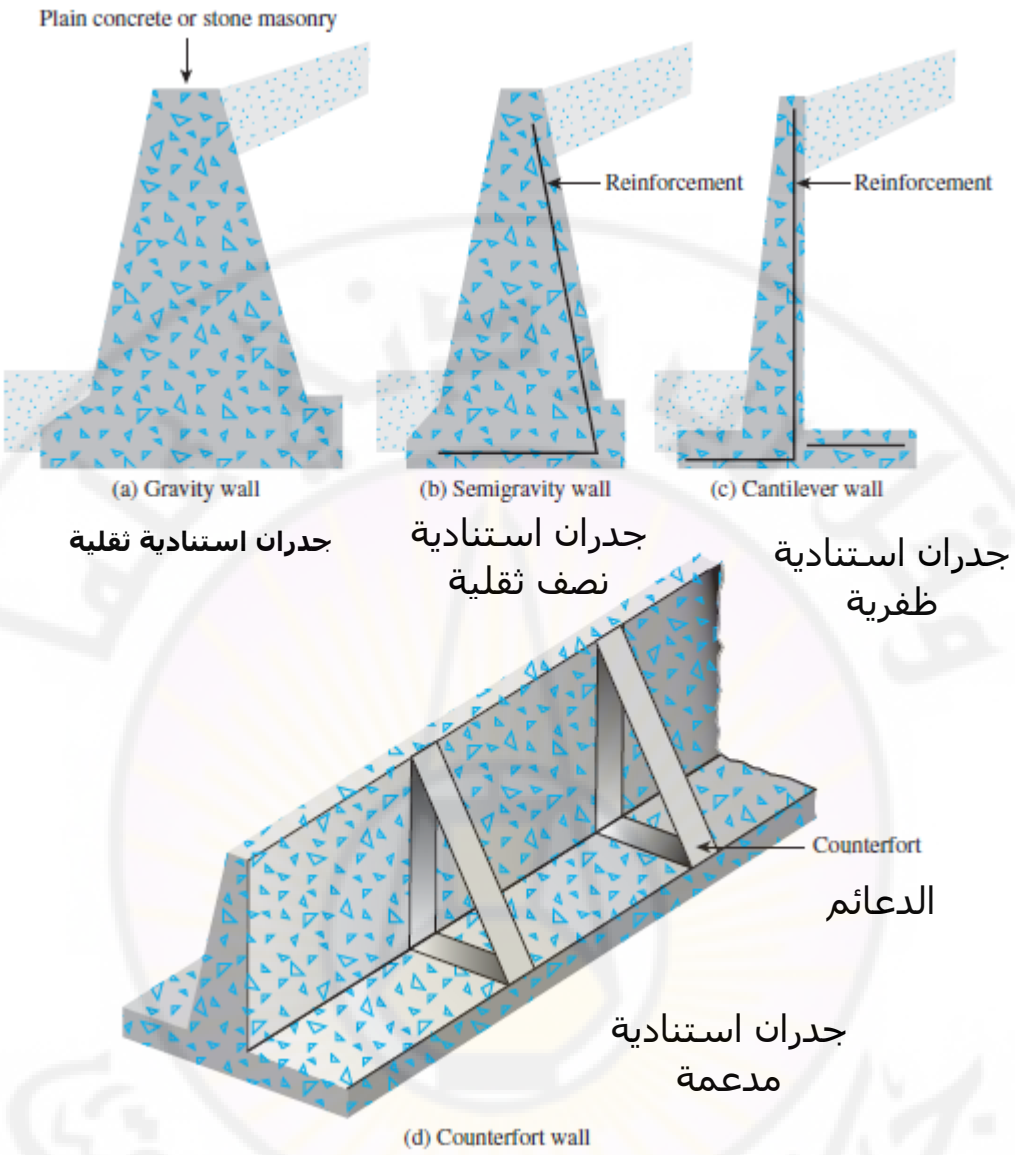
تحت هذه المجموعة، يمكن تقسيمها إلى أربع مجموعات ثانوية. وهي:

1. جدران استنادية ثقلية (Gravity retaining walls).
2. جدران استنادية نصف ثقلية (Semigravity retaining walls).
3. جدران استنادية ظفرية (Cantilever retaining walls).
4. جدران استنادية مدعمة (Counterfort retaining walls).

تنشأ الجدران الاستنادية الثقلية (الشكل a35.13) بواسطة الخرسانة العادية أو أحجار البناء. حيث تعتمد على وزنها الذاتي و أي تربة متوضعة على الجدار من أجل تأمين الاستقرار. هذا النوع من الإنشاء ليس اقتصادي من أجل الجدارن العالية.

في العديد من الحالات، كمية قليلة من التسليح يمكن استخدامها من أجل بناء الجدران الثقلية، لتقليل أبعاد مقطع الجدار. يشار لمثل هذه الجدران عموماً بالجدران نصف الثقلية. (الشكل b35.13)

الجدران الاستنادية الظفرية (الشكل c35.13) تنشأ من الخرسانة المسلحة والتي تتألف من ساق رقيقة وبلاطة قاعدة. هذا النوع من الجدارن يعتبر اقتصادي حتى ارتفاع (25 ft) 8 m.



الشكل (35.13) : أنواع الجدران الإستنادية

الجدران الاستنادية المدعمة Counterfort (الشكل d35.13) هي مشابهة للجدران الظفرية، ولكن نجد أن هناك دعامات للجدار بتباعدات منتظمة، وهي عبارة عن عناصر من البيتون رقيقة تسمى (Counterfort) والتي تتوضع على الجدار وبلاطة قاعدة الجدار معاً. الهدف من هذه العائم هو التقليل من قوى القص وعزوم الانعطاف في جسم الجدار وقاعدته.

2.14.13 الجدران الترابية المثبتة ميكانيكاً (MSE)

الجدران الترابية المثبتة ميكانيكاً تعتبر جدران مرنة، وأصبحت أكثر استخداماً في وقتنا الحاضر. المكونات الأساسية لهذه الأنواع من الجدران هي :

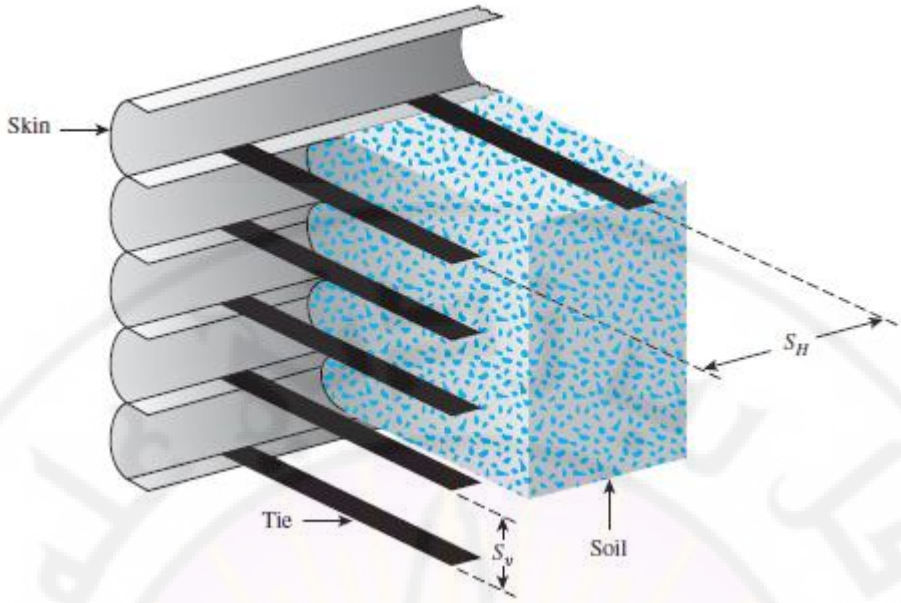
- الردم الخلفي – والذي هو تربة حبيبية.
- التسليح الموجود في الردم الخلفي.
- غطاء (أو قشرة) على الوجه الأمامي.

التسليح في هذا النوع يكون عبارة عن شرائح فولاذية مغلفة ويمكن أن يكون من الجيوغريد أو الجيوتكستايل (انظر الفصل 17 من أجل شرح الجيوغريد أو الجيوتكستايل). يوضع ضمن جسم التربة المردومة.

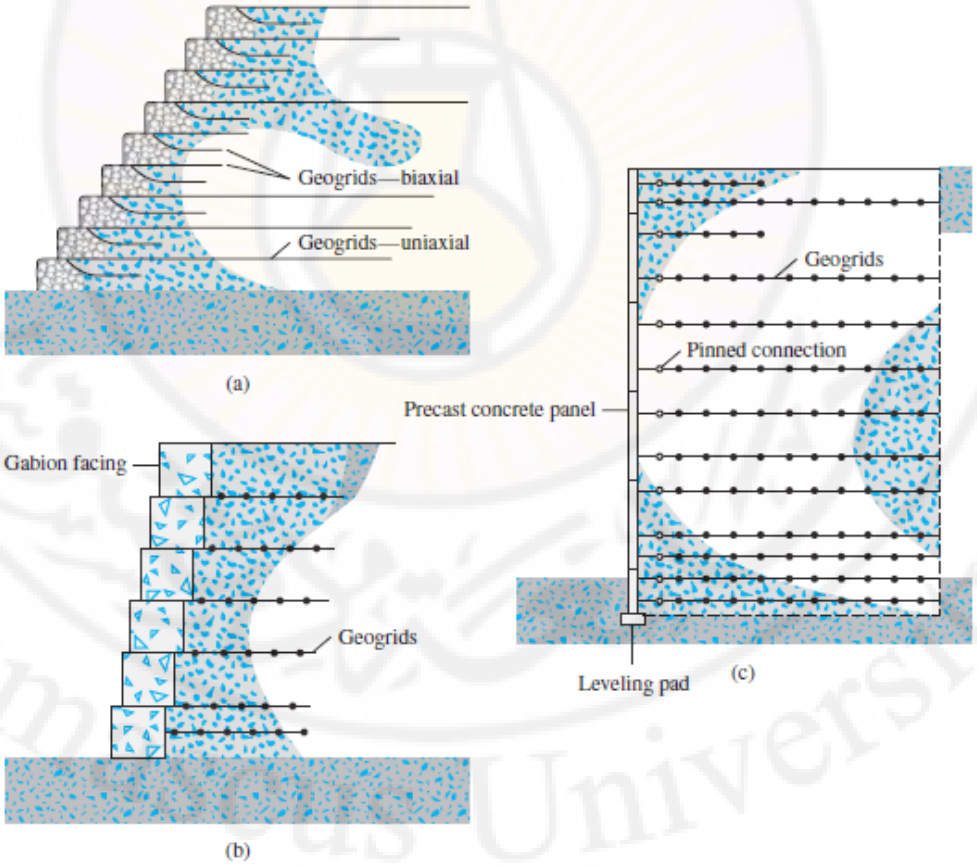
في معظم الحالات، يتم استخدام بلاطات خرسانية مسبقة الصنع كقشرة. البلاطات مخددة لتلائم الواحدة الأخرى حتى لا تخرج التربة من العقد. يمكن استخدام فولاذ مغلفن رقيق كقشرة عندما يكون التسليح شرائح معدنية. عندما يتم استخدام قشرة معدينة، يتم تثبيتها بالبراغي ويتم وضع شرائح تسليح بين القشور.

الشكل 36.13 يظهر جدار MSE مع شرائح معدنية كتسليح على طول القشرة المعدنية. الشكل 37.13 يظهر جدران MSE تقليدية مع تسليح جيوغريد ضمن التربة المردومة.

تصمم الجدران الاستنادية باستخدام نظريات مختلفة لضغط التربة المشروحة سابقاً من هذا الفصل. من أجل تصميم جدار بشكل فعلي، نشير إلى أي كتاب هندسة أساسات (كمثال Das,2007).



الشكل 36.13 : جدار MSE مع تسليح شرائح معدنية وقشرة معدنية



الشكل 37.13 : مخططات توضيحية نموذجية لجدران استنادية مع تسليح جيوغريد: (a) جدار مغلف بالجيوغريد (b) جدار مع وجه من صناديق بحصيه (c) جدار بوجه صفائح خرسانية.

15.13 ملخص وملاحظات عامة:

في هذا الفصل تمَ شرح المواضيع العامة لضغط التربة الجانبي، متضمناً التالي:

1. ضغط التربة عند الراحة.
2. ضغط التربة الإيجابي – رانكين وكولومب.
3. ضط التربة السلبي – رانكين وكولومب.
4. ضغط التربة الإيجابي، متضمناً قوى الزلازل. وهذا توسيع لنظرية كولومب.

للتصميم، من المهم معرفة أن ضغط التربة الإيجابي على الجدار الاستنادي يمكن حسابه باستخدام نظرية رانكين فقط عندما يتحرك الجدار بشكل كافي للخارج عن طريق الدوران حول قدم قاعدته أو نتيجة تحرك الجدار. في حال لم تظهر حركة كافية للجدار (أو غير مسموح لها بأن تظهر) عندها سوف يكون ضغط التربة الجانبي أكبر من ضغط رانكين الإيجابي و في بعض الأحيان ممكن أن يكون قريب من ضغط التربة عند الراحة. لذلك، عميلة الاختيار الملائمة لمعامل ضغط التربة الجانبي تعتبر حرجة بالنسبة للأمان ولفرضيات التصميم المناسب.

عملياً لافتراض قيمة لزاوية الاحتكاك الداخلية (ϕ') للتربة المردومة خلف الجدار، من أجل حساب توزع ضغط رانكين الإيجابي، وبإهمال مساهمة التماسك (c') يمكن أن نعطيه بالجدول التالي, وهي قيم عامة لتغير قيم (ϕ') المستخدمة لتصميم الجدران الاستنادية :

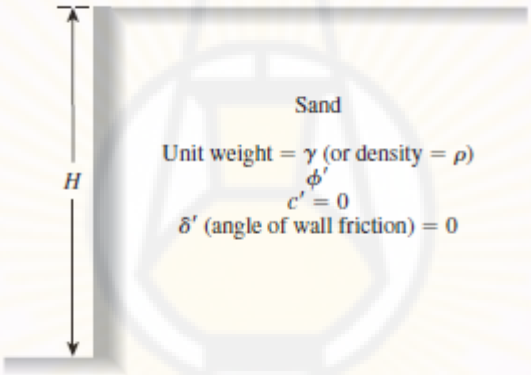
نوع التربة	زاوية الاحتكاك الداخلية للتربة (ϕ')
غضار طري	0 – 15
غضار مرصوص	20 – 30
رمل جاف وبحص	30 – 40
سيلت رملي	20 – 30

في الفقرة 8.13، رأينا أن ضغط التربة الجانبي على جدرا استنادي تزداد بشكل كبير بحالة وجود منسوب للمياه الجوفية أعلى قاعدة الجدار. معظم الجدران الاستنادية لا يتم تصميمها لتحمل كامل الضغط الهيدروستاتيكي؛ لذلك، من المهم اعتماد منشآت تصريف كافية لضمان أن تربة الردم لا تصبح مشبعة بالكامل. وهذا يمكن تحقيقه بإضافة دمَاعات بتباعدات متساوية على طول الجدار.

16.13 المسائل غير المحلولة:

1. من المسألة الأولى وحتى الرابعة وبحسب الشكل 38.13 الذي يبين لنا جدار استنادي ممنوع من الانزياح. من أجل كل مسألة، المطلوب تحديد قيمة ضغط التربة الجانبي نسبة لواحدة الطول للجدار. أيضاً حدد مكان المحصلة $\bar{z}$، مقاسة من أسفل الجدار.

المسألة	H (m)	درجة (ϕ')	γ	OCR
1.13	7 m	38	17 kN/m^3	2.5
2.13	15 ft	32	110 lb/ft^3	2
3.13	6 m	35	18 kN/m^3	2
4.13	20 ft	30	105 lb/ft^3	1



الشكل (13.38)

2. من المسألة الخامسة وحتى المسألة الثامنة افترض أن الجدار الاستنادي المبين في الشكل 38.13 هو عديم الاحتكاك. ومن أجل كل مسألة، حدد قوة رانكين الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار، حدد تغير ضغط التربة الإيجابي مع العمق و مكان المحصلة.

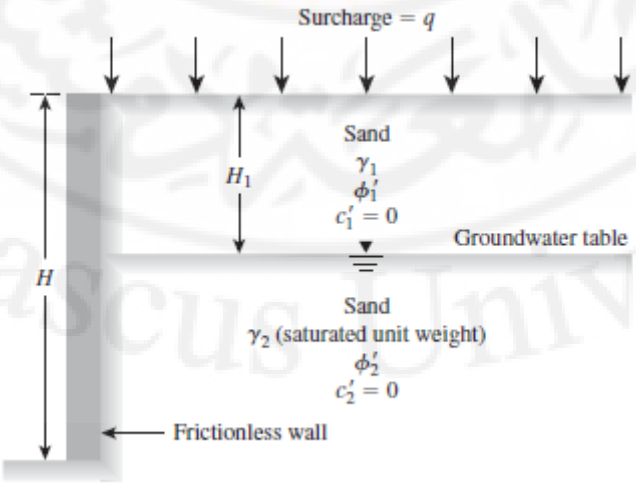
المسألة	H (m)	درجة (ϕ')	γ
5.13	15 ft	30	105 lb/ft^3
6.13	18ft	32	100 lb/ft^3
7.13	4 m	36	18 kN/m^3
8.13	5 m	40	17 kN/m^3

3. من المسألة التاسعة وحتى المسألة الثانية عشر، افترض أن الجدار الاستنادي المبين في الشكل 38.13 هو عديم الاحتكاك. ومن أجل كل مسألة، حدد قوة رانكين السلبية نسبة لواحدة الطول للجدار، وحدد أيضاً تغير ضغط التربة الإيجابي مع العمق و مكان تطبيق المحصلة.

المسألة	H (m)	درجة (ϕ')	γ
9.13	8 ft	34	110 lb/ft^3
10.13	10ft	36	105 lb/ft^3
11.13	5 m	35	18 kN/m^3
12.13	4 m	30	15 kN/m^3

4. من المسألة الثالثة عشر وحتى المسألة الخامسة عشر، لنفترض لدينا الجدار الاستنادي المبين في الشكل 39.13. ومن أجل كل مسألة، حدد قوة رانكين الإيجابية P_a نسبة لواحدة الطول للجدار، و مكان تطبيق المحصلة.

المسألة	H (m)	H_1 (m)	γ_1	γ_2	$(\phi 1')$ درجة	$(\phi 2')$ درجة	q
13.13	8 ft	5 ft	105 lb/ft^3	110 lb/ft^3	34	34	0
14.13	10ft	6 ft	110 lb/ft^3	105 lb/ft^3	36	36	300 lb/ft^2
15.13	5 m	3 m	15.5 kN/m^3	18 kN/m^3	35	35	15 kN/m^2



الشكل (39.13)

16.13 بالإشارة للجدار الاستنادي المبين في الشكل 10.13. معطى :

$$H = 5m, \theta = 10°, \alpha = 15°.$$

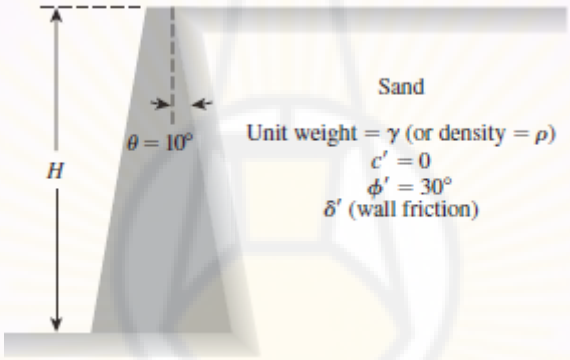
ومن أجل ردم تربة حبيبية : $\phi' = 35°, \gamma = 15\ kN/m^3$.

1. حدد قيمة ضغط التربة الإيجابي، $\sigma_a{}'$ عند أسفل الجدار. أيضاً، حدد اتجاه تطبيق $\sigma_a{}'$.
2. حدد P_a بالمتر الطولي للجدار واتجاهها ومكانها.

17.13 بالإشارة للجدار الاستنادي الظاهر في الشكل 40.13. معطى :

$$H = 4m, \text{ ، } \delta' = 0°, 16.5\ kN/m^3. \ \gamma = 16.5\ kN/m^3.$$

المطلوب : تحديد قيمة القوة السلبية نسبة لواحدة الطول للجدار، وموقعها واتجاه خط التأثير.



الشكل (40.13)

18.13 من أجل الجدار الاستنادي المشروح في المسألة 13.13، حدد قوة رانكين السلبية نسبة لواحدة الطول للجدار وموقع المحصلة.

19.13 جدار استنادي ارتفاعه 15 ft مع وجه خلفي شاقولي يحجز تربة غضارية ناعمة مشبعة متجانسة. الوزن الحجمي المشبع للغضار هو $122\ lb/ft^3$. التجارب المخبرية اظهرت أن مقاومة القص الغير مصرفة c_u، للغضار مساوية إلى $350\ lb/ft^2$. والمطلوب :

a. أوجد الحسابات الضرورية وارسم تغير ضغط رانكين الإيجابي على الجدار مع العمق.
b. أوجد العمق الذي ممكن أن يظهر لعنده شق الشد.
c. حدد القوة الكلية الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار قبل ظهور شق الشد.

d. حدد القوة الكلية الإيجابية نسبة لواحدة الطول للجدار بعد ظهور شق الشد. أيضاً، أوجد مكان المحصلة.

20.13 أعد حل المسألة 19.13 بافتراض أن الردم متعرض لحمولة $200\ lb/ft^2$.

21.13 جدار استنادي ارتفاعه 5 m مع وجه شاقولي له تربة ردم $c' - \emptyset'$. من أجل الردم الخلفي : $\gamma = 19\frac{kN}{m^3}, c' = 26\ kN/m^2$ و $\emptyset' = 16°$. اعتبر شق الشد موجود، حدد القوة الإيجابية P_a ، على الجدار من أجل حالة رانكين الإيجابية.

22.13 اعتبر جدار استنادي عديم الاحتكاك ارتفاعه 5 m له وجه خلفي شاقولي وردم مائل. ميل الردم مع الأفق $\alpha = 10°$. من أجل الردم. معطى :

$$\gamma = 18\ kN/m^3 \text{ ،} \emptyset' = 25° \text{ و } c' = 5\ kN/m^3.$$

حدد قوة رانكين الإيجابية P_a نسبة لواحدة الطول على الجدار بعد ظهور شق الشد.

23.13 باعتبار جدار استنادي ظاهر في الشكل 40.13. ارتفاع الجدار 5 m، و الوزن الحجمي للردم الخلفي الرملي $18\ kN/m^3$. استخدم معادلة كولومب، احسب القوة الإيجابية P_a، على الجدار من أجل القيم التالية لزاوية الاحتكاك للجدار.

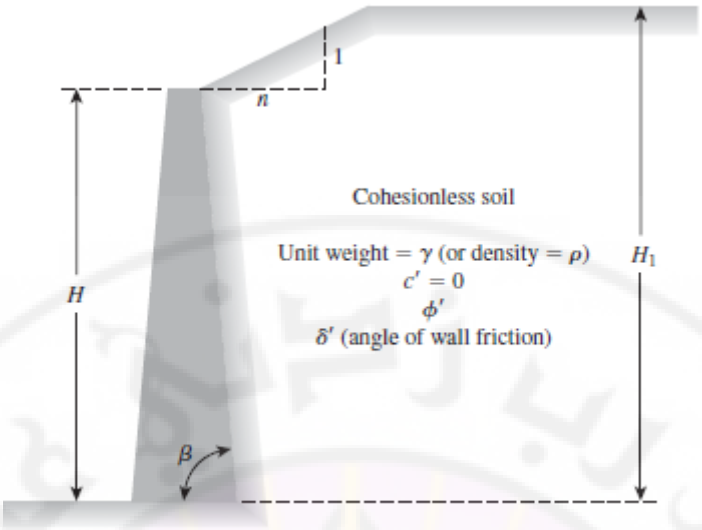
a. $\delta' = 15°$
b. $\delta' = 20°$

علق على اتجاه ومكان المحصلة.

24.13 بالإشارة للشكل 41.13. حدد قوة كولومب الإيجابية، P_a، نسبة لواحدة الطول للجدار من الحالات التالية:

a. $H = 15$ ft, $\beta = 85°$, $n = 1$, $H_1 = 20$ ft, $\gamma = 128$ lb/ft^3, $\phi' = 38°$, $\delta' = 20°$
b. $H = 5.5$ m, $\beta = 80°$, $n = 1$, $H_1 = 6.5$ m, $\rho = 1680$ kg/m^3, $\phi' = 30°$, $\delta' = 30°$

استخدم عملية البناء التخطيطية لكولمان.



الشكل (41.13)

25.13 بالإشارة للشكل 27.13، معطى :

$$H = 4\,m, \theta = 10°, \alpha = 10°, \gamma = 15\,kN/m^3,$$

$$\phi' = 35°\,, \delta' = \frac{2}{3}\phi', k_h = 0.15, k_v = 0,$$

حدد القوة الإيجابية P_{ae}، نسبة لواحدة الطول للجدار الاستنادي.

26.13 بالإشارة للشكل 30.13 معطى :

$$H = 6\,m\,, \theta = 10°, \phi = 15°, c' = 20\,\frac{kN}{m^2}, \gamma = 19\,\frac{kN}{m^3}, k_h = 0.15\,.$$

استخدم النظرية المشروحة في الفقرة 13.13 ، حدد P_{ae} . افترض أن عمق شق الشد مساوي الصفر.

17.13 المراجع

1. CHU, S. C. (1991). “Rankine Analysis of Active and Passive Pressures on Dry Sand,” Soils and Foundations, Vol. 31, No. 4, 115–120.
2. COULOMB, C. A. (1776). “Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis a quelques Problèmes de Statique, relatifs a l’Architecture,” Mem. Roy. des Sciences, Paris, Vol. 3, 38.
3. CULMANN, C. (1875). Die graphische Statik, Meyer and Zeller, Zurich.
4. JAKY, J. (1944). “The Coefficient of Earth Pressure at Rest,” Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Vol. 7, 355–358.
5. MASSARSCH, K. R. (1979). “Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay,” Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England, Vol. 2, 245–250.
6. MAYNE, P. W., and KULHAWY, F. H. (1982). “Ko—OCR Relationships in Soil,” Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 108, No. 6, 851–872.
7. MAZINDRANI, Z. H., and GANJALI, M. H. (1997). “Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 2, 110–112.

8. OKABE, S. (1926). "General Theory of Earth Pressure," Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Vol. 12, No. 1.

9. PRAKASH, S., and SARAN, S. (1966). "Static and Dynamic Earth Pressure Behind Retaining Walls," Proceedings, 3rd Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, Vol. 1, 277–288.

10. RANKINE, W. M. J. (1857). "On Stability on Loose Earth," Philosophic Transactions of Royal Society, London, Part I, 9–27.

11. SARAN, S., and PRAKASH, S. (1968). "Dimensionless Parameters for Static and Dynamic Earth Pressure for Retaining Walls," Indian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 3, 295–310.

12. 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, 103–147.

13. SHERIF, M. A., FANG, Y. S., and SHERIF, R. I. (1984). "KA and KO Behind Rotating and Non- Yielding Walls," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. GT1, 41–56.

16 قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية

يسمى الجزء الأسفل لمنشآة والذي يستند على التربة بالأساسات. وظيفة هذا الجزء القيام بنقل حمل المنشآة إلى التربة المتوضعة عليها. الأساسات المصممة بشكل مناسب تقوم بنقل الحمل إلى التربة من دون أن تسبب أي زيادة للإجهادات فيها. إن أي زيادة في الإجهادات ضمن التربة ممكن أن تؤدي إلى زيادة الهبوط أو انهيار قص في التربة، وكلاهما يسببا ضرر في المنشآة. لذلك، يجب على مهندسي الجيوتكنيك والإنشائي والذين يصمموا الأساسات تقدير قدرة تحمل الترب.

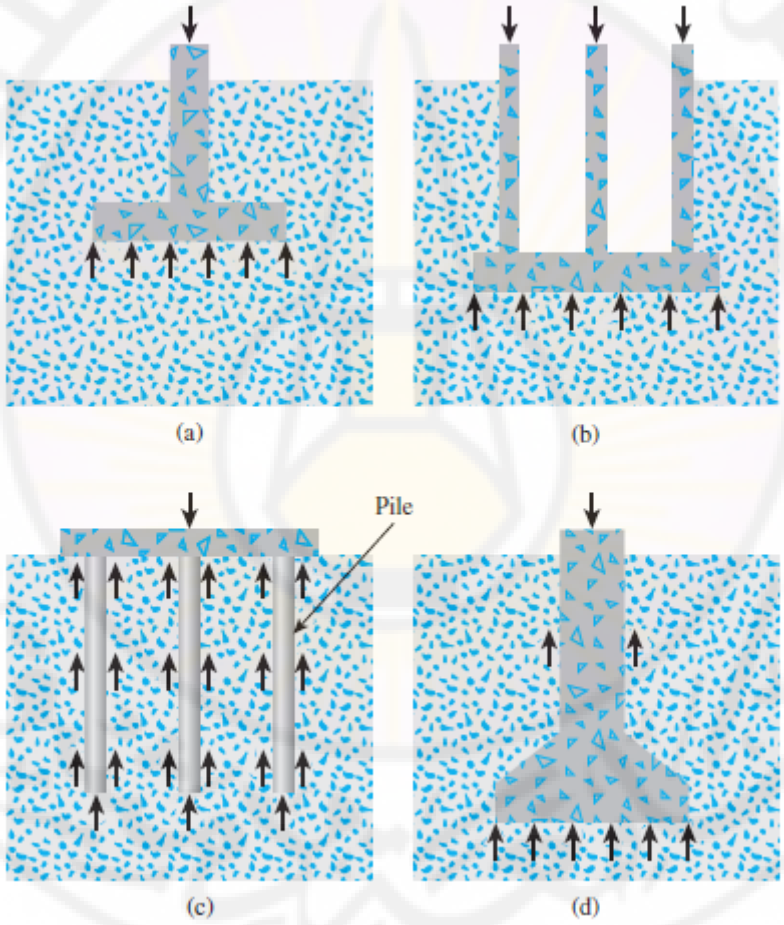
بناءً على المنشآة والتربة الموجودة، يمكن استخدام أنواع مختلفة من الأساسات. الشكل 1.16 يظهر أكثر الأنواع الشائعة من الأساسات. فمثلاً **الأساس المنفرد** هو ببساطة توسيع للجدار المحمل أو العمود بحيث من الممكن نشر حمل المنشآة على مسافة كبيرة من التربة. ولكن وعندما يمتلك اللتربة قدرة تحمل قليلة، فإن أبعاد الاساسات المنفردة المطلوبة تكون كبيرة وغير عملية. في هذه الحالة، من الاقتصادي أن يتم إنشاء كامل المنشآ على وسادة بيتونية. وهذا ما يسمى **بالأساس الحصيرة.**

أما **أساسات الأوتاد أو الركائز المحفورة** تستخدم بحالة المنشآت الثقيلة عندما يكون العمق المطلوب لسند المنشآة كبير. **الأوتاد هي** عناصر إنشائية تصنع من الخشب، البيتون، أو الفولاذ وهي تنقل حمل المنشأة العلوية إلى الطبقات السفلية للتربة. وبناءً على كيفية نقل الحمولة إلى التربة السفلية، يمكن تقسيم ألية عمل الأوتاد إلى مجموعتين: أوتاد احتكاك وأوتاد ارتكاز. في حالة أوتاد الاحتكاك، فإنه يتم مقاومة حمل المنشآة العلوية بواسطة الإجهادات القاصة المتولدة على طول سطح الوتد. في حالة وتد الارتكاز، فإن الحمل المنقول للوتد يتم نقله عند قاعدته إلى الطبقة القاسية.

في حالة الركائز المحفورة، يتم حفر الركيزة في التربة السفلية وثم يتم ملئها بالبيتون. يمكن استخدام قميص معدني عند حفر الركيزة. حيث ممكن ترك القميص في مكانه أو يسحب خلال صب البيتون. عموماً، قطر الركيزة المحفورة أكبر بكثير من الوتد. الاختلاف

بين الأوتاد والركائز المحفورة يصبح غير واضح عند تقريباً قطر (3 ft) 1 m، وتكون التعاريف والمصطلحات غير صحيحة.

الأساسات المنفردة والأساسات الحصائرية عموماً يشار لها بالأساسات السطحية، بينما **تصنف الأوتاد والركائز المحفورة بالاساسات العميقة**. وبشكل عام، تصنف الاساسات بأنها أساسات سطحية عندما تكون نسبة عمق التأسيس إلى عرض الأساس تساوي أو أقل من 4. أما عندما تصبح هذه النسبة أكبر من 4، عندها ممكن أن يصنف الأساس بأنه أساس عميق.



الشكل 1.16 : الأنواع الشائعة من الأساسات:

(a) الأساس المنفرد، (b) الأساس الحصيرة، (c) الأساس الوتدي، (d) أساسات الركائز المحفورة.

في هذه الفصل، سوف نناقش قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية. كما ذكر سابقاً، لكي يعمل الأساس بشكل مناسب، ونعني بذلك :

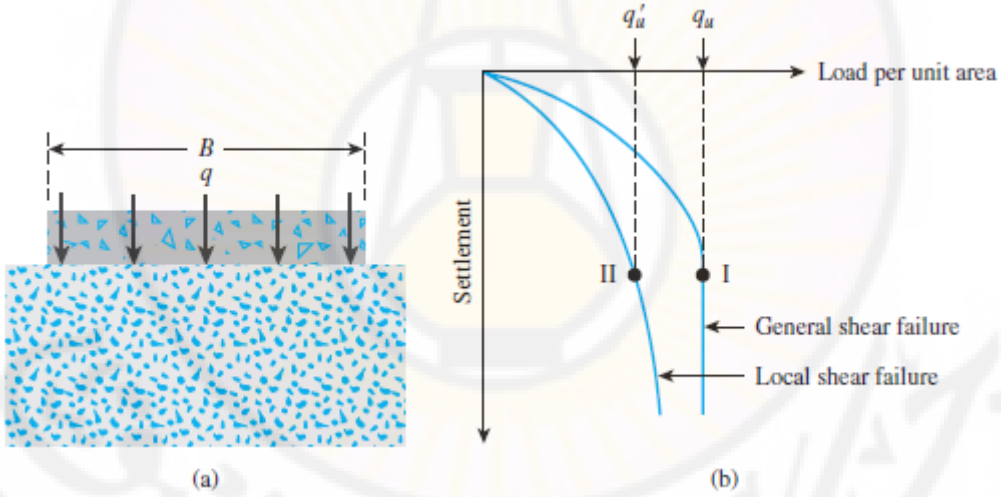
(1) يجب أن يبقى الهبوط في التربة نتيجة الحمل المطبق ضمن الحدود المسموحة.

(2) يجب ألا يظهر انهيار القص في التربة الساندة للأساسات.

الانضغاط في التربة – الانضغاطية ونظرية المرونة – تم شرحها في الفصل 10. هذا الفصل يقدم قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية بناءً على معيار انهيار القص للتربة.

16.1 قدرة تحمل التربة الحدية للأساسات السطحية

لفهم مبدأ قدرة تحمل التربة الحدية ونموذج انهيار القص في التربة، لنعتبر حالة أساس مستطيل طويل بعرض B متوضع على سطح طبقة رملية كثيفة (أو تربة قاسية) كما هو مبين في الشكل a2.16. عندما يتم تطبيق حمل موزع منتظم q لواحدة المساحة على الأساس، فسوف يحدث هبوط ضمن جسم التربة. وفي مع ازداد قيمة الحمل المنتظم الموزع (q) ، فإن الهبوط سوف يزداد تدريجياً. وعند وصول قيمة الحمولة الموزعة بإنتظام إلى قيمة $q = q_u$ (الشكل b2.16)، هنا سيحدث انهيار في قدرة تحمل التربة؛ وسوف يخضع الأساس إلى هبوط كبير من دون أي زيادة في قيمة الحمولة q.

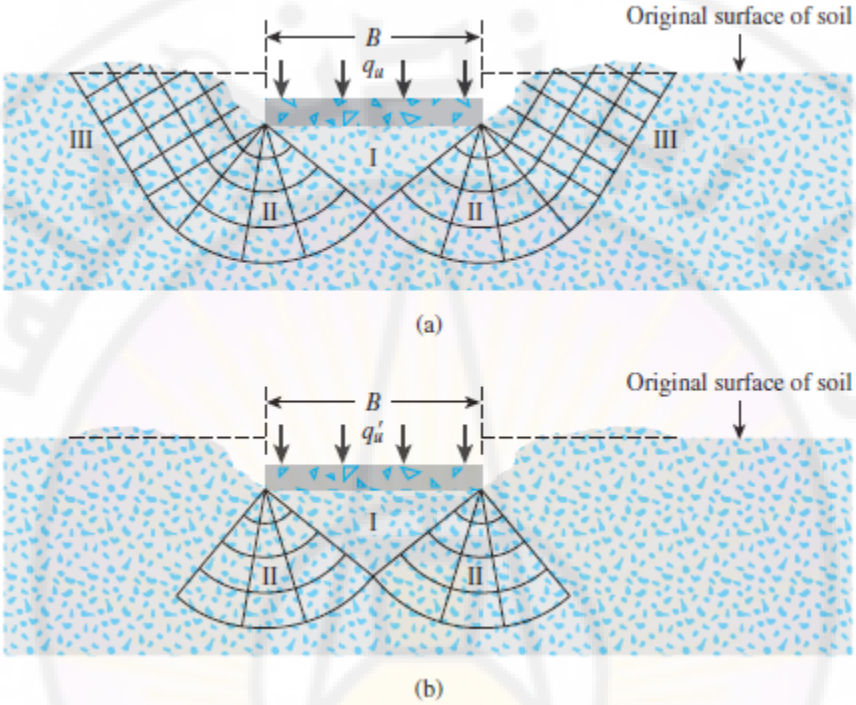


الشكل 2.16 : قدرة تحمل التربة الحدية للأساسات السطحية:

(a) نوع الأساس؛ (b) علاقة الهبوط – الحمل.

وسوف تنتفخ التربة من جانب واحد أو من الجانبين، وسوف يصل سطح الانزلاق إلى سطح الأرض. إن العلاقة التي تربط تغير الهبوط مع تغير قيمة الحمل هي ممثلة بالمنحني I الظاهر في الشكل b2.16. في هذه الحالة، نعرف القيمة q_u بقدرة تحمل التربة الحدية. إن آلية الإنهيار لقدرة تحمل التربة المشروحة سابقاً نسميها **بانهيار القص العام** ويمكن تفسيره بالإشارة للشكل 3.16a.

في هذا الشكل، نلاحظ وعندما يهبط الأساس تحت الحمل المطبق، يتم دفع المنطقة المشار إليها بالمنطقة (I) نحو الأسفل وهي عبارة عن موشور مثلثي الشكل يتشكل ضمن جسم التربة مباشرة تحت الأساس.



الشكل 3.16 : أنواع انهيار قدرة تحمل التربة:

(a) انهيار قص عام للتربة؛ (b) انهيار قص محلي للتربة

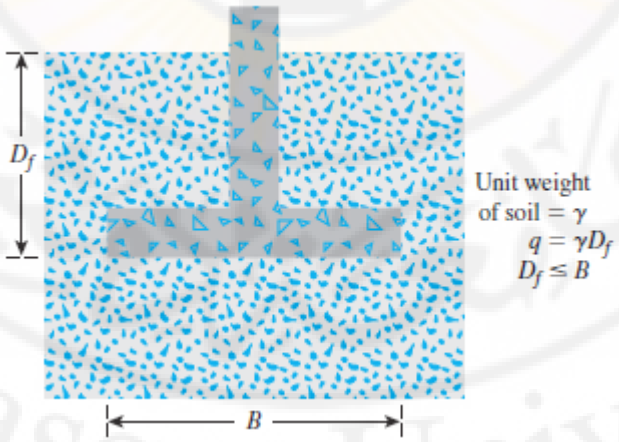
وفي المقابل، سوف يتم ضغط المناطق المشار إليهما بالمناطق (II و III) جانباً ثم نحو الأعلى. وعند الوصول إلى قيمة الضغط الحدي q_u فإن التربة سوف تمر بحالة التوازن اللدن **ويحصل الانهيار عند طريق الانزلاق.**

في حال تمّ إجراء التجربة السابقة لأساس مستند على تربة رملية مخلخلة إلى كثيفة، فإن العلاقة التي تمثل تغير قيم الهبوط مع تغير قيم الحمل ستكون ممثلة بالمنحني II المبين في الشكل 2.16b. بعد قيمة معينة للحمولة $q = q_u'$، فإن علاقة تغير قيم الهبوط مع تغير قيمة الحمل سوف تصبح خط مستقيم شديد الميل. في هذه الحالة، تعرف القيمة q_u' بقدرة تحمل التربة الحدية. هذا النوع من الانهيار يشاره له **بانهيار القص المحلي** وهو مبين في الشكل b3.16. هنا نلاحظ أن منطقة الموشور المثلثي الشكل (المشار إليه بالمنطقة I) أسفل الأساس سوف تتحرك للأسفل، لكن خلافاً لانهيار القص العام فإن سطح الانهيار لن يصل إلى سطح الأرض وينتهي تقريباً داخل التربة.

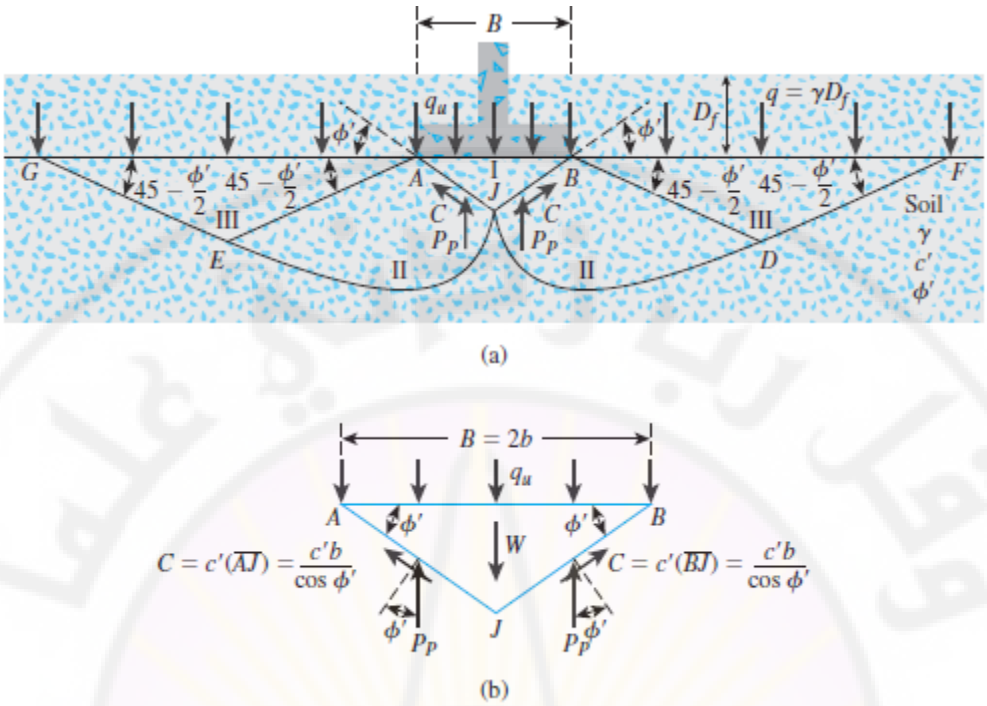
2.16 معادلة ترزاكي لقدرة تحمل التربة

في العام 1921، نشر Prandtl نتائج دراسته لاختراق أجسام قاسية (مثل ضربات معدن) خلال مادة أكثر طراوة. وسع السيد ترزاكي (1943) Terzaghi نظرية الانهيار اللدنة للسيد Prandtl من أجل تقدير قدرة تحمل الترب للأساسات السطحية الشريطية. ولاعتبارات عملية، يمكن أن يسمى أساس جدار طويل (نسبة الطول إلى العرض تقريباً أكبر من 5) بأساس شريطي. بناءً على أبحاث ترزاكي، يمكن تعريف الأساس بأنه سطحي في حال كان عمق التأسيس D_f أقل أو يساوي العرض B (الشكل 4.16). وافترض أيضاً، أنه من أجل حسابات قدرة تحمل التربة الحدية، فإن وزن التربة أعلى قاعدة الأساس يمكن أن تستبدل بحمل منتظم قيمته تساوي الحد : $q = \gamma . D_f$.

إن آلية الانهيار المفترضة من قبل ترزاكي لتحديد قدرة تحمل التربة الحدية (انهيار قص عام) من أجل أساس شريطي خشن متوضع عند عمق D_f مقاس من سطح الأرض، مبينة في الشكل a5.16. إن موشور التربة ABJ (المنطقة I) هي منطقة مرنة. وكلا من AJ و BJ يشكل زاوية ϕ' مع الأفق. أما المناطق المشار إليها II (AEJ و BJD) هي بحسب ترزاكي مناطق القص القطرية، والمناطق المشار إليها III هي مناطق رانكين السلبية. أما المنحنيات JD و JE هي أقواس من حلزون لوغاريتمي، و DF و EG هي خطوط مستقيمة.



الشكل 4.16 : أساس سطحي شريطي



الشكل 5.16 : تحليل ترزاكي لقدرة تحمل التربة

AE, BD, EG, DF تصنع زوايا $45 - \phi/2$ درجة مع الأفق. معادلة أقواس الحلزونات اللوغاريتمية JD و JE ممكن إعطاءها كالتالي:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi'}$$

في حال تم تطبيق الحمل q_u لواحدة المساحة على أساس وحصل انهيار قص عام، فإن P_p ستكون قوة مؤثرة على كل جانبي موشور التربة ABJ. من السهل تصور هذا المفهوم في حال تخلينا أن AJ و BJ هما جدارين يدفعان مناطق التربة AJEG و BJDF، على التوالي، لحين التسبب بالإنهيار. P_p يجب أن تميل بزاوية δ' (والتي هي زاوية احتكاك الجدار مع التربة) للعمود المرسوم على أوجه الموشور (والذين هما AJ و BJ). في هذه الحالة، يجب أن تساوي δ' زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة ϕ'. ولأن AJ و BJ يميلان بزاوية ϕ' عن الأفق، وعليه فإن اتجاه P_p يجب ان يكون شاقولي.

لنعتبر الآن مخطط الجسم الطليق للموشور ABJ كما هو مبين في الشكل b5.16. وباعتبار واحدة الطول للأساس. سيكون لدنيا، ومن أجل تحقيق التوازن العلاقة التالية :

$$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C \sin \emptyset' + 2P_P \qquad (1.16)$$

حيث :

W = وزن موشور التربة ABJ = $\gamma b^2 \tan\phi'$.

C = قوى التماسك المؤثرة على طول كل وجه، AJ و BJ، والتي هي مساوية لواحدة التماسك مضروبة بطول كل وجه = $c'b/(\cos\phi')$.

لذلك سيكون لدينا :

$$2.\mathrm{b}.q_u = 2.P_P + 2.bc\phi'.\gamma.b^2\tan\phi' \qquad (2.16)$$

أو:

$$q_u = \frac{P_P}{b} + c'\tan\phi' - \frac{\gamma b}{2}\tan\phi' \qquad (3.16)$$

الضغط السلبي المبين في المعادلة (16.2) هو مجموع مساهمة وزن التربة γ، التماسك c' والحمل المطبق q ويمكن التعبير عنه بالعلاقة:

$$P_P = \frac{1}{2}\gamma(b\tan\phi')^2K_\gamma + c'(b\tan\phi')K_c + \mathrm{q}(b\tan\phi')K_q \qquad (4.16)$$

حيث $\mathrm{K_\gamma, K_c, K_q}$ هي معاملات ضغط التربة والتي هي تابعة لزاوية الاحتكاك الداخلية للتربة ϕ'.

بدمج المعادلات (3.16) و (4.16)، نجد أن:

$$q_u = C`N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

حيث :

$$N_c = \tan\phi'\,(K_c + 1) \qquad (5.16)$$

$$N_q = K_q\tan\phi' \qquad (6.16)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\tan\emptyset'\left(K_\gamma\tan\phi' - 1\right) \qquad (7.16)$$

إن الرموز $\mathrm{N_c, N_q, N_\gamma}$ هي على التوالي، مساهمة كلاً من التماسك، الحمل الخارجي والوزن الحجمي للتربة في تحديد قدرة تحمل التربة الحدية.

ولكن وجدنا أن تقدير قيم $\mathrm{K_c, K_q, K_\gamma}$ صعب وممل. ولهذا السبب، استخدم ترزاكي نظرية تقريبية لتحديد قدرة تحمل التربة الحدية $\mathrm{q_u}$. مبادئ هذا التقريب هي كالتالي:

1. في حال $c' = 0$ و الحمل الخارجي $(q) = 0$ (والتي هي $D_f = 0$)، عندها:

$$q_u = q_\gamma = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad (8.16)$$

2. في حال كان $\gamma = 0$ (أي، التربة معدومة الوزن) و $q = 0$، لذلك:

$$q_u = q_c = c' N_c \qquad (9.16)$$

3. في حال كان $\gamma = 0$ (التربة معدومة الوزن) و $c' = 0$، بالتالي:

$$q_u = q_q = q N_q \qquad (10.16)$$

وباستخدام نظرية التراكب، ومع اعتبار تأثير الوزن الحجمي للتربة، وتماسك التربة والحمل الخارجي نحصل على :

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad (11.16)$$

المعادلة (11.16) يشار لها بمعادلة ترزاكي لحساب قدرة تحمل التربة. الرموز N_c, N_q, N_γ تسمى بمعاملات قدرة تحمل التربة وهي تابعة لزاوية الاحتكاك الداخلية للتربة. قيم هذه المعاملات معطاة في الجدول 1.16.

ومن أجل أساسات مربعة ودائرية، اقترح ترزاكي المعادلة التالية لقدرة تحمل التربة الحدية:

للأساس المربع:

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \qquad (12.16)$$

وللأساس الدائري:

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \qquad (13.16)$$

حيث B = قطر الأساس

أعطى Krizek (1965) ، التقريب التالي لقيم N_c, N_q, N_γ مع فارق أعظمي بمقدار 15%.

$$N_c = \frac{228 + 4.3\phi'}{40 - \phi'} \qquad (14.16)$$

$$N_q = \frac{40 + 5\phi'}{40 - \phi'} \qquad (15.16)$$

$$N_\gamma = \frac{6\phi'}{40 - \phi'} \qquad (16.16)$$

الجدول (1.16) : معاملات ترزاكي لتحديد قدرة تحمل التربة

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
16	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

[a] N_γ values from Kumbhojkar (1993)

حيث ϕ' = زاوية الاحتكاك الداخلية للتربة، بالدرجات. المعادلات (14.16) حتى (16.16) هي صالحة من أجل $\phi' = 0°$ إلى $\phi' = 35°$.

المعادلة (11.16) تم اشتقاقها بناءً على افتراض أن انهيار قدرة تحمل التربة يحصل نتيجة انهيار القص العام. أما في حالة حدوث آلية انهيار القص المحلي، يمكننا افتراض أن :

$$\bar{c}' = \frac{2}{3}c' \qquad (17.16)$$

و:

$$\tan \bar{\phi}' = \frac{2}{3}\tan \phi' \qquad (18.16)$$

وهنا تصبح قدرة تحمل التربة الحدية لأساس شريطي تعطى بالعلاقة :

$$q'_u = \bar{c}'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \qquad (19.16)$$

إن معاملات قدرة تحمل التربة المعدلة $N'_c, N'_q, N_\gamma{}'$ تم حسابها باستخدام نفس المعادلة العامة كما من أجل N_c, N_q, N_γ، لكن بتعويض $\bar{\phi}' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi')$. ومن أجل قيم ϕ' فإن قيم معاملات قدرة تحمل التربة المعدلة من أجل انهيار القص العام معطاة في الجدول 2.16.

الجدول (2.16) : معاملات قدرة تحمل التربة المعدلة بحسب ترزاكي $N'_c, N'_q, N_\gamma{}'$

ϕ' (deg)	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ' (deg)	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	16.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	16.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
16	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.54	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

أما **قدرة تحمل التربة الحدية من أجل الأساسات المربعة والدائرية من أجل حالة انهيار القص المحلي** يمكن أن تعطى الآن بالشكل التالي [بشكل مشابه للمعادلات (16.12) و(16.13)]:

للأساس المربع:

$$q'_u = 1.3\bar{c}'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \qquad (20.16)$$

للأساس الدائري:

$$q'_u = 1.3\bar{c}'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \qquad (21.16)$$

ولكن ومع وجود تربة حاملة لمياه جوفية وبحالة عدم تصريف، عندها تصبح لدينا : $\phi = 0$ ومقاومة القص في التربة تصبح مساوي للقيمة : $\tau_f = c_u$، في هذه الحالة، فإن معاملات قدرة تحمل التربة تأخذ القيم التالية : $N_\gamma = 0$ و $N_q = 1$ و أيضاً $Nc = 5.7$. ضمن هذه الشروط، فإن المعادلات (11.16) و(12.16) و (13.16) والتي هي حالات انهيار القص العام) تأخذ الشكل التالي:

$$q_u = 5.7c_u + q \qquad (\text{للأساس الشريطي}) \qquad (16.22)$$

و :

$$q_u = (1.3)(5.7)c_u + q = 7.41c_u + q \qquad (\text{للأساس المربع و الدائري}) \qquad (16.23)$$

3.16 تأثير منسوب المياه الجوفية :

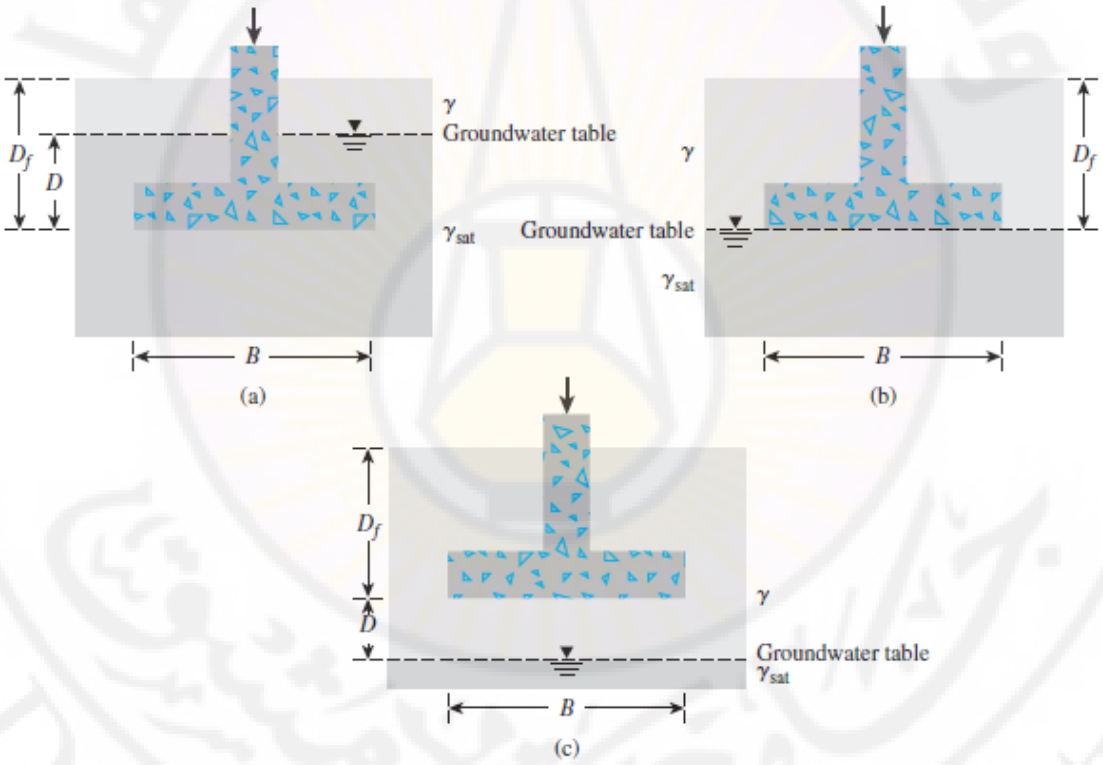
عند إيجاد معادلات قدرة تحمل التربة المعطاة في الفقرة السابقة تم فرض أن منسوب المياه الجوفية عند عمق أكبر بكثر من عرض الأساس B. على كلٍ، في حال كان منسوب المياه الجوفية قريب من الأساس، فيجب إجراء بعض التعديلات في الرموز الثانية والثالثة في المعادلات من (11.16) إلى (13.16) والمعادلات من (19.16) إلى (21.16).

ولأخذ تأثير نغير منسوب المياه الجوفيه، هناك ثلاث حالات مختلفة ممكن أن تظهر حسب توضع منسوب المياه الجوفية بالنسبة لأسفل الأساس. هذه الحالات مبينة في الشكل 6.16. كل هذه الحالات هي مشروحة تالياً.

الحالة I (الشكل a6.16) في حال كان منسوب المياه الجوفية متوضع عند مسافة D فوق أسفل الأساس، فإن قيمة q في الرمز الثاني لقدرة تحمل التربة في المعادلة يمكن حسابه بالتالي:

$$q = \gamma(D_f - D) + \gamma' D \qquad (24.16)$$

حيث $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = الوزن الحجمي الفعال للتربة. أيضاً، الوزن الحجمي للتربة γ والذي يظهر في الرمز الثالث في معادلات قدرة تحمل التربة يجب أن يستبدل بالرمز γ'.



الشكل 6.16 : تأثير موضع منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية (a) الحالة I؛ (b) الحالة II؛ (c) الحالة III

الحالة II (الشكل 16.6a) في حال تتطابق منسوب المياه الجوفية مع أسفل الأساس، فإن قيمة q سوف تكون مساوية إلى $\gamma . D_f$. على كلٍ، الوزن الحجمي للتربة γ، في الرمز الثالث لمعادلات قدرة تحمل التربة يجب أن يستبدل بالرمز γ'.

الحالة II (الشكل 16.6a) في حال كان منسوب المياه الجوفية عند عمق D أسفل الأساس، $q = \gamma . D_f$. فإن قيمة γ في المصطلح الثالث في معادلات قدرة تحمل التربة يجب أن يستبدل بالرمز γ_{av}:

$$\gamma_{aV} = \frac{1}{B}[\gamma D + \gamma'(B - D)] \quad (for\ D \le B) \qquad (25.16a)$$

$$\gamma_{aV} = \gamma \quad (for\ D > B) \qquad (25.16b)$$

4.16 عامل الأمان :

بشكل عام، يتم أخذ عامل أمان F_s بقيمة تساوي إلى 3 لقدرة تحمل التربة الحدية من أجل الحصول على قدرة تحمل التربة المسموحة. إن قيمة عامل أمان $F_S = 3$ أو أكبر لا يعد متحفظ جداً نظراً لعدم تجانس التربة وعدم تماثل خواصها في الطبيعة، وهذا ناتج من تقدير متغيرات مقاومة القص للتربة والذي يحتمل الكثير من الارتياب.

هناك تعريفين أساسين لقدرة تحمل التربة المسموحة للأساسات السطحية. وهي **قدرة تحمل التربة المسموحة الكلية، وقدرة تحمل التربة المسموحة الصافية.**

يمكن حساب **قدرة تحمل التربة المسموحة الكلية** من :

$$q_{all} = \frac{q_u}{F_s} \qquad (26.16)$$

كما تم تعريفها في المعادلة (26.16) فإن القيمة q_{all} هي الحمولة المسموح بها بالنسبة لواحدة المساحة الممكن أن تتعرض له التربة تحت الأساس لتجنب أي تغير في قدرة تحمل الانهيار. وهي تتضمن مساهمة (الشكل 7.16) :

(a) الحمل الميت والحي أعلى سطح الأرض $W_{(D+L)}$ ،

(b) الوزن الذاتي للأساسات W_F ،

(c) وزن التربة المتوضعة مباشرة أعلى الأساسW_S ، لذلك:

$$q_{all} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{W_{(D+L)} + W_F + W_S}{A} \qquad (27.16)$$

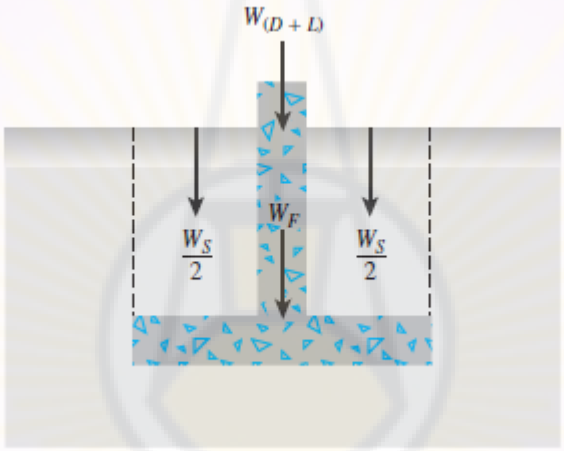
حيث A = مساحة الأساسات

إن قدرة تحمل التربة الصافية هي الحمل المسموح بالنسبة لواحدة المساحة للأساس والزائد عن الإجهاد الشاقولي الموجود عند منسوب الأساسات. الإجهاد الشاقولي الفعال عند منسوب الأساس مساوي إلى $q = \gamma . D_f$. لذلك، فإن الحمل الحدي الصافي هو :

$$q_{u(net)} = q_u - q \qquad (28.16)$$

لذلك:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{F_S} = \frac{q_u - q}{F_S} \qquad (29.16)$$



الشكل 7.16 : المساهمات لحساب قيمة قدرة تحمل التربة المسوح بها q_{all}

في حال افترضنا أن وزن التربة ووزن البيتون المصنوع منه الأساسات هو تقريباً نفسه، عندها:

$$q = \gamma D_f \cong \frac{W_S + W_F}{A}$$

لذلك ستكون قيمة قدرة تحمل التربة المسموح بها الصافية معطاه بالعلاقة :

$$q_{all(net)} = \frac{W_{(D+L)}}{A} = \frac{q_u - q}{F_S} \qquad (30.16)$$

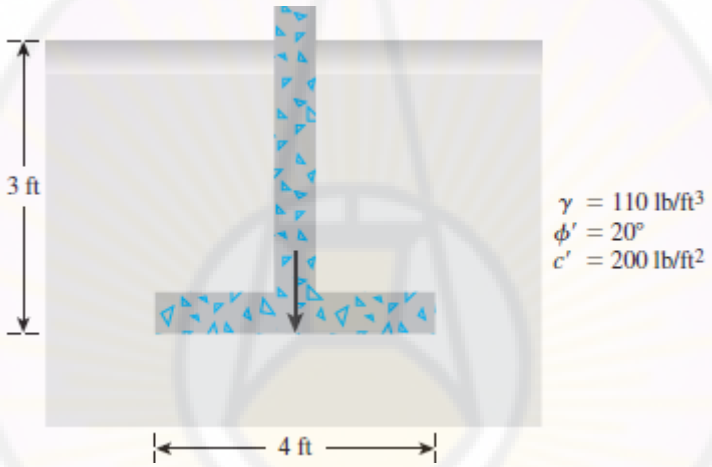
المثال 16.1:

أساس مستمر ظاهر في الشكل 16.8. باستخدام معاملات ترزاكي لقدرة تحمل التربة، حدد الحمل المسموح الكلي بالنسبة لواحدة المساحة (q_{all}) والتي ممكن أن يحملها الأساس.

معطى:

- $\gamma = 110\ lb/ft^3$
- $c' = 200\ lb/ft^2$
- $\varphi' = 20°$
- $D_f = 3\ ft$
- $B = 4\ ft$
- معامل الأمان = 3

افترض انهيار قص عام.



الشكل (8.16)

الحل :

من المعادلة (11.16):

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

من الجدول 1.16، من أجل $\phi' = 20°$.

$$N_c = 17.69 \qquad N_q = 7.44 \qquad N_\gamma = 3.64$$

أيضاً :

$$q = \gamma D_f = (110)(3) = 330\ lb/ft^2$$

لذلك:

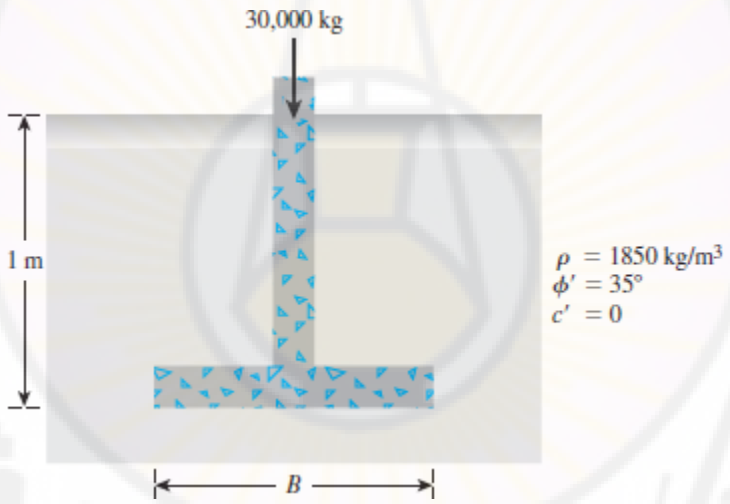
$$q_u = (200)(17.69) + (330)(7.44) + (\tfrac{1}{2})(110)(4)(3.64)$$
$$= 6794 \text{ lb/ft}^2$$

من المعادلة (26.16):

$$q_{all} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{6794}{3} \approx \mathbf{2265 \text{ lb/ft}^2}$$

المثال 16.2:

أساس مربع ظاهر في الشكل 9.16. سوف يحمل الأساس كتلة كلية بقيمة 30000 kg. باستخدام معامل أمان 3، حدد أبعاد الأساس – والذي هو البعد B.



الشكل (9.16)

الحل:

معطى أن كثافة التربة = 1850 kg/m³. لذلك:

$$\gamma = \frac{1850 \times 9.81}{1000} = 18.15 \text{kN/m}^3$$

الحمل الكلي الكامل المطلوب تطبيقه من قبل الأساس هو :

$$\frac{(30{,}000)9.81}{1000} = 294.3 \text{kN} = Q_{all}$$

من المعادلة (12.16) :

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

ومع معامل أمان 3 :

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1}{3}(1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma) \quad (a)$$

ايضاً:

$$q_{all} = \frac{Q_{all}}{B^2} = \frac{294.3}{B^2} \quad (b)$$

من المعادلات (a) و (b):

$$\frac{294.3}{B^2} = \frac{1}{3}(1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma) \quad (c)$$

من الجدول 1.16، من أجل $\phi' = 35°$، $N_c = 57.75$، $N_q = 41.44$، $N_\gamma = 45.41$.

بتعويض هذه القيم في المعادلة (c) فذلك يعطي:

$$\frac{294.3}{B^2} = \frac{1}{3}[(1.3)(0)(57.75) + (18.15 \times 1)(41.44) + 0.4(18.15)(B)(45.41)]$$

أو :

$$\frac{294.3}{B^2} = 250.7 + 109.9$$

المعادلة السابقة يمكن أن تحل الآن بواسطة التجريب والخطأ، ومنه نجد أن:

$$B \simeq \mathbf{0.95\ m}$$

5.16 معادلة قدرة تحمل التربة العامة :

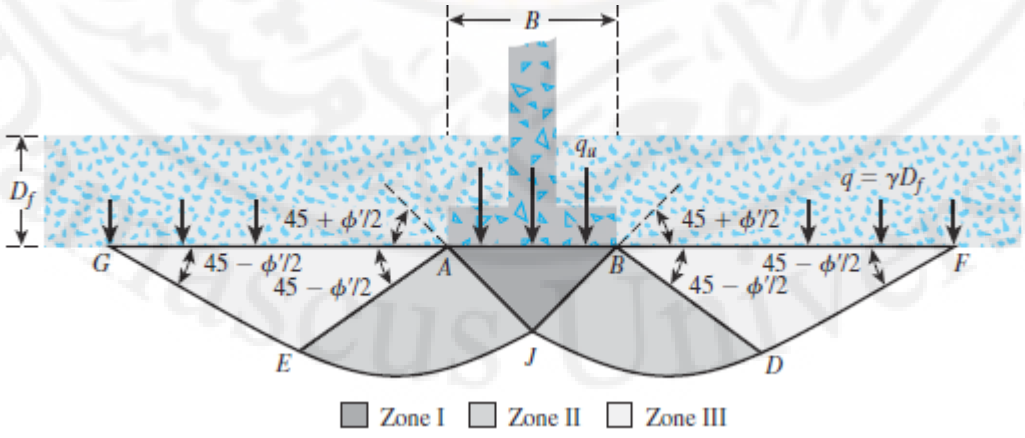
بعد إيجاد معادلة ترزاكي لقدرة تحمل التربة، عمل العديد من الباحثين في هذا المجال وإعادوا إيجاد الحل آمثال :

Meyerhof, 1951 and 1963; Lundgren and Mortensen, 1953; Balla, 1962; Vesic, 1973; and Hansen, 1970.

أظهرت هذه الحلول مختلفة أن معاملات قدرة تحمل التربة N_c, N_q لا تتغير بشكل كبير. في حين أنه ومن أجل قيمة معطاة لزاوية الاحتكاك الداخلية للتربة ϕ'، وجد أن قيم N_γ المستنتجة من التحريات المختلفة تتغير بشكل واسع. هذا التغير هو نتيجة التغير في افتراضات شكل الموشور للتربة المتوضع مباشرة أسفل الأساس كما تم شرحه في الفقرة التالية.

عند اشتقاق معادلة قدرة تحمل التربة لأساس شريطي، استخدم ترزاكي حالة أساس خشن وافترض أن الجوانب AJ و BJ لموشور التربة ABJ (انظر الشكل16.5a) تصنع زاوية ϕ' مع الأفق.

على كلٍ، أظهرت تجارب أخرى أن الجوانب AJ و BJ لموشور الانهيار تصنع زاوية مقدارها $45 + \phi'/2$ درجة (عوضاً عن ϕ) مع الأفق. هذه النوع من آلية الانهيار مبين في الشكل 10.16. في هذا الشكل، نلاحظ أن منطقة الإنهيار تتألف من منطقة رانكين الإيجابية ABJ (المنطقة I)، ومنطقتين للقص القطري (المناطق II) و منطقتي رانكين السلبية (المناطق III). المنحنيات JD و JE هي أقواس من حلزون لوغاريتمي.



الشكل 10.16 : حساب قدرة تحمل التربة – انهيار قص عام

بناءً على هذا النوع من آلية الانهيار، فإن قدرة تحمل التربة الحدية للأساس الشريطي ممكن أن تقدر وفق نظرية التراكب التقريبية المشروحة في الفقرة 2.16 بالعلاقة :

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \qquad (31.16)$$

حيث : q_c, q_q, q_γ هي مساهمة التماسك، الحمل الخارجي والوزن الحجمي للتربة على التوالي.

عبر Reissner في العام (1924) عن q_q بالعلاقة :

$$q_q = qN_q \qquad (32.16)$$

حيث :

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (33.16)$$

وأظهر Prandtl في العام (1921) أن:

$$q_c = c'N_c \qquad (34.16)$$

حيث :

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi' \quad : N_q \text{from Eq. 16.33} \qquad (35.16)$$

وعبر Meyerhof في العام (1963) عن q_γ بالعلاقة :

$$q_\gamma = \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \qquad (36.16)$$

حيث :

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right)\tan(1.4\emptyset') \quad : N_q \text{from Eq. 16.33} \qquad (37.16)$$

وبدمج المعادلات (31.16) و (32.16) و (34.16) و (36.16) ، نحصل على العلاقة:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (38.16)$$

هذه المعادلة في بنفس الشكل العام للمعطاة من قبل ترزاكي (المعادلة 11.16)، ولكن، قيم معاملات قدرة تحمل التربة ليست نفسها. إن القيم N_q, N_c, N_γ المعرفة في المعادلة (33.16) و (36.16) و (37.16)، هي معطاة في الجدول 3.16. لكن لكافة الأغراض

العملية، فإن معاملات ترزاكي لقدرة تحمل التربة سوف تعطي نتائج جيدة. التغير في معاملات قدرة تحمل التربة هو تقريباً ثانوي مقارنة مع متغيرات التربة غير المعروفة.

الجدول (3.16) تغير القيم N_q, N_c, N_γ المعرفة في المعادلة (33.16) و (36.16) و (37.16)

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0	26	22.25	11.85	8.002
1	5.38	1.09	0.002	27	23.94	13.20	9.463
2	5.63	1.20	0.010	28	25.80	14.72	11.190
3	5.90	1.31	0.023	29	27.86	16.44	13.236
4	6.19	1.43	0.042	30	30.14	18.40	15.668
5	6.49	1.57	0.070	31	32.67	20.63	18.564
6	6.81	1.72	0.106	32	35.49	23.18	22.022
7	7.16	1.88	0.152	33	38.64	26.09	26.166
8	7.53	2.06	0.209	34	42.16	29.44	31.145
9	7.92	2.25	0.280	35	46.12	33.30	37.152
10	8.35	2.47	0.367	36	50.59	37.75	44.426
11	8.80	2.71	0.471	37	55.63	42.92	53.270
12	9.28	2.97	0.596	38	61.35	48.93	64.073
13	9.81	3.26	0.744	39	67.87	55.96	77.332
14	10.37	3.59	0.921	40	75.31	64.20	93.690
15	10.98	3.94	1.129	41	83.86	73.90	113.985
16	11.63	4.34	1.375	42	93.71	85.38	139.316
17	12.34	4.77	1.664	43	105.11	99.02	171.141
18	13.10	5.26	2.009	44	118.37	115.31	211.406
19	13.93	5.80	2.403	45	133.88	134.88	262.739
20	14.83	6.40	2.871	46	152.10	158.51	328.728
21	15.82	7.07	3.421	47	173.64	187.21	414.322
22	16.88	7.82	4.066	48	199.26	222.31	526.444
23	18.05	8.66	4.824	49	229.93	265.51	674.908
24	19.32	9.60	5.716	50	266.89	319.07	873.843
25	20.72	10.66	6.765				

قدرة تحمل التربة من أجل أساس شريطي المعطاة في المعادلة 38.16 يمكن تعديلها للاستخدام العام وذلك بتضمين المعادلة العوامل التالية:

1. **معامل العمق:** لأخذ مقاومة القص الناتجة على طول سطح الانهيار للتربة أعلى قاعدة الأساس.
2. **معامل الشكل:** لتحديد قدرة تحمل التربة لأساس مستطيل ودائري.
3. **معامل الميل:** لتحديد قدرة تحمل التربة لأساس بحيث اتجاه تطبيق الحمل مائل بزاوية معينة عن الشاقول.

لذلك، تصبح معادلة قدرة تحمل التربة الحدية العامة المعدلة بالشكل التالي :

$$q_u = c'\lambda_{cs}\lambda_{cd}\lambda_{ci}N_c + q\lambda_{qs}\lambda_{qd}\lambda_{qi}N_c + \frac{1}{2}\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\lambda_{\gamma i}\gamma B N_\gamma \qquad (39.16)$$

حيث :

$\lambda_{CS}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$ = عوامل الشكل.

$\lambda_{Cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$ = عوامل العمق.

$\lambda_{Ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$ = عوامل الميل.

إن القيم التقريبية لهذه العوامل (الشكل، العمق والميل) المنصوح بها من قبل مايروف هي معطاة في الجدول 4.16.

الجدول (4.16) : عوامل (الشكل، العمق والميل على التسلسل) المنصوح بها من قبل مايروف

Shape factors

For $\phi = 0°$:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\lambda_{qs} = 1$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1$$

For $\phi' \geq 10°$:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Depth factors

For $\phi = 0°$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

For $\phi' \geq 10°$:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

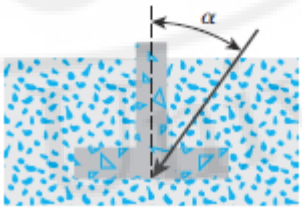
$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Inclination factors

$$\lambda_{ci} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi'^\circ}\right)^2$$



[a] B = width of footing; L = length of footing

من أجل الظروف غير المصرفة للتربة، وفي حال تعرض الأساس إلى حمل شاقولي (أي $\alpha = 0°$)، عندها:

$$\phi = 0$$
$$c = c_u$$
$$N_\gamma = 0$$
$$N_q = 1$$
$$N_c = 1$$
$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = \lambda_{\gamma i} = 1$$

لذلك، المعادلة (39.16) تتحول إلى الشكل :

$$q_u = 5.14 c_u \left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\right] + q \qquad (40.16)$$

6.16 حالة تاريخية لتقدير قدرة تحمل التربة الحدية :

العديد من الحالات الموثقة لتجارب تحميل بمقياس كبير حقلي والمتوفرة حالياً استخدمت لتحديد قدرة تحمل التربة الحدية للأساسات السطحية. واحدة من تجارب التحميل الحقلية هذه مشروح في هذه الفقرة. إن نتائج هذه التجربة تمت مقارنتها مع النظريات المقدمة في هذه الفصل.

سجل Skempton في العام (1942) تجربة تحميل حقلية لأساس كبير أبعاده : $B = 2.44\,m\,(8\,ft)$ و $L = 2.74\,m\,(9\,ft)$ مستند على تربة غضارية. هذه التجربة تم تسجيلها أيضاً من قبل Bishop and Bjerrum في العام (1960). الشكل 11.16 يظهر مخطط الأساسات ومقطع التربة.

إن تغير قيم التماسك غير المصرف (c_u) لمقطع التربة مبين في الشكل 11.16. في حين كان محتوى الرطوبة الوسطي، حد السيولة، وحد اللدونة للغضار المتوضع أسفل الأساسات هي 50 , 70 و 28% ، على التوالي.

تم تحميل الأساسات حتى الانهيار مباشرة بعد الإنشاء. وكانت قدرة تحمل التربة الصافية والتي تمّ تحديدها تجريبياً حددت بالقيمة : $(\simeq 2500\ lb/ft^2)$ $119.79\ kN/m^2$.

أما تحديد قدرة تحمل التربة الحدية الصافية نظرياً وبحسب ما تمّ تعريفه سابقاً وفق المعادلة (28.16) ستكون كالتالي :

$$q_{u(net)} = q_u - q$$

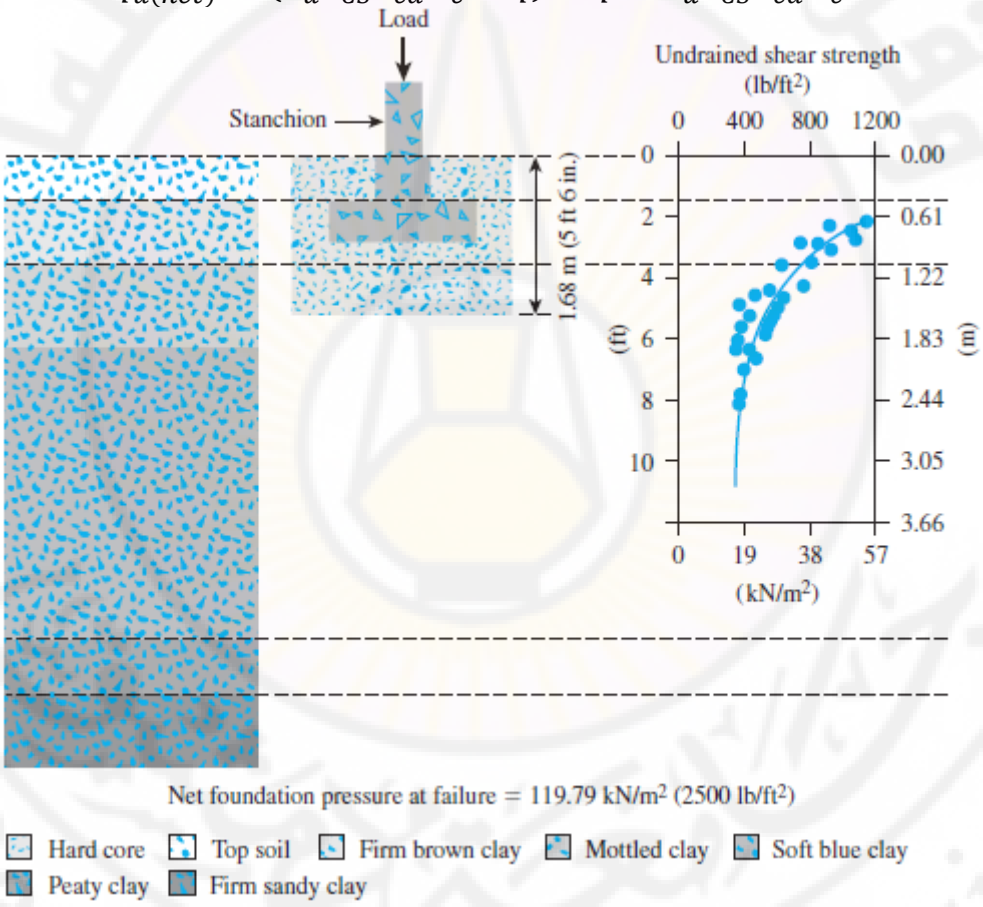
من المعادلة (39.16)، ومن أجل حالة التحميل الشاقولية و $\phi = 0°$.

(ملاحظة: $N_q = 1, N_\gamma = 0, \lambda_{qs} = 1, \lambda_{qd} = 1$) سيكون لدينا العلاقة :

$$q_u = C_u \lambda_{CS} \lambda_{cd} N_c + q$$

لذلك قدرة تحمل التربة الحدية تعطى بالعلاقة :

$$q_{u(net)} = (C_u \lambda_{CS} \lambda_{cd} N_c + q) - q = C_u \lambda_{CS} \lambda_{cd} N_c$$



الشكل 11.16 : تجربة تحميل حقلية لأساس مستند على تربة غضارية مشبعة

(***After Bishop and Bjerrum, 1960. With permission from ASCE.***)

ومن حالتنا الحقلية وبأخذ المعطيات الخاصة بالتربة :

$c_u \simeq 16.8\, kN/m^2$ $(350\, lb/ft^2)$ (انظر الشكل 11.16) و $N_c = 5.14$ (انظر الجدول 3.16). ومن الجدول 4.16 ، سيكون لدينا :

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{2.44}{2.74}\right) = 1.2$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{1.68}{2.44}\right) = 1.138$$

لذلك :

$$q_{u(\text{net})} = (16.8)(1.2)(1.138)(5.14) = 117.9\ \text{kN/m}^2$$

وعليه ولو حسبنا النسبة من بين قيمة قدرة تحمل التربة الحدية الصافية المحسوبة من العلاقات النظرية إلى قدرة تحمل التربة الحدية الصافية تجريبياً، سيكون لدينا :

$$\frac{q_{u(\text{net-theory})}}{q_{u(\text{net-actual})}} = \frac{117.9}{119.79} \approx 0.98$$

لذلك، التوافق بين التقدير النظري ونتائج تجربة التحميل الحقلية يكون قريب بشكل مرضي. التغير البسيط بينهم ممكن أن يكون بسبب تقدير القيمة الوسطية للقيمة c_u.

ذكر Bishop and Bjerrum في العام (1960) العديد من الانهيارات بعد الإنشاء للأساسات على ترب غضارية مشبعة. إن بيانات هذه الانهيارات معطاة في الجدول 5.16. يمكن أن نرى من هذا الجدول أنه في كل الحالات $q_{u(net-theory)}/q_{u(net-actual)}$ هي تقريباً 1. هذه النتيجة تؤكد أن تصميم الأساسات السطحية بناءً على قدرة تحمل التربة الحدية الصافية هي تقنية ممكن الاعتماد عليها.

الجدول (5.16) : بيانات الإنهيار لحالات الأساسات الحقلية والنظرية والنسبة بينهما

	Data of clay					
Locality	w(%)	LL	PL	PI	$\frac{w - PL}{PI}$	$\frac{q_{u(\text{net-theory})}}{q_{u(\text{net-actual})}}$
Loading test, Marmorerá	10	35	25	20	−0.25	0.92
Kensal Green	—	—	—	—	—	1.02
Silo, Transcona	50	110	30	80	0.25	1.09
Kippen	50	70	28	42	0.52	0.95
Screw pile, Lock Ryan	—	—	—	—	—	1.05
Screw pile, Newport	—	—	—	—	—	1.07
Oil tank, Fredrikstad	45	55	25	30	0.67	1.08
Oil tank A, Shellhaven	70	87	25	62	0.73	1.03
Oil tank B, Shellhaven	—	—	—	—	—	1.05
Silo, U.S.A.	40	—	—	—	—	0.98
Loading test, Moss	9	—	—	—	—	1.10
Loading test, Hagalund	68	55	20	35	1.37	0.93
Loading test, Torp	27	24	16	8	1.39	0.96
Loading test, Rygge	45	37	19	18	1.44	0.95

*After Bishop and Bjerrum (1960). With permission from ASCE.
Note: w = moisture content, LL = liquid limit; PL = plastic limit; PI = plasticity index

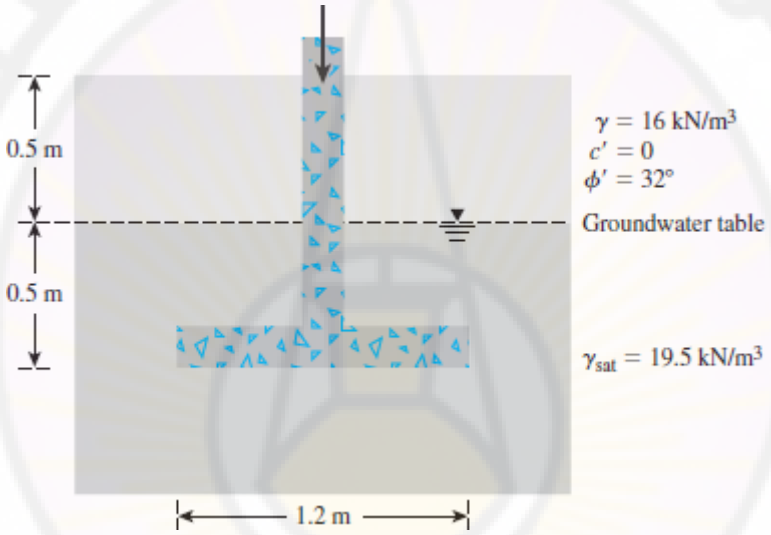
المثال 16.3:

أساس مربع ظاهر في الشكل 16.12. حدد الحمل الكلي الآمن (بمعامل أمان يساوي 3) والتي يمكن أن يحملها الأساس. استخدم المعادلة (16.39).

الحل:

من المعادلة (39.16) :

$$q_u = c'\lambda_{cs}\lambda_{cd}N_c + q\lambda_{qs}\lambda_{qd}N_q + \frac{1}{2}\gamma'\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}BN_\gamma$$



الشكل (12.16)

(ملاحظة: $\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{qi}$ هي كلها مساوية ل 1 لأن الحمل شاقولي.)

لأن $c' = 0$:

$$q_u = q\lambda_{qs}\lambda_{qd}N_q + \frac{1}{2}\gamma'\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}BN_\gamma$$

من الجدول 3.16 من أجل $\phi' = 32°$, $N_q = 23.18$ و $N_\gamma = 22.02$. من الجدول 4.16:

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$
$$= 1 + 0.1\left(\frac{1.2}{1.2}\right)\tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1.325$$
$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$
$$= 1 + 0.1\left(\frac{1}{1.2}\right)\tan\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1.15$$

منسوب المياه الجوفية متوضع أعلى أسفل الأساسات، لذلك من المعادلة (23.16):

$$q = (0.5)(16) + (0.5)(19.5 - 9.81) = 12.845\ \text{kN/m}^2$$

لذلك:

$$q_u = (12.845)(1.325)(1.15)(23.18) + (\tfrac{1}{2})(19.5 - 9.81)(1.325)(1.15)(1.2)(22.02)$$
$$= 453.7 + 195.1 = 648.8\ \text{kN/m}^2$$
$$q_{\text{all}} = \frac{q_u}{3} = \frac{648.8}{3} = 216.3\ \text{kN/m}^2$$

بالتالي، الحمل الكلي هو كالتالي:

$$Q = q_{\text{all}}(B^2) = 216.3(1.2)^2 = \mathbf{311.5\ kN}$$

7.16 الحمل الحدي للاساسات السطحية تحت تأثير حمل لامركزي

1.7.16 لامركزية باتجاه واحد

لحساب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية مع حمل لامركزي. قدم السيد Meyerhof في العام (1953) مفهوم المساحة الفعالة. هذا المفهوم يمكن تفسيره بالإشارة للشكل 13.16، بحيث ولأساس بطول L وعرض B معرض لحمل لامركزي، Q_u . في حال كانت Q_u الحمل الحدي على الأساس، فيمكن تقريبها كالتالي:

1. بالإشارة للشكل b13.16 و 13.16c، احسب الأبعاد الفعالة للأساس. في حال كانت اللامركزية (e) في اتجاه المحور x (الشكل b13.16)، الأبعاد الفعالة هي:

$$X = B - 2e$$

و:

$$Y = L$$

2. وفي حال كانت اللامركزية في اتجاه المحور y (الشكل c13.16)، فإن الأبعاد الفعالة هي :

$$Y = L - 2e$$

و:

$$X = B$$

3. الأبعاد الفعالة الأصغر المحسوبة في الخطوة 1 هي العرض الفعال (B') و الآخر هو الطول الفعال (L'). لذلك:

$$B' = X \text{ أو } Y \qquad \text{أيهما أصغر ,}$$

$$L' = X \text{ أو } Y \qquad \text{أيهما أكبر ,}$$

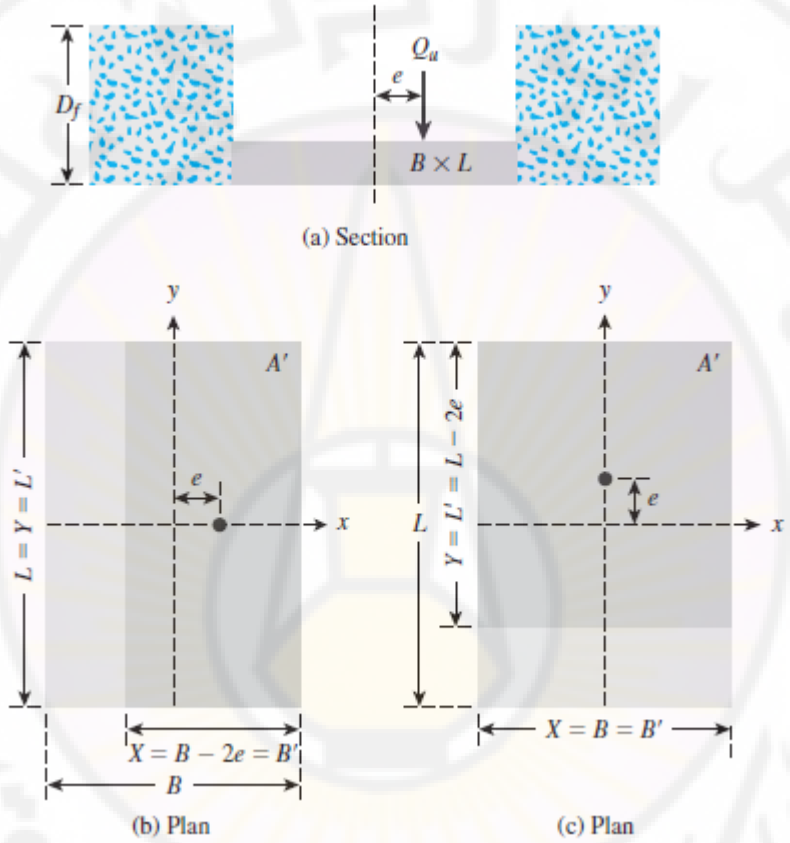
بالتالي، فإن المساحة الفعالة للأساس هي B' ضرب L'. الآن، باستخدام العرض الفعال، نستطيع إعادة كتابة المعادلة (39.16) كالتالي:

$$q_u = c'\lambda_{cs}\lambda_{cd}N_c + q\lambda_{qs}\lambda_{qd}N_c + \frac{1}{2}\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\gamma B'N_\gamma \qquad (41.16)$$

لاحظ أن المعادلة السابقة هي مستنتجة بتعويض B' عوضاً عن B في المعادلة (39.16). وعند حساب عوامل الشكل والعمق، يجب استخدام B' عوضاً عن B و L' عوضاً عن L.

4. وعند حساب قيمة q_u من المعادلة (41.16)، نستطيع إيجاد الحمل الحدي الكلي الكامل كالتالي:

$$Q_u = q_u(B'L') = q_u A' \qquad (42.16)$$



الشكل 13.16 : الحمل الحدي من أجل أساس سطحي معرض لحمل لامركزي
حيث A' = المساحة الفعالة

قدم السيدان Purkayastha and Char في العام (1977) تحليلاً لاستقرار لأساس مستمر معرض لحمل لامركزي على تربة حبيبية (أي $c' = 0$) باستخدام نظرية الشرائح. وبناءً على هذا التحليل، قدموا النتيجة التالية :

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(\text{لا مركزية})}}{q_{u(\text{مركزية})}} \qquad (43.16)$$

حيث R_k = معال التخفيض.

$q_{u(eccentric)}$ = قدرة تحمل التربة الحدية لأساس مستمر معرض لحمل لامركزي = $\frac{Q_{u(eccentric)}}{B}$

$q_{u(centric)}$ = قدرة تحمل التربة الحدية لأساس مستمر معرض لحمل مركزي = $\frac{Q_{u(centric)}}{B}$

قيمة R_k يمكن التعبير عنها بالتالي:

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k \qquad (44.16)$$

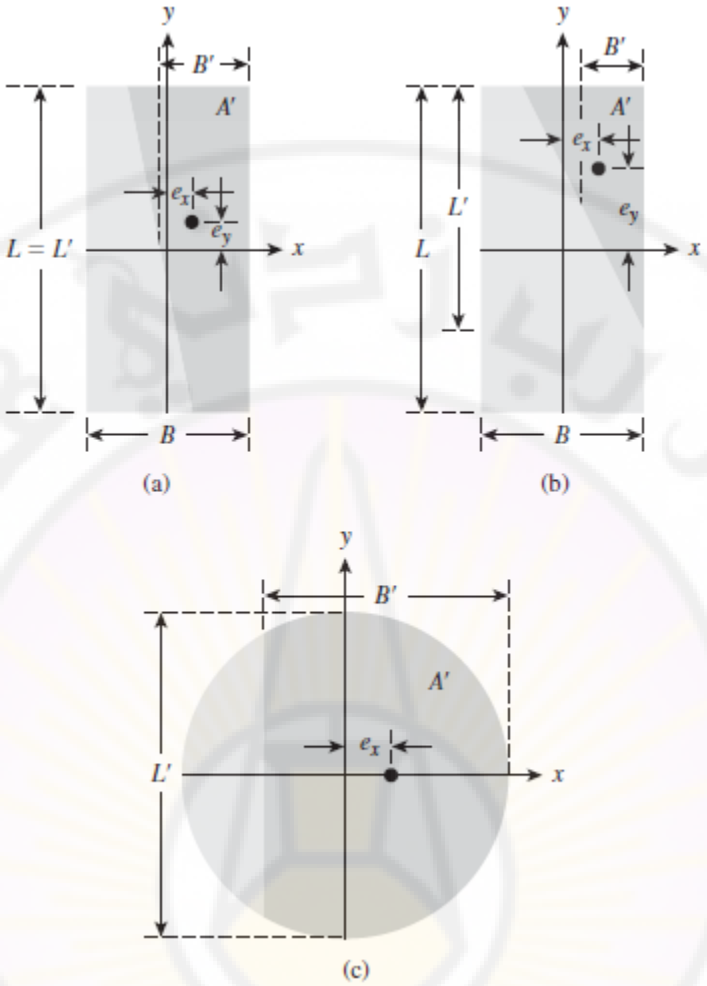
حيث a و k هي توابع للنسبة embedment D_f/B (الجدول 6.16)، لذلك وبدمج المعادلات (43.16) و (44.16) نحصل على المعادلة :

$$Q_{u(eccentric)} = Q_{u(centric)}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right] \qquad (45.16)$$

حيث $Q_{u(eccentric)}$ و $Q_{u(centric)}$ = الحمل الحدي نسبة لواحدة الطول، على التوالي، من اجل الاساس المحمل لامركزياً ومركزياً.

2.7.16 لامركزية باتجاهين

عندما يتعرض الأساس إلى حمل لامركزي باتجاهين، كما هو مبين في الشكل 14.16، فإن المساحة الفعالة تحدد بحيث يتطابق مركز الثقل مع الحمل. طريقة إيجاد الأبعاد الفعالة B' و L' هي خارج نطاق هذا النص ويمكن للقراء مراجعة كتاب Das (2007). وعند تحديد B' و L' من المعادلات (41.16) و (42.16) يمكن استخدامها لتحديد الحمل الحدي.



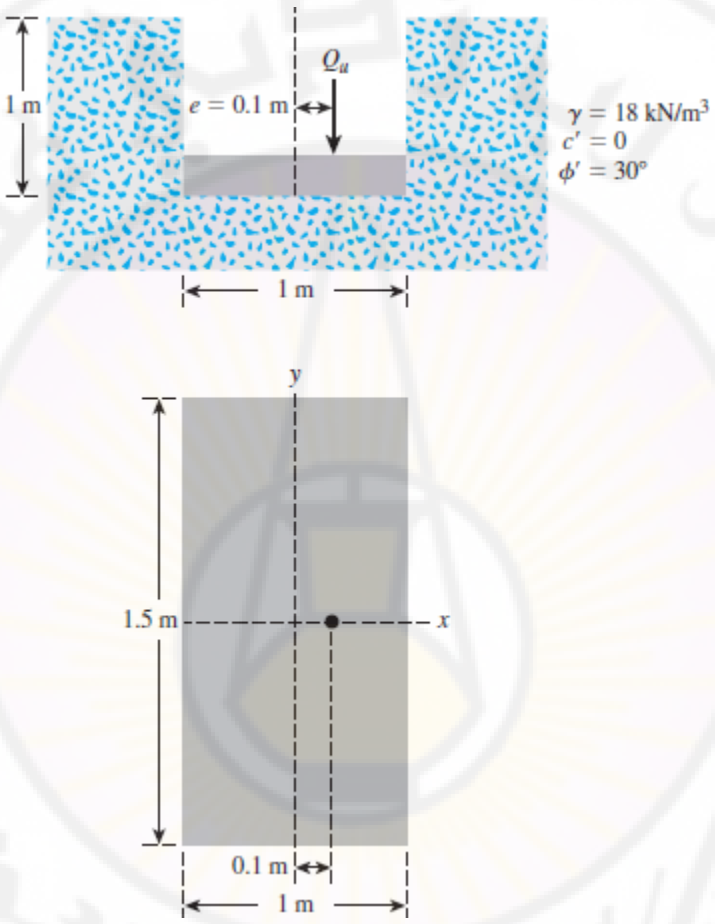
الشكل 14.16 : الاساس المعرض إلى حمل لامركزي باتجاهين

الجدول (6.16) : تغيرات قيم a و k هي توابع للنسبة D_f/B embedment

D_f/B	a	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.80
1.0	1.820	0.888

المثال 16.4:

أساس مستطيل أبعاده $1\,m \times 1.5\,m$ مبين في الشكل 15.16. حدد قيمة الحمل الكلي الحدي المطبقة بشكل لامركزي بالنسبة لقدرة تحمل التربة للانهيار.



الشكل (15.16)

الحل :

من الأشكال 13.16 و 15.16 نجد أن :

$$X = B - 2e = 1 - 2e = 1 - (2)(0.1) = 0.8\,m$$
$$Y = L = 1.5\,m$$

بالتالي، سيكون العرض الفعال (B') = 0.8 m والطول الفعال (L') = 1.5 m. من المعادلة (39.16) وهي :

$$q_u = q\lambda_{qs}\lambda_{qd}N_q + \tfrac{1}{2}\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma d}\gamma B' N_\gamma$$

من الجداول 3.16 من أجل $\phi' = 30°$، $N_q = 18.4$ و $N_\gamma = 15.668$. من الجدول 4.16:

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B'}{L'}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$= 1 + 0.1\left(\frac{0.8}{1.5}\right)\tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 1.16$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B'}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$= 1 + 0.1\left(\frac{1}{0.8}\right)\tan\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 1.217$$

لذلك،

$$q_u = (1 \times 18)(1.16)(1.217)(18.4)$$
$$+ (\tfrac{1}{2})(1.16)(1.217)(18)(0.8)(15.668) = 627\ \text{kN/m}^2$$

لذلك، من المعادلة (16.42):

$$Q_u = q_u(B'L') = (627)\ (0.8)\ (1.5) = \mathbf{752\ kN}$$

المثال 16.5:

باعتبار أساس مستمر معرض لحمل لامركزي مستند على تربة حبيبية. معطى لدينا : $B = 1.5\ m$، $D_f = 0.75\ m$. اللامركزية $e/B = 0.1$، $\gamma = 17.5\ kN/m^3$، $\phi' = 30°$ و $c' = 0$.

استخدم نظرية عامل التخفيض (المعادلة 45.16) وحدد الحمل الكلي الحدي نسبة لواحدة الطول والتي ممكن أن يحملها الاساس.

الحل:

من المعادلة 45.16.

$$Q_{u(\text{eccentric})} = Q_{u(\text{centric})}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right]$$

أيضاً وبعرفة : $D_f/B = 0.75/1.5 = 0.5$. ومن الجدول 6.16 نجد أن :

$a = 1.754$، $k = 0.8$. لذلك:

$$Q_{u(\text{centric})} = qN_q\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\lambda_{\gamma d}BN_\gamma$$

(ملاحظة: عوامل الشكل كلها مساوية للواحد، بما أن الأساس مستمر).

$$q = \gamma D_f = (17.5)(0.75) = 13.125 \text{ kN/m}^2$$

من الجدول 16.3 من أجل $\phi' = 30°$ ، $N_q = 18.4$ و $N_\gamma = 15.668$. لذلك:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$= 1 + 0.1\left(\frac{0.75}{1.5}\right)\tan\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 1.087$$

$$Q_{u(\text{centric})} = (13.125)(18.4)(1.087) + (0.5)(1.087)(1.5)(15.668) = 275.28 \text{ kN/m}^2$$

لذلك:

$$Q_{u(\text{eccentric})} = (275.28)[1 - (1.754)(0.1)^{0.8}] = 198.76 \text{ kN} \approx \mathbf{199\ kN}$$

8.16 قدرة تحمل الترب الرملية بناءً على الهبوط :

إن أخذ عينات غير مضطربة لرمل غير متماسك خلال برنامج تحريات التربة يعتبر أمر صعب عادةً. ولهذا السبب، نتائج اختبارات الاختراق القياسية ($SPTs$) التي تجري خلال التحريات للتربة السفلية هي المستخدمة عادة لتقدير قدرة تحمل التربة الحدية للأساسات على الرمل. (طريقة إجراء تجربة SPTs مشروحة بالتفصيل بالفصل 18).

قدم السيد Meyerhof في العام (1956) ارتباطات لقدرة تحمل التربة المسموحة الصافية (q_{net}) بناءً على الهبوط (المرن). وتمت مراجعتها في العام (1965) بناءً على الأداء الحقلي للأساسات. ويمكن التعبير عن هذه الارتباطات بالتالي:

الواحدات الدولية :

$$q_{net}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0.05} F_d \left[\frac{S_e(mm)}{25}\right] (for\ B \le 1.22m) \qquad (46.16)$$

$$q_{net}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d \left[\frac{S_e(mm)}{25}\right] (for\ B > 1.22m) \qquad (47.16)$$

حيث B = عرض الأساس (m).

S_e = الهبوط

الواحدات الإنكليزية:

$$q_{net}(kip/ft^2) = \frac{N_{60}}{2.5} F_d [S_e(in.)] (for\ B \le 4\ ft) \qquad (48.16)$$

$$q_{net}(kip/ft^2) = \frac{N_{60}}{4} \left(\frac{B+1}{B}\right)^2 F_d [S_e(in.)] (for\ B > 4\ ft) \qquad (49.16)$$

حيث B = عرض الأساس (ft).

في المعادلات (46.16) حتى (49.16).

N_{60} = رقم الاختراق القياسي الحقلي بناءً على 60% من نسبة الطاقة الوسطية.

S_e = الهبوط المسموح (المرن).

$$F_d = depth\ factor\ 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B}\right) \le 1.33 \qquad (50.16)$$

مقارنة مع نتائج الهبوط الحقلي

صنف Meyerhof في العام (1965) الهبوط الأعظمي المستنتج (S_e) من أجل عدة اساسات حصائرية مبنية على الرمل أو البحص. وهذه النتائج مبينة في الشكل 7.16 (العمود 5) مع قيم B, q_{net}, N_{60}.

من المعادلة (49.16)، يمكن كتابة :

$$S_e(in.) = \frac{q_{net}}{\left(\frac{N_{60}}{4}\right)\left(\frac{B+1}{B}\right)^2 F_d} \qquad (51.16)$$

كما نرى من الجدول 7.16، فإن عرض الحصائر B هي كبيرة، لذلك:

$$\left(\frac{B+1}{B}\right)^2 \approx 1$$

$$F_d = 1 + 0.33\frac{D_f}{B} \approx 1$$

لذلك:

$$S_e(in.) \approx \frac{q_{net}}{0.25N_{60}} \qquad (52.16)$$

باستخدام القيم الفعلية q_{net} و N_{60} المعطاة في الجدول 7.16، فإن قيم S_e تم حسابه بواسطة المعادلة (52.16). وهذا ظاهر في العمود 6 من الجدول 7.16 للقيمة S_e (المتوقعة).

النسبة $S_{e(\text{المستنتجة})}/S_{e(\text{المتوقعة})}$ مبينة في العمود 7. هذه النسبة تتروح بين 0.84 إلى 3.6. لذلك، يمكن استنتاج أن قدرة تحمل التربة الحدية من أجل هبوط مسموح محسوب باستخدام العلاقة التجريبية هي آمنة ومتحفظة.

الجدول (7.16) : (الهبوط الأعظمي المستنتج (S_e) من أجل عدة اساسات حصائرية مبنية على الرمل أو البحص

Structure (1)	B (ft) (2)[a]	N_{60} (3)[a]	q_{net} (kip/ft^2) (4)[a]	S_e(observed) (in.) (5)[a]	S_e(predicted) (in.) (6)[b]	$\frac{S_{e(predicted)}}{S_{e(observed)}}$ (7)
T. Edison Sao Paulo, Brazil	60	15	4.8	0.6	1.28	2.1
Banco de Brasil Sao Paulo, Brazil	75	18	5.0	1.1	1.11	1.0
Iparanga Sao Paulo, Brazil	30	9	6.4	1.4	2.84	2.03
C.B.I., Esplanada Sao Paulo, Brazil	48	22	8.0	1.1	1.45	1.32
Riscala Sao Paulo, Brazil	13	20	4.8	0.5	0.96	1.92
Thyssen Dusseldorf, Germany	74	25	5.0	0.95	0.8	0.84
Ministry Dusseldorf, Germany	52	20	4.6	0.85	0.92	1.08
Chimney Cologne, Germany	67	10	3.6	0.4	1.44	3.6

[a] *Compiled from Meyerhof (1965)*
[b] From Eq. (16.52)

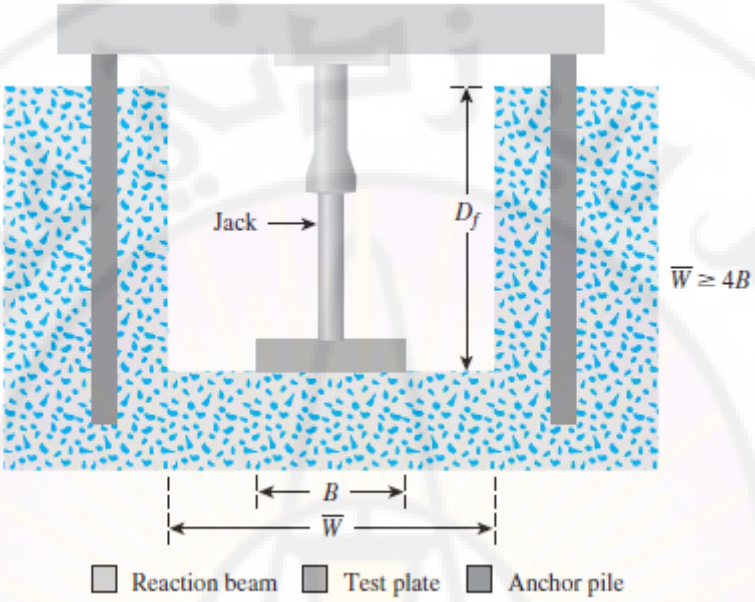
16.9 تجربة تحميل الصفيحة :

في بعض الحالات، من المفضل عمل تجارب تحميل حقلية لتحديد قدرة تحمل التربة للأساسات. النظرية القياسية لتجربة التحميل الحقلية معطاة من قبل الهيئة الأمريكية للتجارب والمواد (ASTM) تحت مواصفة (ASTM,1997) D- 1194.

ضمن هذه المواصفة، يتم استخدام صفائح معدنية دائرية بأبعاد 162 إلى 760 mm بالقطر وصفائح معدنية مربعة بأبعاد (1 ft x 1 ft) 305 x 305 mm . خطط تجربة التحميل مبينة في الشكل 16.16.

لإجراء هذه التجربة، لابد من حفر جزء من D_f. عرض حفرة التجربة يجب أن يكون على الأقل أربع أضعاف عرض صفيحة الدهس المستخدمة في التجربة. يتم وضع صفيحة الدهس على التربة عند أسفل الحفرة، ثم يتم زيادة الحمل المطبق على صفيحة الدهس. بعد تطبيق الزيادة في الحمل بزمن كافي يسمح بظهور الهبوط. وعندما يصبح هبوط صفيحة الدهس

مهمل، يتم تطبيق زيادة أخرى في الحمل. وبهذا المعنى، يمكن رسم مخطط الحمل – الهبوط، كما هو مبين في الشكل 17.16.



الشكل 16.16 : مخطط تجربة تحميل الصفيحة

من نتائج تجارب التحميل الحقرية، يمكن تقريب قدرة تحمل التربة الحدية لأساس حقيقي كالتالي:

من أجل الغضار:

$$q_{u(footing)} = q_{u(Plate)} \qquad (53.16)$$

من أجل الرمل:

$$q_{u(footing)} = q_{u(Plate)} \frac{B_{(footing)}}{B_{(Plate)}} \qquad (54.16)$$

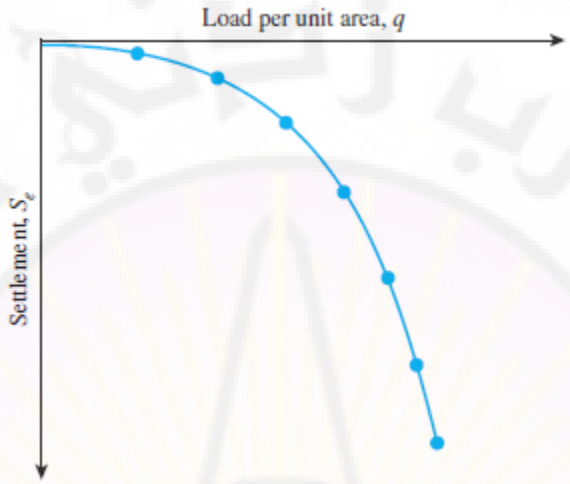
من أجل كثافة حمل معطى q، فإن الهبوط للأساس الحقيقي يمكن تقريبه أيضاً من المعادلة التالية:

في الغضار:

$$S_{e(footing)} = S_{e(Plate)} \frac{B_{(footing)}}{B_{(Plate)}} \qquad (55.16)$$

في الترب الرملية:

$$S_{e(footing)} = S_{e(Plate)} \left[\frac{2B_{(footing)}}{B_{(footing)}+B_{(Plate)}}\right]^2 \quad (56.16)$$



الشكل 17.16 : منحني الحمل – الهبوط المستنتج من تجربة تحميل الصفيحة

المثال 16.6 :

قدرة تحمل التربة الحدية لصفيحة أبعادها $700\ mm$ كما تم تحديدها من تجربة التحميل الحقلية هي $280\ kN/m^2$. قدر قدرة تحمل التربة الحدية لأساس دائري مع قطر $1.5\ m$. والتربة رملية.

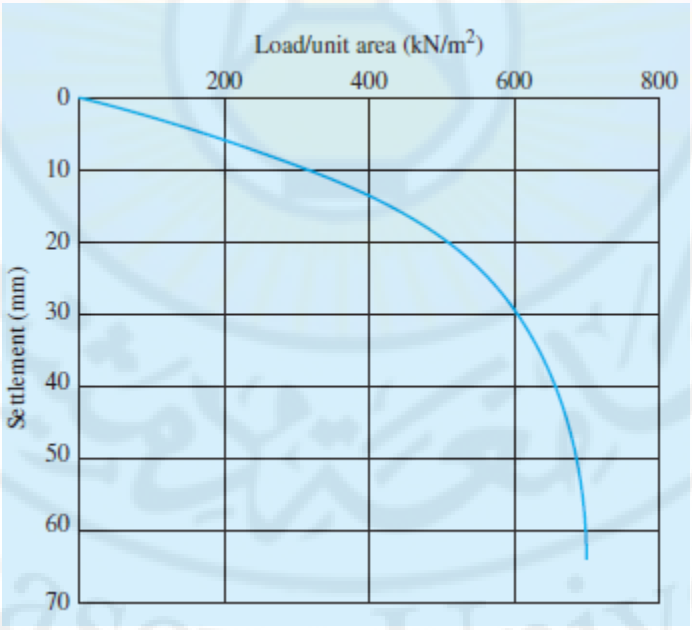
الحل:

من المعادلة (16.54):

$$q_{u(\text{footing})} = q_{u(\text{plate})}\frac{B_{(\text{footing})}}{B_{(\text{plate})}} = 280\left(\frac{1.5}{0.7}\right)$$
$$= \mathbf{680\ kN/m^2}$$

المثال 16.7 :

نتائج تجربة التحميل الحقلية لتربة رملية كما ظاهر في الشكل 16.18. حجم الصفيحة هو $0.305\ m\ x\ 0.305\ m$. حدد أبعاد أساس عمود مربع والذي يجب أن يحمل $2500\ kN$ مع هبوط أعظمي بقيمة $25\ mm$.



الشكل (18.16)

الحل :

يجب حل المسألة باستخدام نظرية الخطأ والتجريب باستخدام الجدول التالي والمعادلة (16.56):

Q (kN) (1)	Assumed width, B_F (m) (2)	$q = \frac{Q}{B_F^2}$ (kN/m^2) (3)	$S_{e(plate)}$ corresponding to q in Column 3 from Fig. 16.18 (mm) (4)	$S_{e(footing)}$ using Eq. (16.56) (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	13.81
2500	3.0	277.80	8.0	26.37
2500	3.2	244.10	6.8	22.67

لذا أساس عمود بأبعاد $3.2\ m\ X\ 3.2\ m$ سوف يكون مناسب .

10.16 ملخص وملاحظات عامة :

في هذا الفصل، تم تقديم نظريات لتقدير قدرات تحمل الترب الحدية والمسموحة للاساسات السطحية. كما تم مناقشة خطوات تجارب التحميل الحقلية وتقدير قدرة تحمل الترب الحبيبية بناءً على معيار الهبوط الحدي.

العديد من كودات البناء المستخدمة في الولايات المتحدة الأمريكية وأماكن أخرى تقدم افتراضات لقدرات تحمل الترب المختلفة. ولكن من المهم جداً معرفة أنها قيم تقريبية فقط.

وقدرة تحمل التربة للاساسات تعتمد على عدة عوامل وهي :

1. تصنيف تربة التأسيس.
2. متغيرات مقاومة القص لتربة التأسيس.
3. مكان منسوب المياه الجوفية.
4. عوامل بيئية.
5. أبعاد ووزن المبنى.
6. عمق الحفرية.
7. نوع المنشأ.

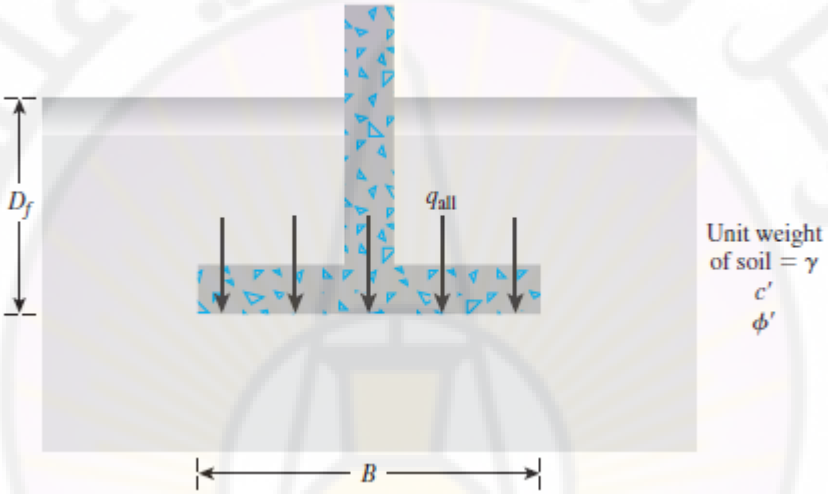
لذلك، من المهم تقدير قدرة تحمل التربة المسموحة عند موقع معطى بناءً على نتائج التحريات الحقلية في الموقع والخبرة السابقة لبناء الأساسات، ومبادئ نظريات الهندسة الجيوتكنيكية لقدرة تحمل التربة.

إن علاقات قدرة تحمل التربة المسموحة بناءً على اعتبارات الهبوط كالمعطاة في الفقرة 9.16 لا تأخذ بعين الاعتبار الهبوط الناتج عن الانضغاط لطبقات الغضار. حيث الهبوط الكبير يسبب تشققات في المبنى، والتي تؤدي في النهاية إلى انهيار المنشأ. الهبوط المنتظم لمنشأ لا يسبب تشققات، ولكن على الجانب الآخر فإن الهبوط التفاضلي يمكن أن يسبب تشققات وضرر في المبنى.

11.16 مسائل غير محلولة:

1.16 لأساس مستمر ظاهر في الشكل 19.16. وباستخدام عوامل ترزاكي لقدرة تحمل التربة. حدد مساحة التحميل الكلية المسموحة (q_{all}) والتي يمكن للأساس أن يحملها. افترض أن انهيار القص عام. معطى:

$\gamma = 115\ lb/ft^3$، $c' = 600\ lb/ft^2$ ، $\phi' = 25°$، $D_f = 305\ ft$، $B = 4\ ft$،
وعامل الأمان $F_S = 3$.



الشكل (19.16)

2.16 أعد حل المسالة 16.1 مع المعطيات التالية:

$\gamma = 17.5\ kN/m^3$، $c' = 14\ kN/m^2$، $\phi' = 20°$، $D_f = 1.0\ m$ ، $B = 1.2\ m$.
ومعامل الأمان $F_S = 3$.

3.16 أعد حل المسألة 16.1 مع المعطيات التالية:

$\gamma = 17.7\ kN/m^3$، $c_u = 48\ kN/m^2$، $\phi' = 0°$، $D_f = 0.6\ m$ ، $B = 0.8\ m$.
ومعامل الأمان $F_S = 4$.

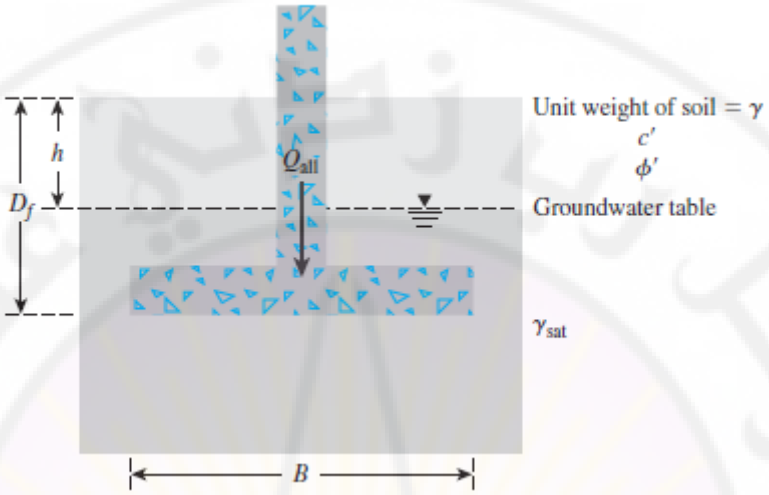
4.16 أعد حل المسألة 1.16 باستخدام المعادلة (39.16).

5.16 أعد حل المسألة 2.16 باستخدام المعادلة (39.16).

6.16 أعد حل المسألة 3.16 باستخدام المعادلة (39.16).

7.16 أساس مربع ظاهر في الشكل 20.16 .حدد الحمل الكلي المسموح Q_{all}، الممكن أن يحملها الأساس. استخدم معادلة ترزاكي من أجل انهيار القص العام $(F_s = 3)$. معطى:

$D_f = .B = 5\ ft$ ، $\phi' = 35°$ ، $c' = 0$ ، $\gamma_{sat} = 118\ lb/ft^3$ ، $\gamma = 105\ lb/ft^3$
$.h = 2\ ft$ ، $4\ ft$



الشكل (20.16)

8.16 أعد حل المسألة 7.16 بالمعطيات التالية:

كثافة الرمل أعلى منسوب المياه الجوفية $\rho = 1800\ kg/m^3$ ، $c' = 23.94\ kN/m^2$ ،
$.h = 2\ m$ ، $D_f = 1.2\ m$ ، $B = 1.8\ m$ ، $\phi' = 25°$

9.16 أساس مربع $(B \times B)$ يجب أن يحمل حمل كلي مسموح $42.260\ lb$. قاعدة الأساس متوضعة على عمق $3\ ft$ أسفل منسوب المياه الجوفية. من أجل التربة، معطى التالي : $\gamma = 110\ lb/ft^3$ ، $c' = 200\ lb/ft^2$ ، $\phi' = 20°$ ، وعامل الأمان المطلوب = 3. حدد أبعاد الأساس.استخدام عوامل ترزاكي لقدرة تحمل التربة وانهيار القص العام للتربة.

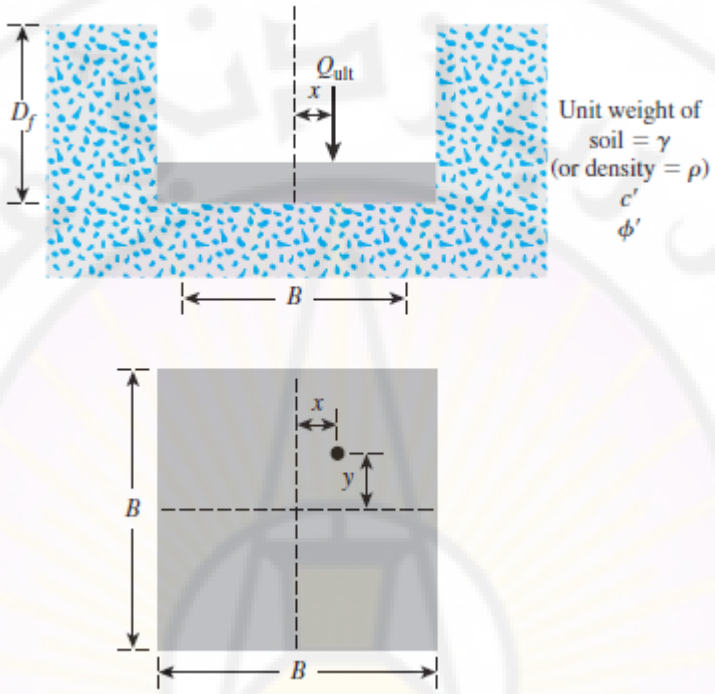
10.16 أعد حل المسألة 9.16 بالمعطيات التالية:

الحمل الكلي المسموح = $92.5\ kip$ ، $D_f = 2\ ft$ ، $\gamma = 115\ lb/ft^3$ ،
$c' = 0$ ، $\phi' = 35°$ ، وعامل الأمان المطلوب $F_S = 3$.

11.16 أعد حل المسألة 7.16 باستخدام المعادلة (39.16).

12.16 أساس مربع ظاهر في الشكل 21.16. الأساس معرض لحمل لامركزي. من أجل الحالات التالية، حدد الحمل الكلي المسموح الممكن أن يحمله الأساس. استخدم طريقة Meyerhof و $F_s = 4$.

a. $\gamma = 110$ lb/ft^3, $c' = 0$, $\phi' = 35°$, $B = 5$ ft, $D_f = 3.5$ ft, $x = 0.6$ ft, $y = 0$
b. $\gamma = 120$ lb/ft^3, $c' = 400$ lb/ft^2, $\phi' = 25°$, $B = 6$ ft, $D_f = 4.5$ ft, $x = 0$, $y = 0.5$ ft
c. $\rho = 1950$ kg/m^3, $c' = 0$, $\phi' = 40°$, $B = 3$ m, $D_f = 1.4$ m, $x = 0.3$ m, $y = 0$



الشكل (21.16)

13.16 تجربة تحميل صفيحة تمت على تربة رملية حيث أبعاد صفيحة الدهي هي $1\,ft \times 1\,ft$. الحمل الحدي نسبة لواحدة المساحة (Q_{all}) من أجل أساس أبعاده $6ft \times 6\,ft$. استخدم معامل أمان 4.

14.16 تجربة تحميل صفيحة (أبعاد صفيحة التحميل 762 mm بالقطر) تم إجراءها في الغضار. الحمل الحدي نسبة لواحدة المساحة (q_{all}) من أجل التجربة كانت $248.9\,kn/m^2$. ماذا ممكن أن يكون الحمل المسموح (Q_{all}) من أجل أساس بقطر $2\,m$؟ استخدم معامل أمان 3.

12.16 المراجع

1. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1997). Annual Book of Standards, ASTM, Vol. 04.08, West Conshohocken, Pa.
2. BALLA, A. (1962). "Bearing Capacity of Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM5, 12–34.
3. BISHOP, A. W., and BJERRUM, L. (1960). "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 437–501.
4. DAS, B. M. (2007), Principles of Foundation Engineering, 6th ed., Thomson, Toronto, Canada.
5. HANSEN, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 28, Copenhagen.
6. KUMBHOJKAR, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's Ng," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. GT3, 598–607.
7. LUNDGREN, H., and MORTENSEN, K. (1953). "Determination by the Theory of Elasticity of the Bearing Capacity of Continuous Footing on Sand," Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, 409–412.
8. MEYERHOF, G. G. (1951). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Geotechnique, Vol. 2, No. 4, 301–331.

9. MEYERHOF, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 440–445.
10. MEYERHOF, G. G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. SM1, pp. 1–19.
11. MEYERHOF, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations,"Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, 16–26.
12. MEYERHOF, G. G. (1965). "Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM2, pp. 21–31.
13. PRANDTL, L. (1921). "U¨ ber die Eindringungsfestigkeit (Harte) plasticher Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," Zeitschrift fu¨ r Angewandte Mathematik und Mechanik, Basel, Switzerland, Vol. 1, No. 1, 15–20.
14. PURKAYASTHA, R. D., and CHAR, R. A. N. (1977). "Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. 6, 647–651.
15. REISSNER, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," Proceedings, 1st International Congress of Applied Mechanics, 295–311.

16. SKEMPTON, A. W. (1942). "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil," Journal of the Institute of Civil Engineers, London, Vol. 18, 307–321.

17. TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York.

18. VESIC, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, 45–73.