

فصل هشتم

تراکم پذیری خاک

Compressibility of Soil

افزایش تنش ناشی از ساخت پی یا بارهای دیگر سبب متراکم شدن لایه‌های خاک می‌شود. تراکم از (الف) تغییر شکل ذرات خاک، (ب) جابه‌جایی ذرات خاک، و (ج) خروج آب یا هوا از منافذ ناشی می‌شود. به طور کلی نشست خاک ناشی از بار را می‌توان به سه دسته کلی تقسیم کرد:

۱- **نشست الاستیک (یا نشست آنی)** که در اثر تغییر شکل الاستیک خاک خشک و خاک‌های مرطوب و اشباع بدون هیچ تغییری در میزان رطوبت ایجاد می‌شود. محاسبات نشست آنی معمولاً بر اساس معادلات حاصل از نظریه الاستیسیته است.

۲- **نشست تحکیمی اولیه** که در اثر تغییر حجم خاک‌های چسبنده اشباع به دلیل خروج آب از درون منافذ ایجاد می‌شود.

۳- **نشست تحکیمی ثانویه** که در خاک‌های چسبنده اشباع مشاهده می‌شود و در اثر تغییر خاصیت خمیری بافت خاک ایجاد می‌شود. این شکل دیگری از تراکم است که در تنش مؤثر ثابت روی می‌دهد.

در این فصل اصول اساسی تخمین نشست‌های آنی و تحکیمی لایه‌های خاک تحت تأثیر سربارها شرح داده می‌شود.

نشست کلی پی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$S_T = S_c + S_s + S_e$$

که در این جا: S_T = نشست کل

S_c = نشست تحکیمی اولیه

S_s = نشست تحکیمی ثانویه

S_e = نشست آنی.

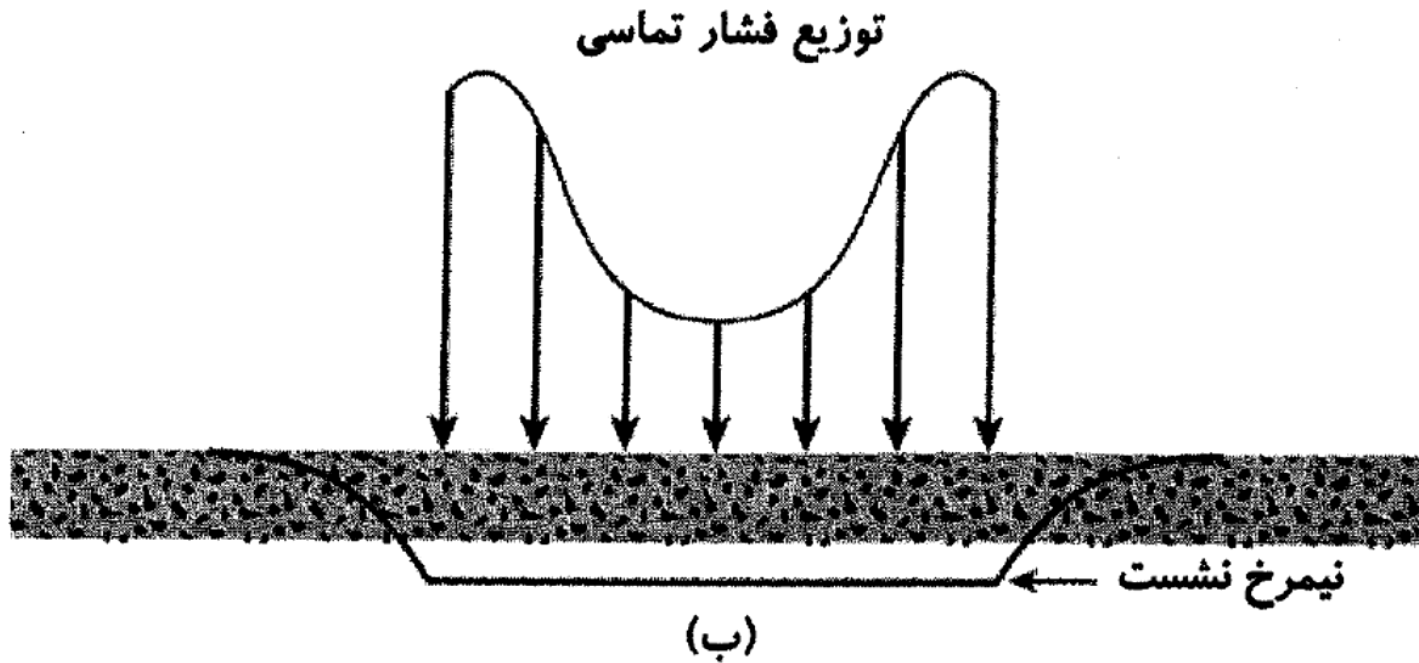
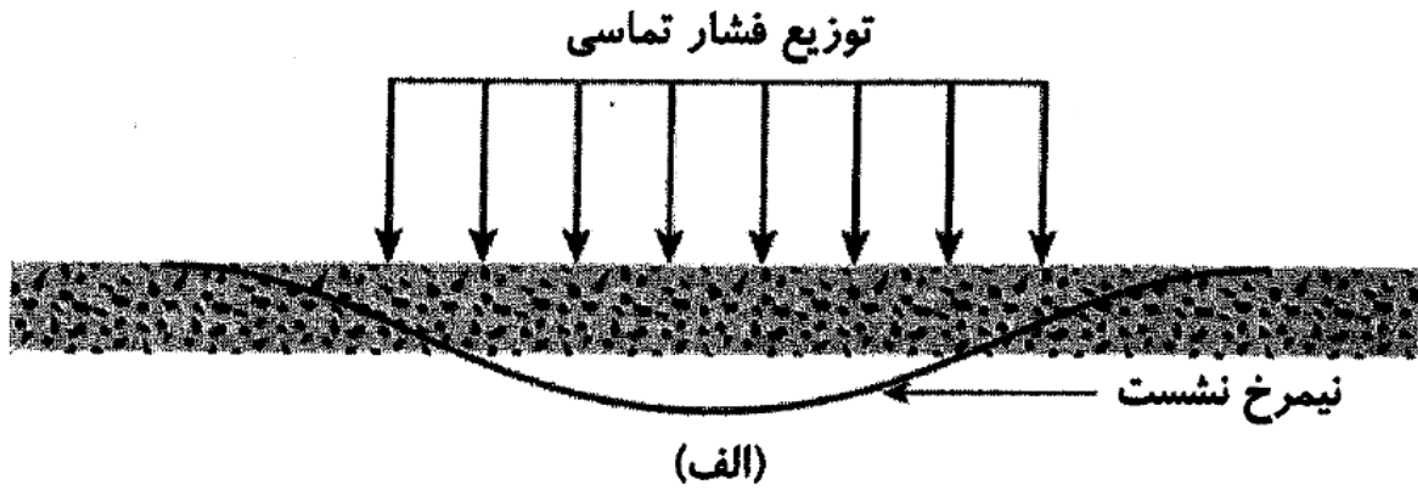
زمانی که پی روی رس های بسیار تراکم پذیر ساخته می شود، نشست تحکیمی ممکن است چندین برابر از نشست آنی بزرگتر باشد.

نشست آنی

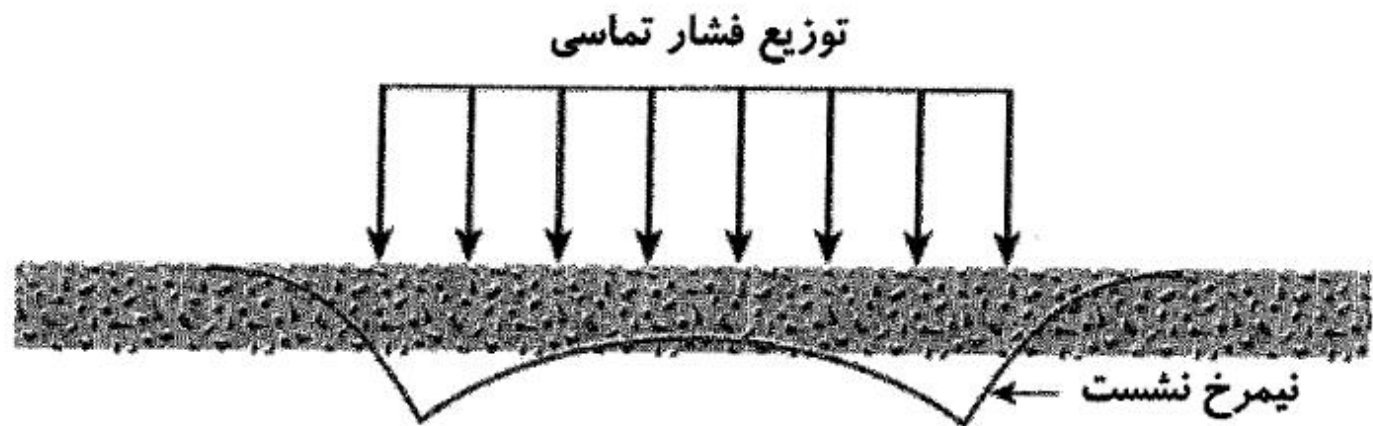
نشست آنی یا الاستیک پی درست پس از اعمال بار و بدون تغییر در میزان رطوبت خاک صورت می گیرد.

در فصل ۱۰ روابط مربوط به تعیین افزایش تنش ناشی از اعمال بار خطی، بار نواری، بار خاکریز، بار دایره‌ای و بار مستطیلی (که سبب نشست الاستیک می‌شود) بر اساس فرضیات زیر استوار بودند:

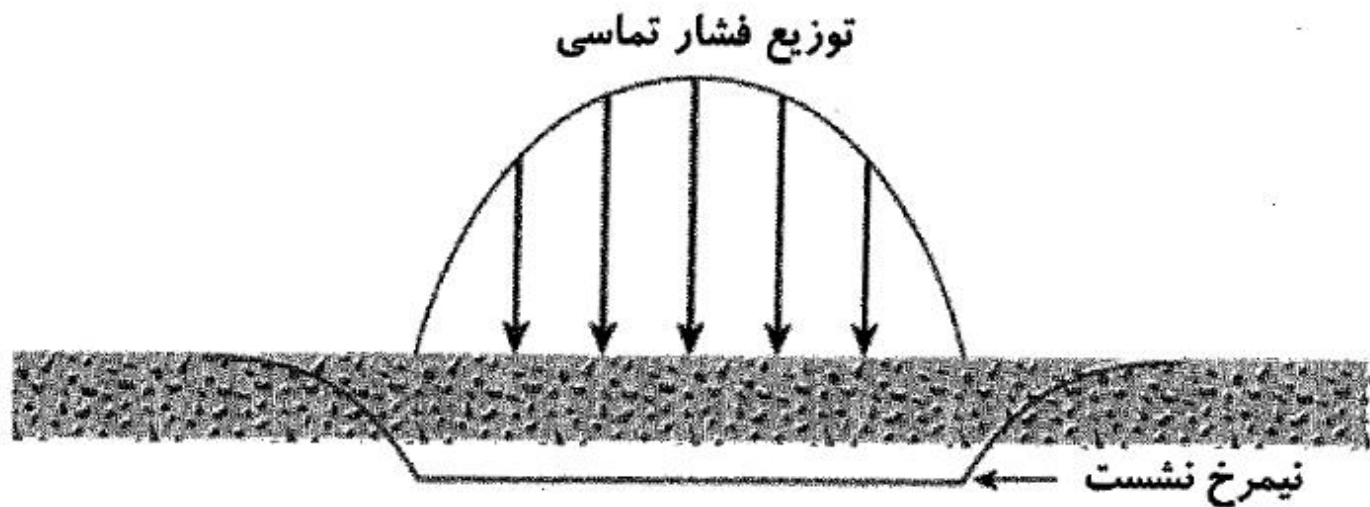
- بار در سطح زمین اعمال می‌شود.
 - سطح بارگذاری انعطاف‌پذیر است.
 - محیط خاک همگن، الاستیک، همگشت (Isotropic) بوده و تا عمق زیادی ادامه دارد.
- به طور کلی پی‌ها کاملاً انعطاف‌پذیر نیستند و در عمق معینی در زیر سطح زمین قرار می‌گیرند. اما ارزیابی توزیع فشار تماسی زیر پی به همراه نیمرخ نشست در شرایط ایده‌آل آموزنده است. در شکل ۱۱-۱ الف پی کاملاً انعطاف‌پذیری نشان داده شده است که بر روی مصالح الاستیکی همچون رس اشباع قرار دارد. چنانچه پی تحت تأثیر بار گسترده یکنواخت قرار گیرد، فشار تماسی یکنواخت و نیمرخ نشست پی شکم داده خواهد بود. از سوی دیگر با در نظر گرفتن پی کاملاً صلبی در سطح زمین و تحت بار گسترده یکنواخت، فشار تماسی و نیمرخ نشست پی به صورت نشان داده شده در شکل ۱۱-۱ ب خواهد بود، یعنی پی دچار نشست یکنواخت شده و فشار تماسی باز توزیع می‌شود.



شکل ۱-۱۱ نیمرخ نشست آنی و فشار تماسی در رس: (الف) پی انعطاف پذیر، و (ب) پی صلب.



(الف)



(ب)

شکل ۱۱-۲ نیمرخ نشست آنی یا الاستیک و فشار تماسی در ماسه: (الف) پی انعطاف‌پذیر، و (ب) پی صلب.

محاسبه نشست آنی

پی سطحی نشان داده شده در شکل ۱۱-۳، تحت تأثیر نیروی خالص وارد بر واحد سطح یعنی $\Delta\sigma$ قرار دارد. نسبت Poisson و مدول الاستیسیته خاک زیر پی به ترتیب μ_s و E_s است. از لحاظ نظری چنانچه پی کاملاً انعطاف پذیر باشد، نشست را می توان به صورت زیر بیان کرد:

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

که در این جا: $\Delta\sigma$ = فشار خالص وارد بر پی

μ_s = نسبت Poisson خاک

E_s = مدول الاستیسیته متوسط خاک زیر پی که در موقعیت $z = 0$ تا حدود $z = 4B$

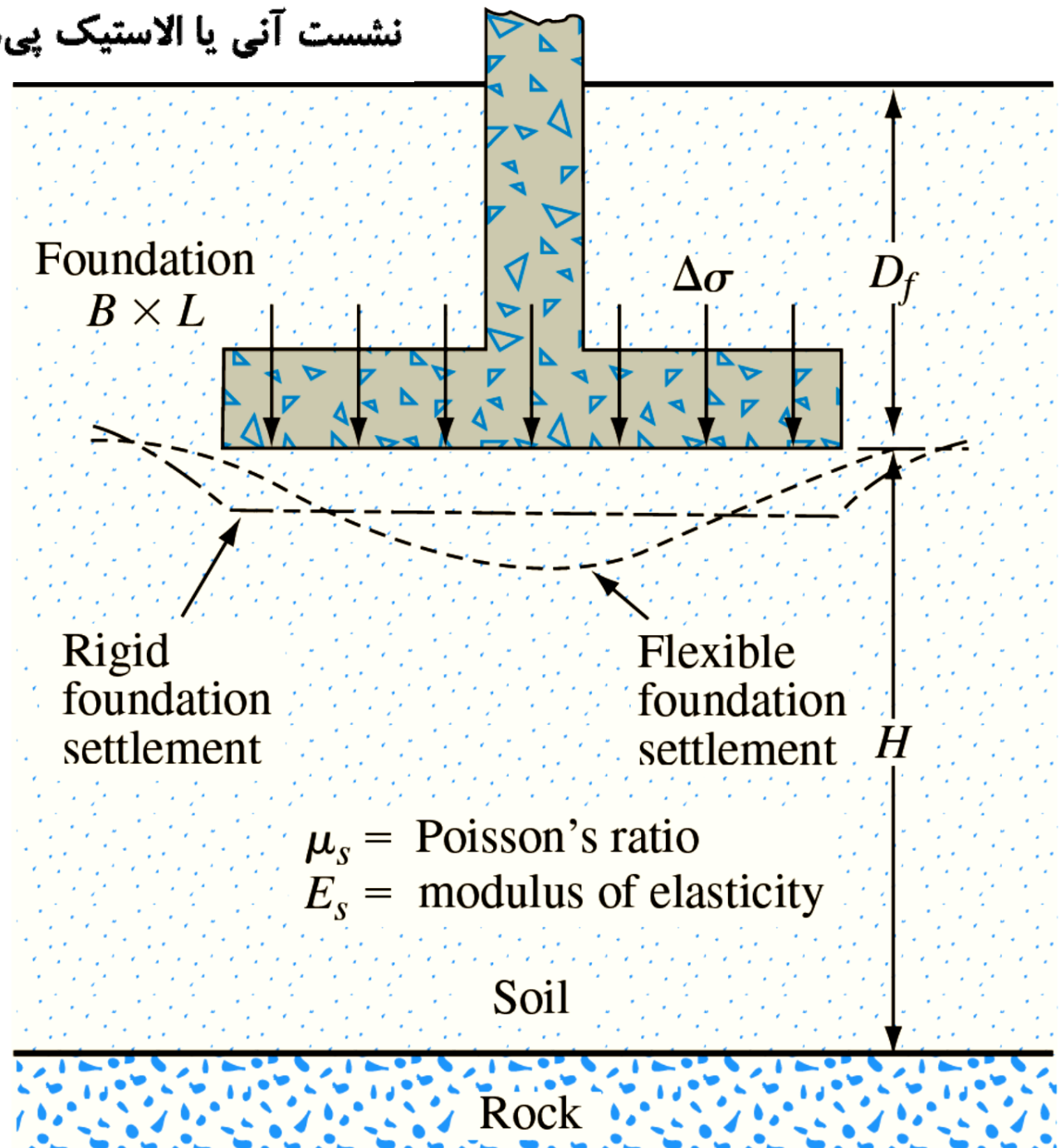
اندازه گیری می شود

$B' = \frac{B}{4}$ برای مرکز پی

B = برای گوشه پی

I_s = ضریب شکل (Steinbrenner ، ۱۹۳۴).

نشست آنی یا الاستیک پی‌های انعطاف پذیر و صلب.



Foundation
 $B \times L$

$\Delta\sigma$

D_f

Rigid
foundation
settlement

Flexible
foundation
settlement

H

μ_s = Poisson's ratio
 E_s = modulus of elasticity

Soil

Rock

$$= F_1 + \frac{1 - \nu \mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad (2-11)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad (3-11)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (4-11)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' (1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad (5-11)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (6-11)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (7-11)$$

$$f\left(\frac{D_f}{B}, \mu, \frac{L}{B}\right) = (1948, \text{FOX}) \text{ ضریب عمق} = I_f \quad (8-11)$$

α = ضریبی که به مکانی از پی بستگی دارد که محاسبه نشست در آن مکان مورد نظر است.

- برای محاسبهٔ نشست در مرکز پی:

$$\alpha = 4$$

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

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

- برای محاسبهٔ نشست در گوشهٔ پی:

$$\alpha = 1$$

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

$$n' = \frac{H}{B}$$

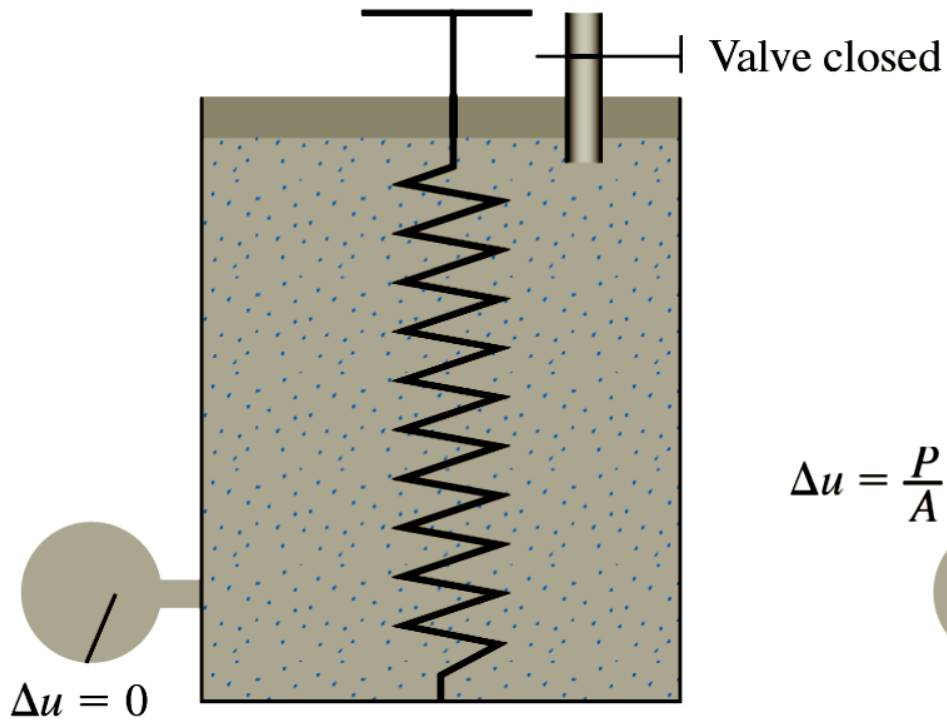
نشست تحکیمی

زمانی که لایه خاک اشیاعی تحت تأثیر افزایش تنش قرار می‌گیرد، فشار آب منفذی ناگهان افزایش پیدا می‌کند. در خاک‌های ماسه‌ای با نفوذپذیری زیاد، زهکشی ناشی از افزایش فشار آب منفذی کاملاً آنی است. زهکشی آب منفذی با کاهش حجم توده خاک همراه است که خود به نشست منجر می‌گردد. به دلیل زهکشی سریع آب منفذی در خاک‌های ماسه‌ای، نشست آنی و تحکیم هم‌زمان رخ می‌دهند.

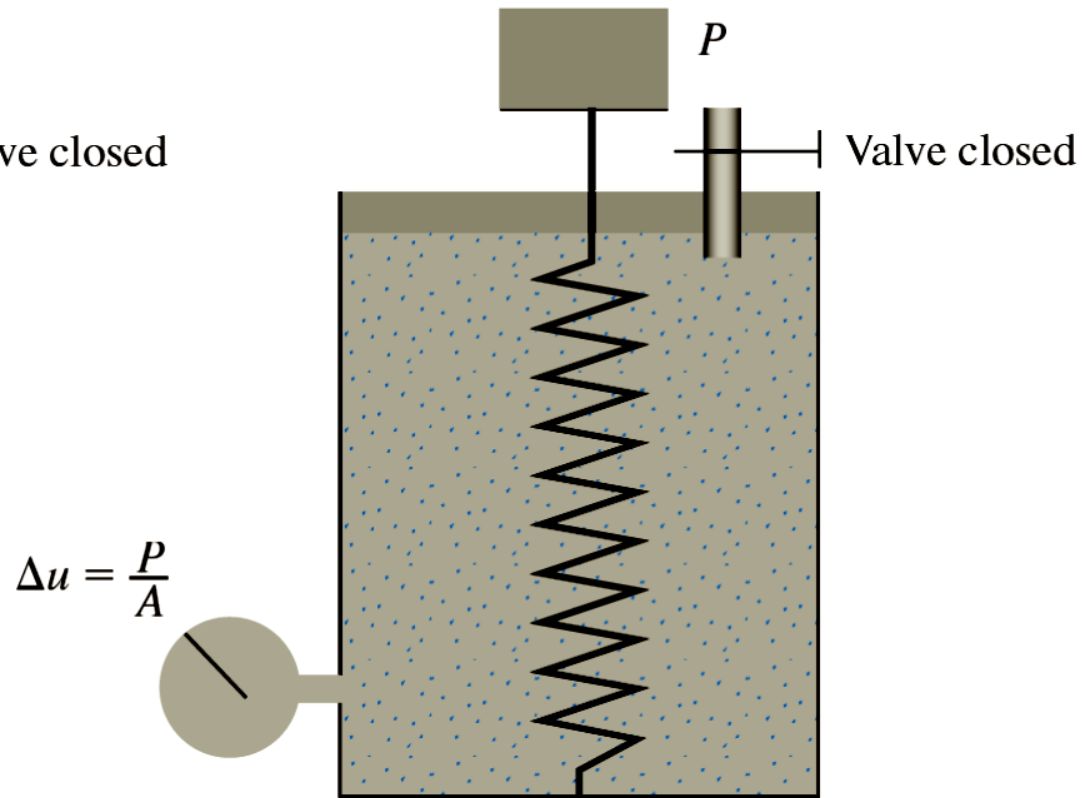
زمانی که لایه خاک رس تراکم‌پذیر اشیاع تحت تأثیر افزایش تنش قرار می‌گیرد، نشست آنی بی‌درنگ رخ می‌دهد. از آن جا که ضریب نفوذپذیری رس به مقدار چشم‌گیری کمتر از ماسه است، اضافه فشار آب منفذی ناشی از بارگذاری به صورت تدریجی و در طی زمان طولانی مستهلک می‌شود. بنابراین تغییر حجم مربوطه رس (یعنی تحکیم)، تا مدت زمان طولانی پس از نشست آنی ادامه پیدا می‌کند. نشست ناشی از تحکیم در رس چندین برابر بزرگتر از نشست آنی است.

تغییر شکل وابسته به زمان خاک رس اشباع را به بهترین شکل می‌توان با در نظر گرفتن مدل ساده‌ای شامل یک سیلندر و فنر متصل به مرکز آن تشریح کرد. فرض کنید که سطح داخلی مقطع سیلندر A باشد. این سیلندر که دارای یک پیستون آبنند بدون اصطکاک و یک شیر است، از آب پر می‌شود (شکل ۱۱-۵-الف). در این حالت چنانچه بار P را روی پیستون قرار دهیم (شکل ۱۱-۵-ب) و شیر در حالت بسته باقی بماند، کل بار توسط آب درون سیلندر تحمل می‌شود، چرا که آب تراکم‌ناپذیر است. فنر دچار هیچ تغییر شکلی نمی‌شود. در این حالت اضافه فشار ایستابی یا هیدرواستاتیک را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

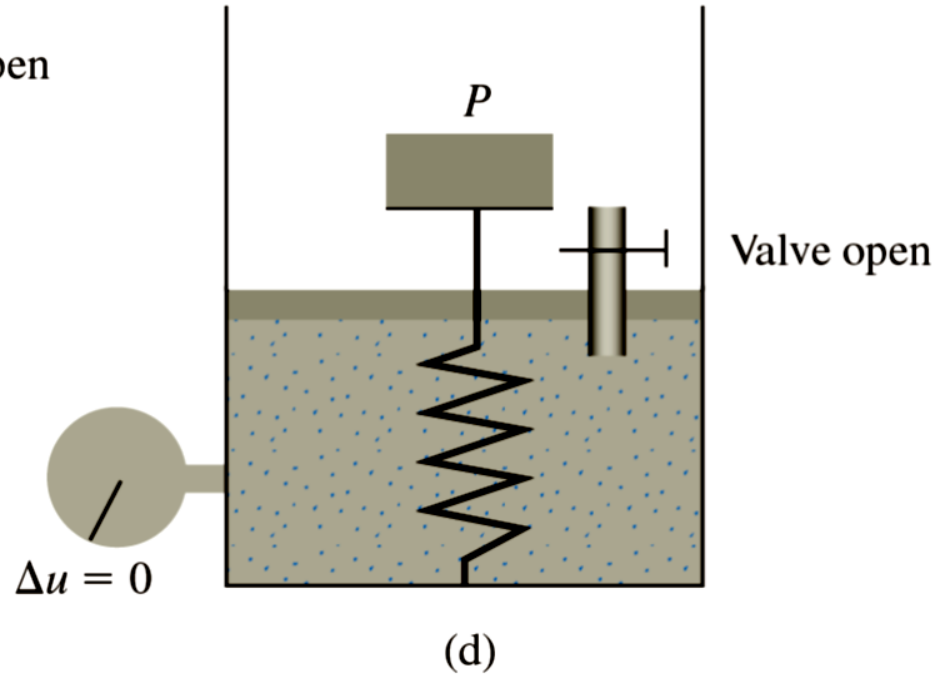
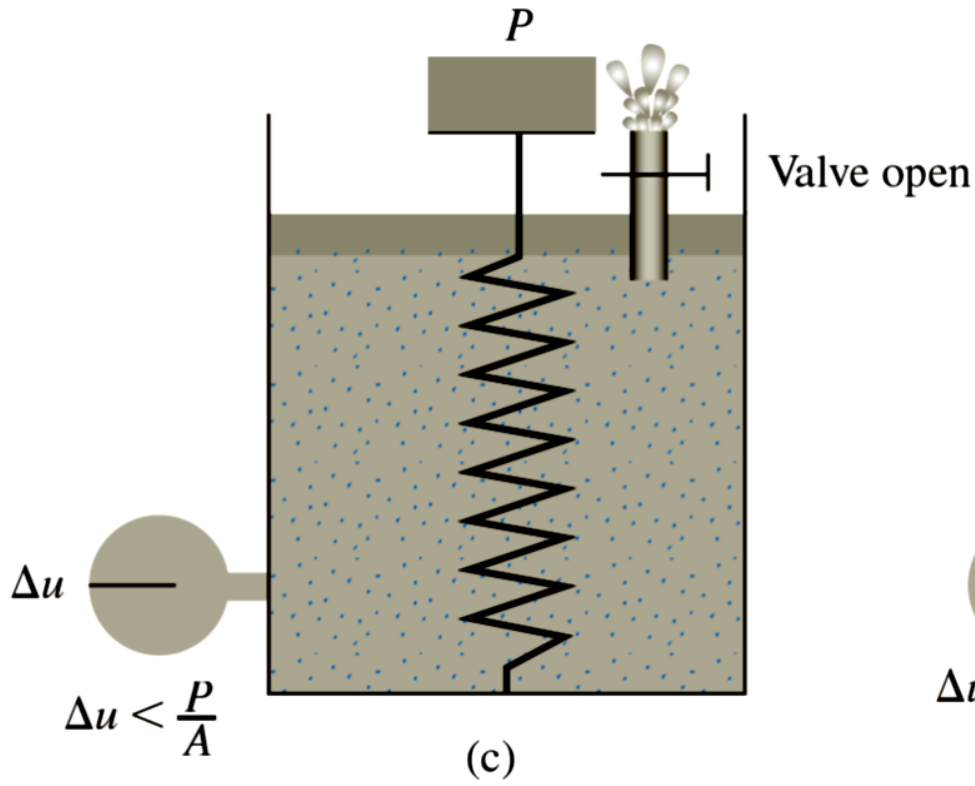
$$\Delta u = \frac{P}{A}$$



(a)



(b)



مدل فنر-سیلندر.

این مقدار را می‌توان روی فشارسنج متصل به سیلندر مشاهده کرد.
به طور کلی می‌توان نوشت:

$$P = P_s + P_w \quad (11-12)$$

که در این جا: P_s = باری که فنر تحمل می‌کند و P_w = باری که آب تحمل می‌کند.
از مطالب پیش گفته چنین برمی‌آید که در زمان بسته بودن شیر، پس از اعمال بار P داریم:

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

حال در صورت باز کردن شیر، آب به خارج جریان پیدا می‌کند (شکل ۱۱-۵-ج). این جریان با کاهش اضافه فشار هیدرواستاتیک و افزایش فشردگی فنر همراه است. بنابراین در این حالت معادله (۱۱-۱۲) معتبر است. اما:

$$P_s > 0 \quad \text{و} \quad P_w < P \quad (\text{یعنی } \Delta u < P/A)$$

پس از مدتی، اضافه فشار هیدرواستاتیک صفر می‌شود و سیستم به حالت تعادل می‌رسد (شکل ۱۱-۵-د). حال می‌توان نوشت:

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

$$P = P_s + P_w$$

با در نظر داشتن این موضوع، می‌توان کرنش لایه رس اشباع را تحت تأثیر افزایش تنش تحلیل کرد (شکل ۱۱-۶-الف). حالتی را در نظر بگیرید که لایه رس اشباعی به ضخامت H در بین دو لایه ماسه محدود است و تحت تأثیر افزایش آبی تنش کل $\Delta\sigma$ قرار دارد. این تنش کل اضافی به آب منفذی و مواد جامد خاک منتقل می‌گردد. این موضوع به مفهوم آن است که تنش کل $\Delta\sigma$ به نسبت در بین تنش مؤثر و فشار آب منفذی تقسیم می‌شود. رفتار تغییر تنش مؤثر شبیه رفتار فنر در شکل ۱۱-۵ و رفتار تغییر فشار آب منفذی شبیه اضافه فشار هیدرواستاتیک شکل ۱۱-۵ است. از اصل تنش مؤثر (فصل ۹) نتیجه می‌شود:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (11-13)$$

که در این جا: $\Delta\sigma' =$ افزایش تنش مؤثر
 $\Delta u =$ افزایش فشار آب منفذی.

از آن جا که ضریب نفوذپذیری رس بسیار کم و آب در مقایسه با اسکلت خاک تراکم‌ناپذیر است، در زمان $t = 0$ کل اضافه تنش $\Delta\sigma$ در عمق‌های مختلف توسط آب تحمل می‌شود ($\Delta\sigma = \Delta u$) - شکل ۱۱-۶-ب. هیچ بخشی از این تنش اضافی توسط اسکلت خاک تحمل نمی‌شود - یعنی تنش مؤثر اضافی ($\Delta\sigma'$) برابر صفر است.

پس از اعمال اضافه تنش $\Delta\sigma$ به لایه رس، بیرون رانده شدن آب درون منافذ آغاز می‌گردد و از هر دو سو به درون لایه‌های ماسه زهکشی می‌شود. با این روند، اضافه فشار آب منفذی در هر عمقی از لایه رس به تدریج کاهش می‌یابد و تنشی که بخش جامد خاک تحمل می‌کند (تنش مؤثر)، افزایش پیدا می‌کند. به این ترتیب در زمان $0 < t < \infty$ داریم:

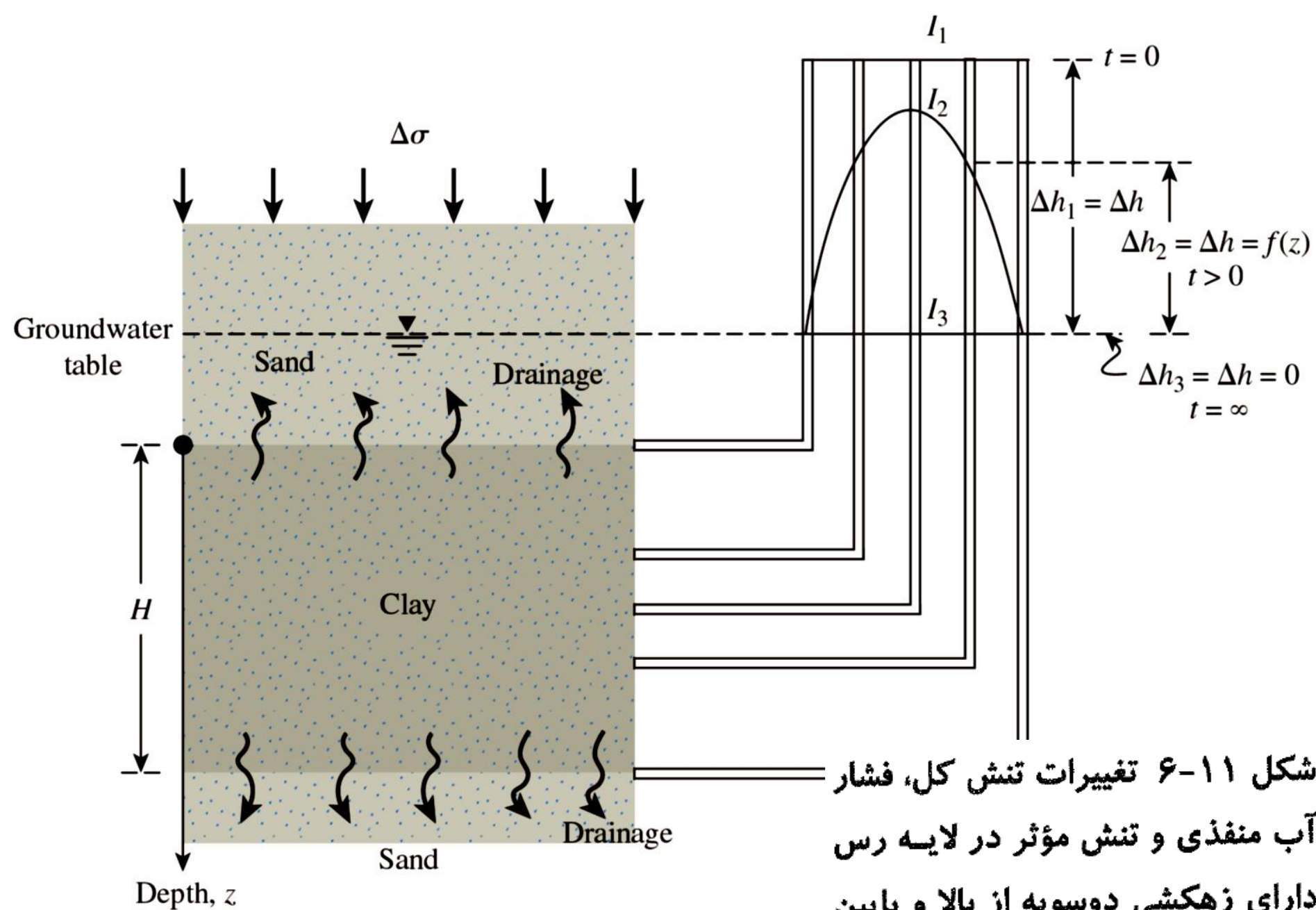
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ و } \Delta u < \Delta\sigma)$$

اما مقدار $\Delta\sigma'$ و Δu در عمق‌های مختلف بسته به حداقل فاصله مسیر زهکشی تا لایه ماسه بالا یا پایین، تغییر می‌کند (شکل ۱۱-۶-ج).

از لحاظ نظری در زمان $t = \infty$ ، کل اضافه فشار آب منفذی در اثر زهکشی از تمام نقاط لایه رس مستهلک می‌شود و بنابراین: $\Delta u = 0$. در این حالت کل افزایش تنش $\Delta \sigma$ توسط سازه خاک تحمل می‌شود (شکل ۱۱-۶-د). بدین ترتیب:

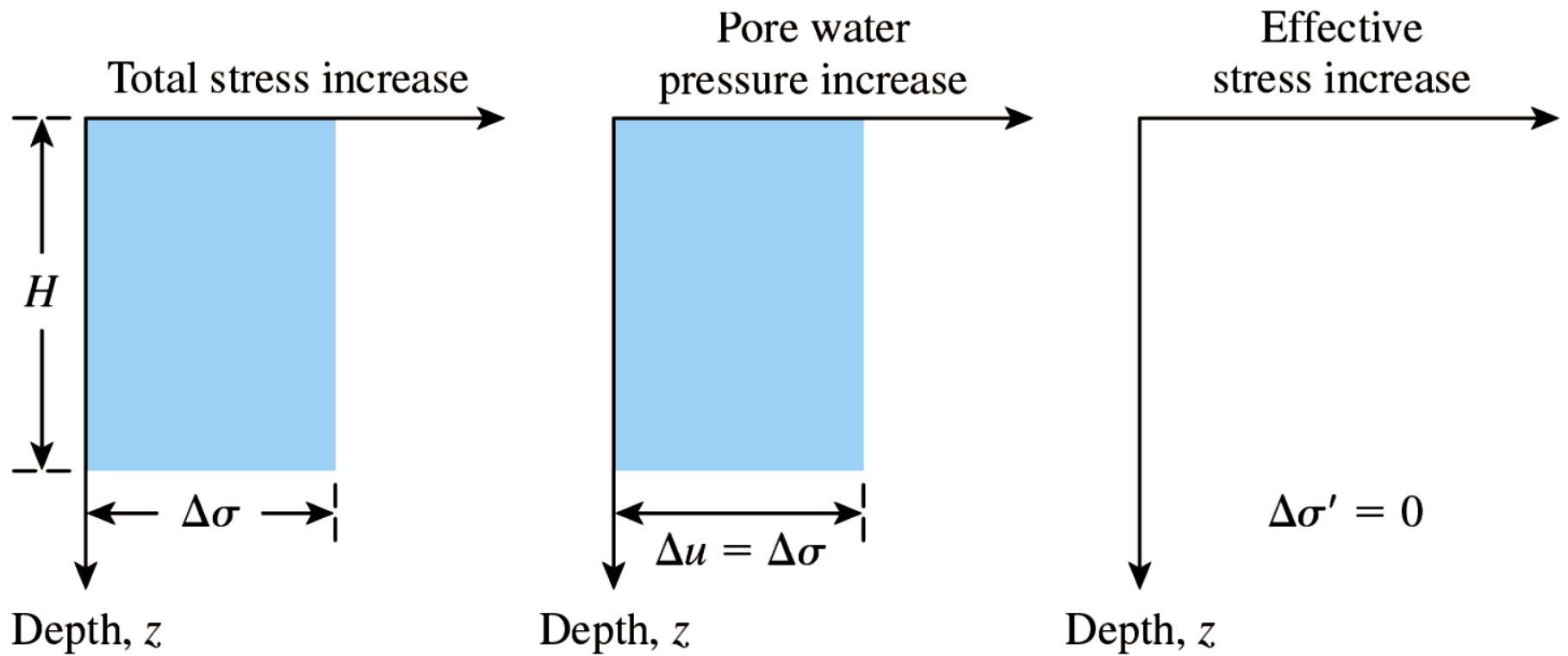
$$\Delta \sigma = \Delta \sigma'$$

این روند تدریجی زهکشی در زیر اضافه بار تحمیلی و انتقال اضافه فشار آب منفذی به تنش مؤثر، سبب نشست وابسته به زمان لایه خاک رس می‌شود.

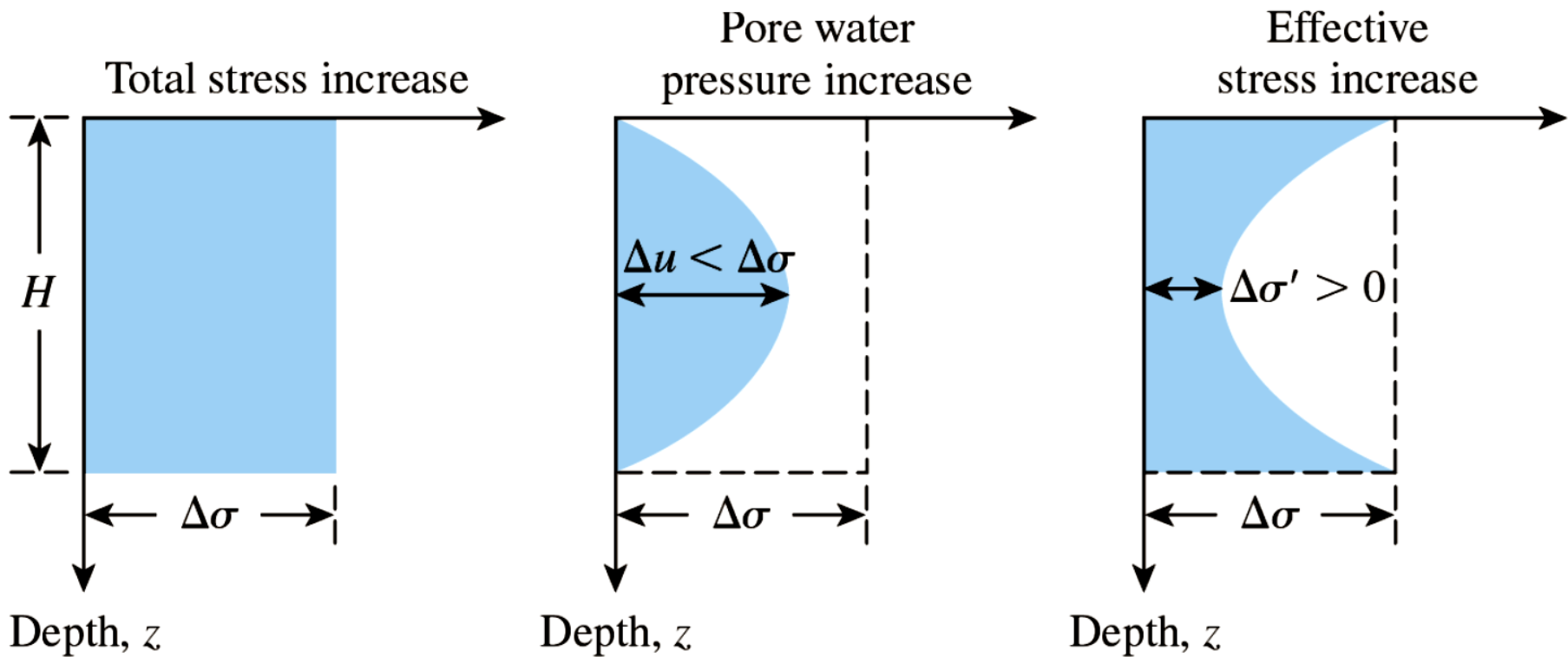


(a)

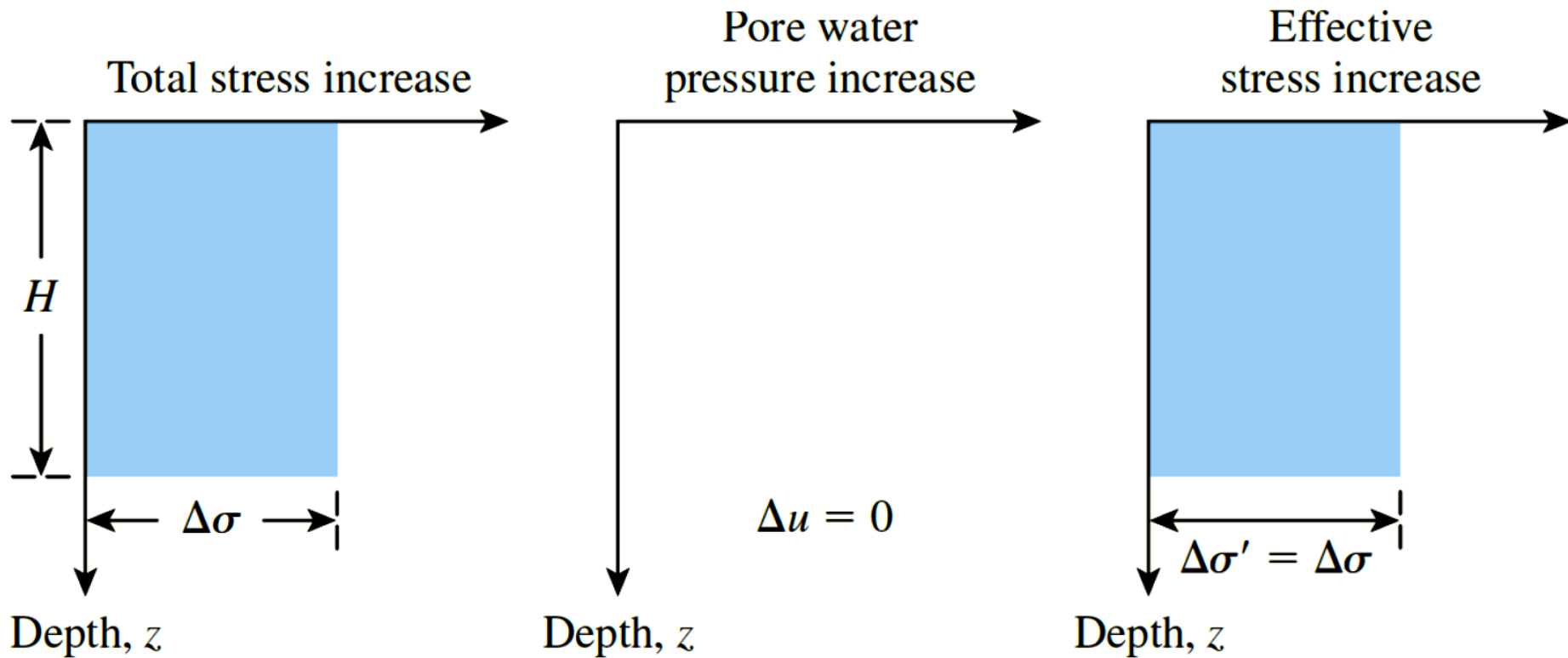
شکل ۱۱-۶ تغییرات تنش کل، فشار
 آب منفذی و تنش مؤثر در لایه رس
 دارای زهکشی دوسویه از بالا و پایین
 در نتیجه تنش اضافی $\Delta\sigma$.



(b) At time $t = 0$



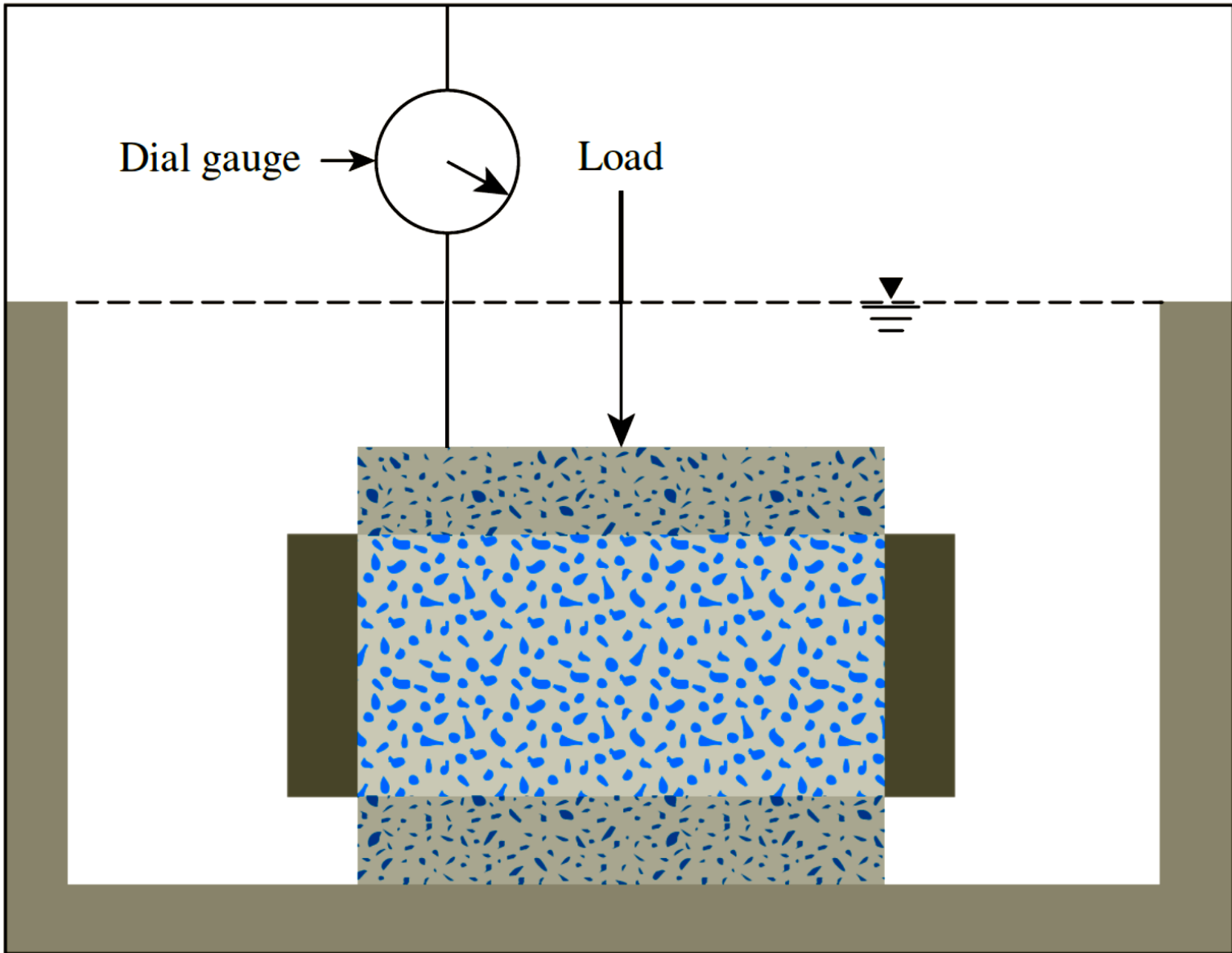
(c) At time $0 < t < \infty$






(d) At time $t = \infty$

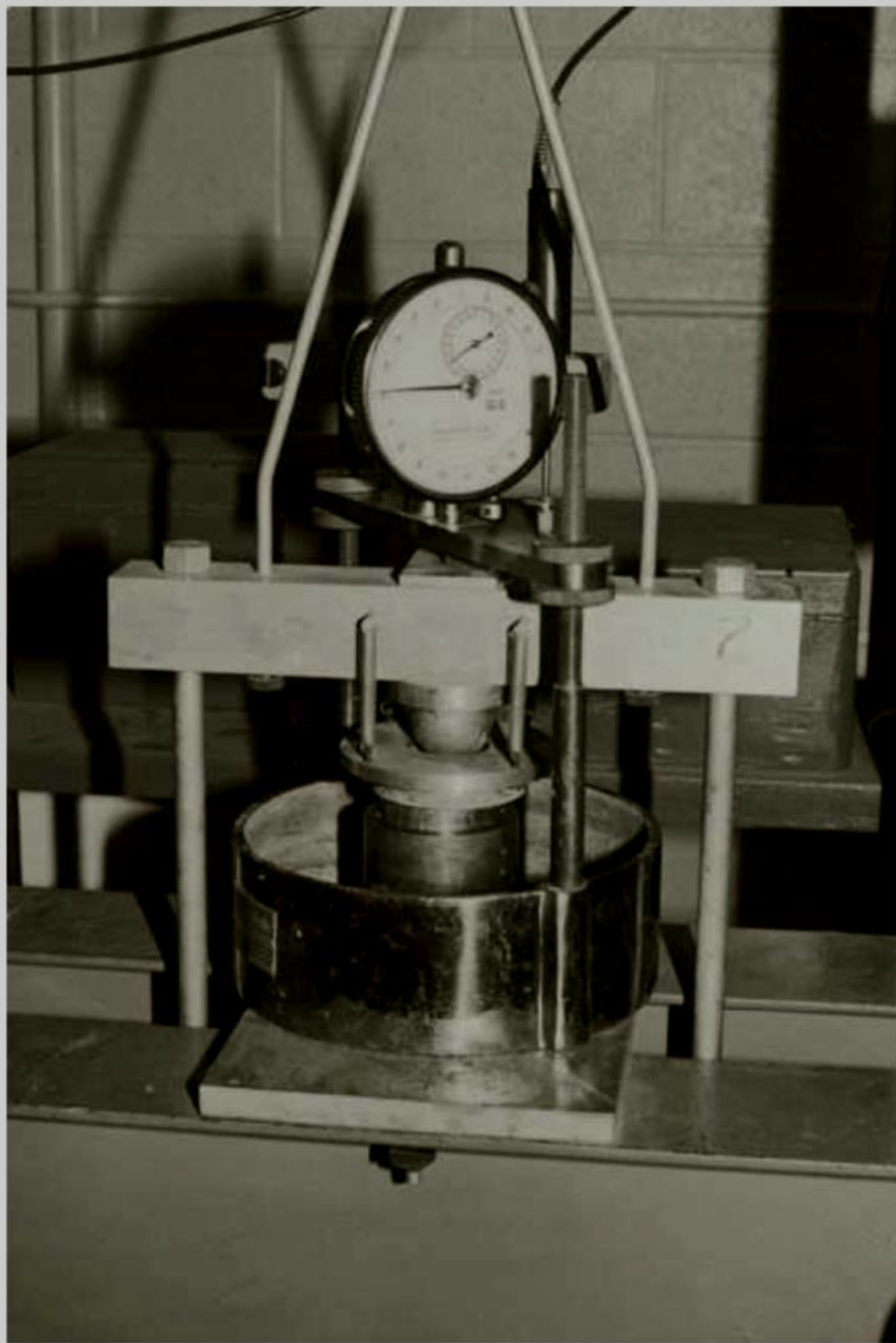
تحکیم یک بعدی

Terzaghi برای نخستین بار روش آزمایش تحکیم یک بعدی را پیشنهاد کرد. این آزمایش در تحکیم سنج (گاهی / انومتر نامیده می شود) انجام می گیرد. در شکل ۱۱-۷-الف طرحی از یک تحکیم سنج نشان داده شده است. شکل ۱۱-۷-ب تصویری از یک تحکیم سنج واقعی را نشان می دهد. نمونه خاک به همراه دو سنگ متخلخل یکی در بالا و دیگری در پایین نمونه، در داخل حلقه ای فلزی قرار داده می شود. نمونه ها معمولاً ۶۴ mm قطر و ۲۵ mm ضخامت دارند. بار روی نمونه از طریق بازوی اهرم اعمال می شود و فشردگی توسط عقربه میکرومتری اندازه گیری می شود. نمونه در ضمن آزمایش در زیر آب نگه داشته می شود. هر بار اعمال شده معمولاً به مدت ۲۴ ساعت حفظ می شود. پس از آن بار معمولاً دو برابر می شود که این به مفهوم دو برابر شدن فشار روی نمونه است و اندازه گیری فشردگی ادامه پیدا می کند. در پایان آزمایش وزن خشک نمونه تعیین می شود. در شکل ۱۱-۷-ج آزمایش در حال انجام تحکیم نشان داده شده است (سمت راست).

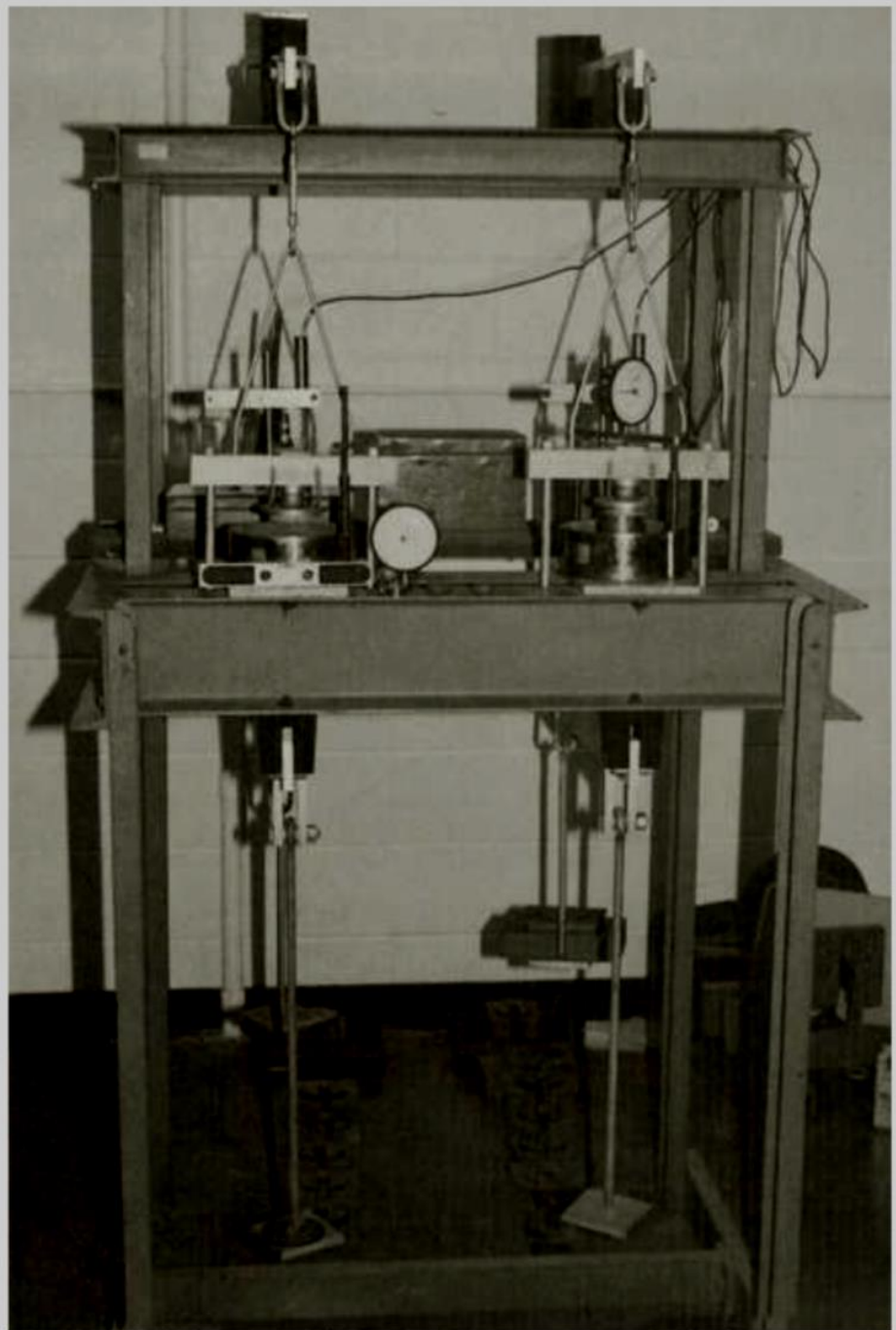


 Porous stone  Soil specimen  Specimen ring

(a)



(b)



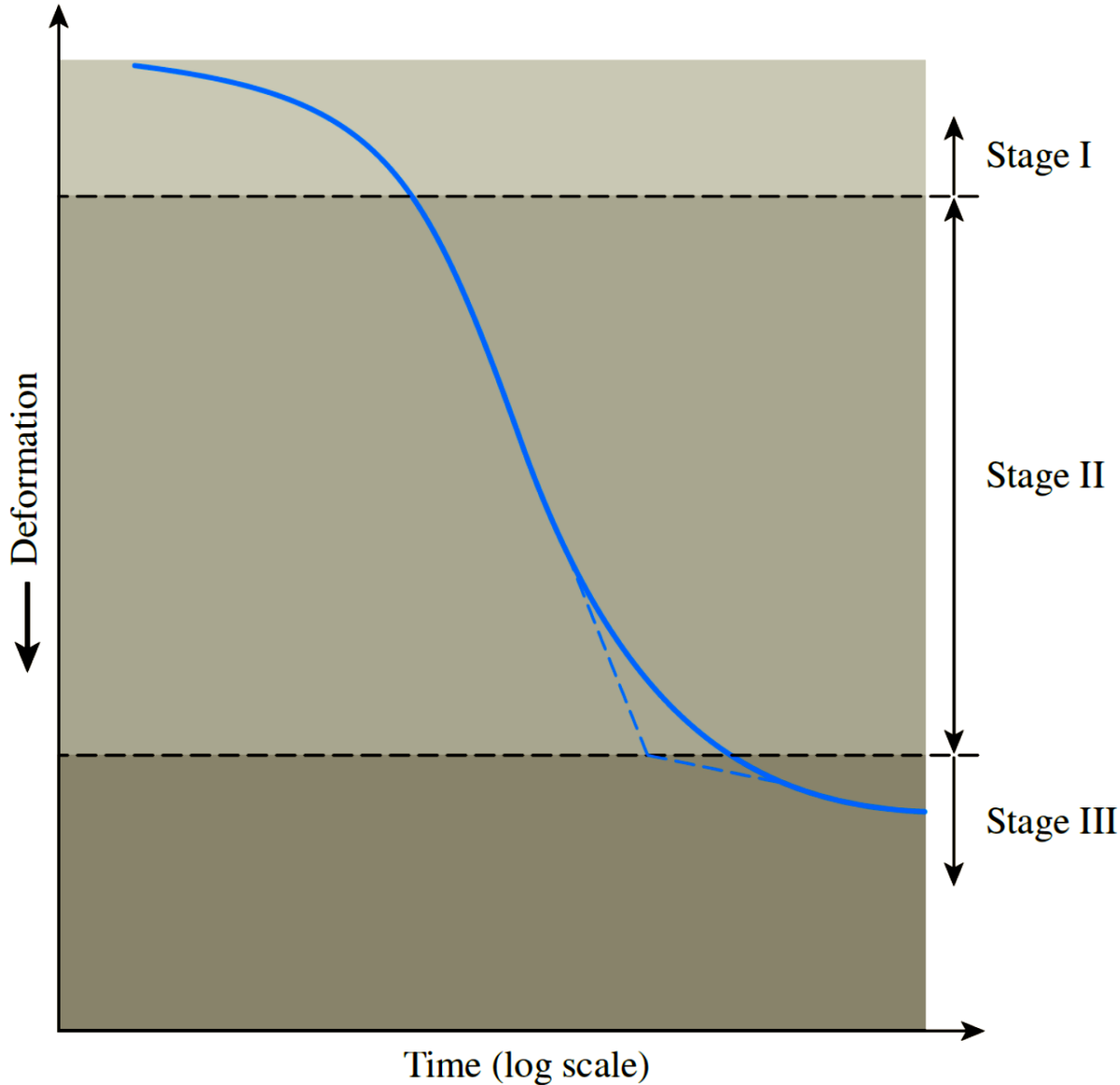
(c)

در شکل ۱۱-۸ طرح کلی نمودار تغییر شکل نمونه تحت تأثیر یک نمو بار معین نشان داده شده است. از روی این نمودار می‌توان سه مرحله مشخص را مشاهده کرد که آنها را می‌توان به صورت زیر تشریح کرد:

مرحله I: فشردگی اولیه که بیشتر از پیش بارگذاری ناشی می‌شود.

مرحله II: تحکیم اولیه که در طول آن اضافه فشار آب منفذی به دلیل بیرون رانده شدن آب منفذی به تدریج به تنش مؤثر منتقل می‌شود.

مرحله III: تحکیم ثانویه که پس از استهلاک کامل اضافه فشار آب منفذی در اثر ایجاد مقداری تغییر شکل در نمونه به دلیل تغییر حالت خمیری بافت خاک صورت می‌گیرد.



- Stage I: Initial compression
- Stage II: Primary consolidation
- Stage III: Secondary consolidation

شکل ۸-۱۱ نمودار زمان - تغییر شکل در ضمن تحکیم نمونه تحت تأثیر یک بار معین.

نمودارهای نسبت تخلخل - فشار

پس از به دست آوردن نمودارهای زمان - تغییر شکل برای بارگذاری‌های مختلف در آزمایشگاه، باید تغییر نسبت تخلخل نمونه را نسبت به فشار بررسی کرد. در بخش زیر روش گام به گام انجام این کار شرح داده می‌شود:

گام ۱: محاسبه ارتفاع H_s بخش جامد نمونه خاک (شکل ۱۱-۹) با استفاده از معادله زیر:

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} = \frac{M_s}{AG_s \rho_w} \quad (۱۱-۱۴)$$

که در این جا: W_s = وزن خشک نمونه

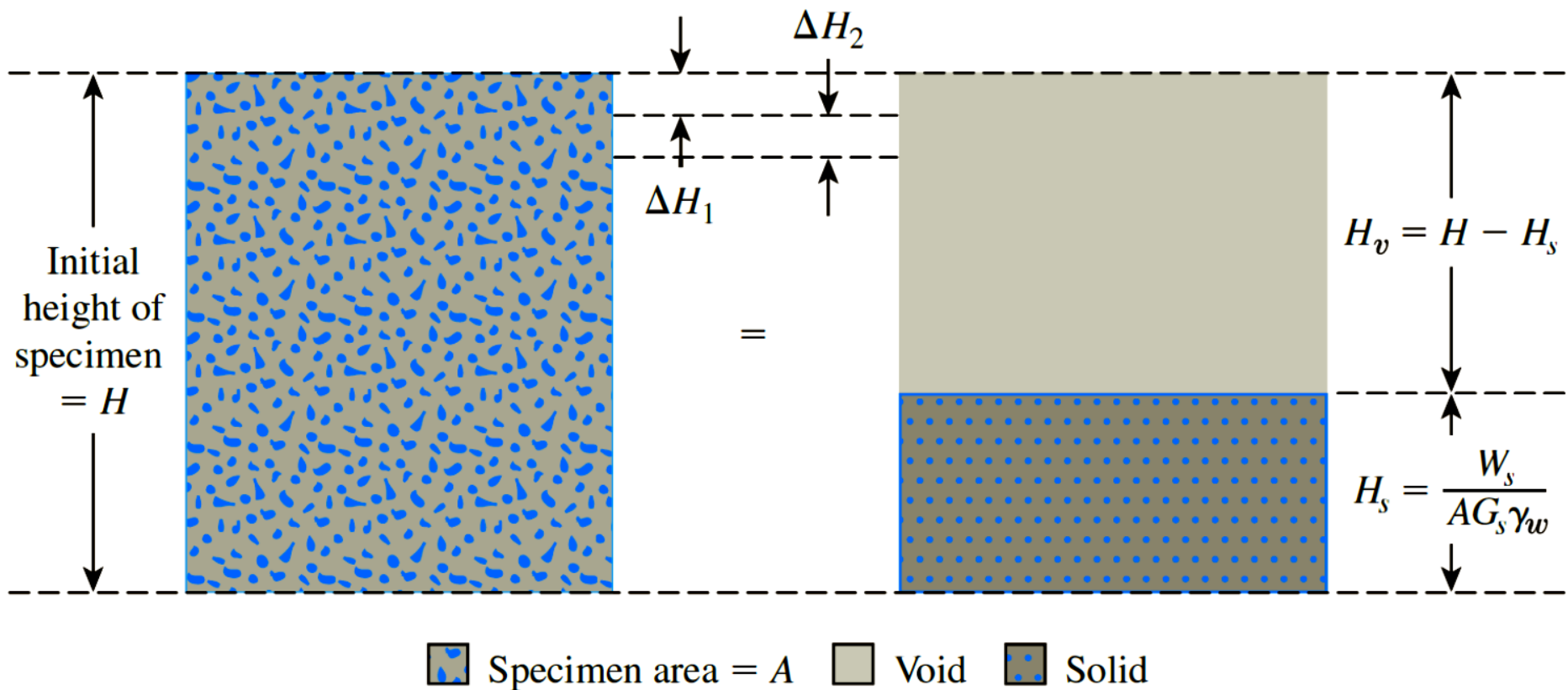
M_s = جرم خشک نمونه

A = سطح مقطع نمونه

G_s = چگالی بخش جامد خاک

γ_w = وزن مخصوص آب

ρ_w = جرم مخصوص آب.



شکل ۹-۱۱ تغییر ارتفاع نمونه در آزمایش تحکیم یک بعدی

گام ۲ : محاسبه ارتفاع اولیه منافذ به صورت زیر:

$$H_v = H - H_s \quad (11-15)$$

که در این جا: H = ارتفاع اولیه نمونه.

گام ۳ : محاسبه نسبت تخلخل اولیه e_0 نمونه با استفاده از معادله زیر:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (11-16)$$

گام ۴ : محاسبه تغییر نسبت تخلخل برای نخستین بارگذاری نمونه یعنی σ_1 (بار کل تقسیم بر واحد

سطح نمونه) که سبب تغییر شکل ΔH_1 می شود:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (17-11)$$

(ΔH_1) از قرائت اولیه و نهایی عقربه اندازه‌گیری برای آن بارگذاری به دست می‌آید.)
 ذکر این نکته مهم است که در پایان تحکیم، تنش کل σ_1 با تنش مؤثر σ'_1 برابر است.
 گام ۵: محاسبه نسبت تخلخل جدید پس از تحکیم ناشی از نمو فشار:

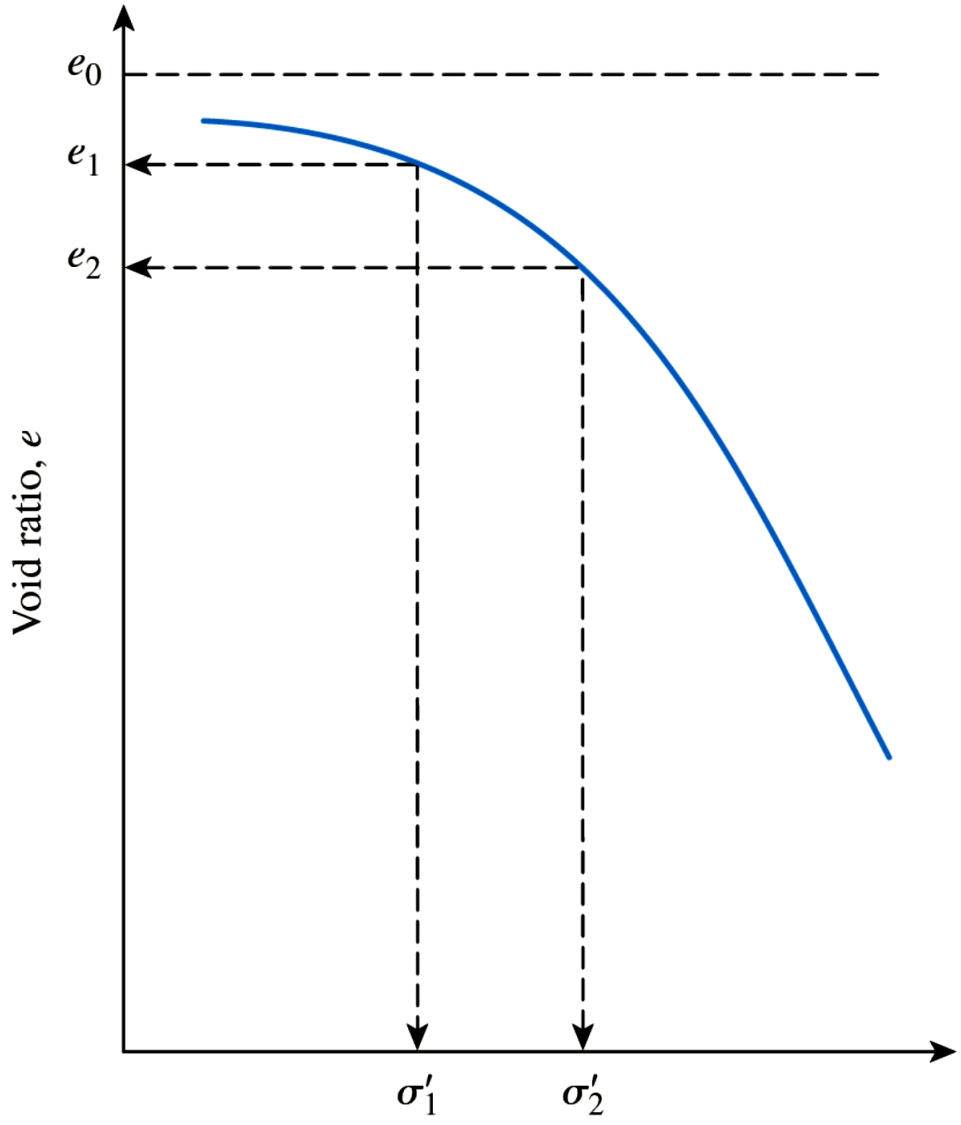
$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (18-11)$$

برای بارگذاری بعدی σ_r (توجه: σ_r برابر است با بار انباشته به ازای واحد سطح نمونه) که سبب تغییر شکل اضافی ΔH_r می‌شود، نسبت تخلخل در پایان تحکیم را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$e_r = e_1 - \frac{\Delta H_r}{H_s} \quad (19-11)$$

در این زمان، $\sigma_r =$ تنش مؤثر σ'_r . با ادامه کار به روشی مشابه می‌توان نسبت‌های تخلخل را در پایان تحکیم تمامی نمونه‌های بار به دست آورد.

در پایان تحکیم، نمودار تنش مؤثر σ' و نسبت‌های تخلخل متناظر (e) بر روی کاغذ نمودار نیمه لگاریتمی ترسیم می‌شود. در شکل ۱۰-۱۱ نمونه‌ای از این نمودار نشان داده شده است.



Effective pressure, σ' (log scale)

نمونه نمودار e نسبت به $\log \sigma'$.

رئس‌های عادی تحکیم یافته و بیش تحکیم یافته

در شکل ۱۱-۱۰ دیده می‌شود که بخش بالایی نمودار $e - \log \sigma'$ یک منحنی با شیب ملایم است و به دنبال آن رابطه نسبت تخلخل با $\log \sigma'$ با شیبی تندتر حالت خطی پیدا می‌کند. این پدیده را می‌توان به صورت زیر شرح داد:

خاک موجود در محل در تاینچچه زمین‌شناسی گذشته خود تا عمقی از سطح زمین تحت تأثیر حداکثر فشار مؤثر معینی قرار داشته است. این حداکثر فشار مؤثر پیشین ممکن است با فشار سربار مؤثر موجود در زمان نمونه‌گیری مساوی یا از آن کمتر باشد. کاهش فشار مؤثر در محل می‌تواند به دلیل فرآیندهای طبیعی زمین‌شناسی یا فرآیندهای انسانی باشد. در زمان نمونه‌گیری، فشار سربار مؤثر موجود نیز برداشته می‌شود که این به مقداری انبساط منجر می‌گردد. هنگامی که این نمونه تحت آزمایش تحکیم قرار می‌گیرد، زمانی که فشار مؤثر اعمال شده کمتر از حداکثر فشار سربار مؤثری است که خاک در گذشته در مکان خود تحت تأثیر آن بوده است، مقدار کمی فشردگی (یعنی تغییر کمی در نسبت تخلخل) صورت می‌گیرد. زمانی که فشار مؤثر روی نمونه بزرگتر از حداکثر فشار مؤثر در گذشته می‌شود، تغییر نسبت تخلخل بسیار بزرگتر است و رابطه $e - \log \sigma'$ عملاً با یک شیب تندتر حالت خطی دارد.

این رابطه را می‌توان در آزمایشگاه با بارگذاری نمونه تا بیش از حداکثر فشار سربار مؤثر و سپس باربرداری و بارگذاری مجدد به دست آورد. شکل ۱۰-۱۲ نمودار $e - \log \sigma'$ چنین حالت‌هایی را نشان می‌دهد که در آن cd نشانگر بار برداری و dfg نشانگر روند بارگذاری مجدد است.

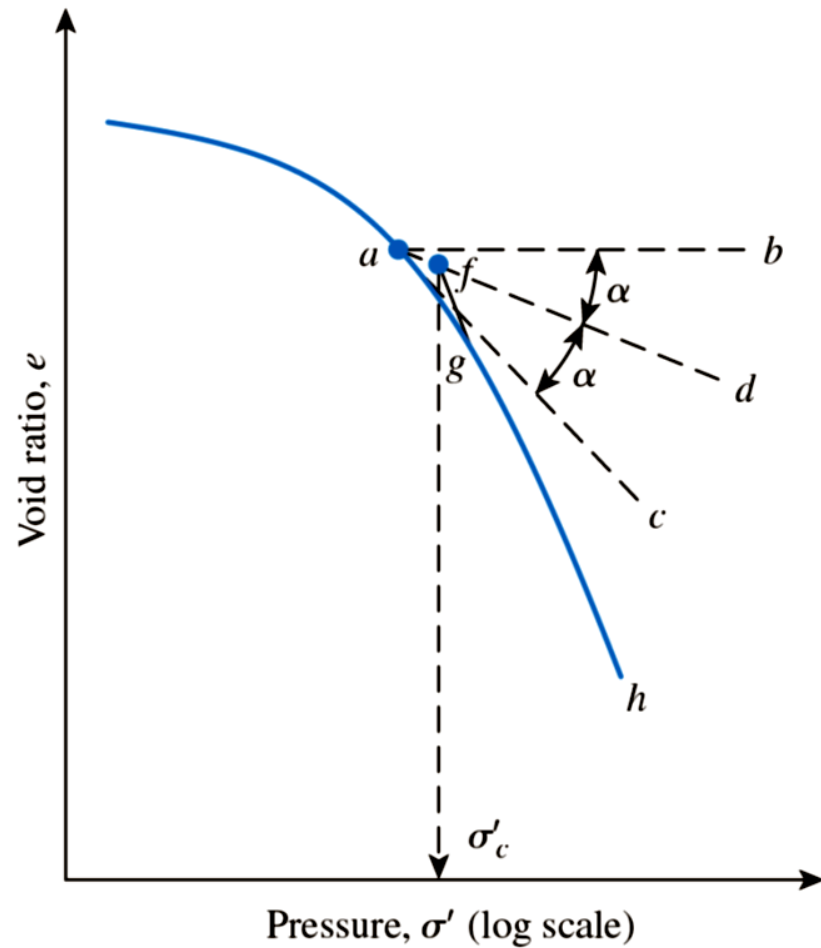
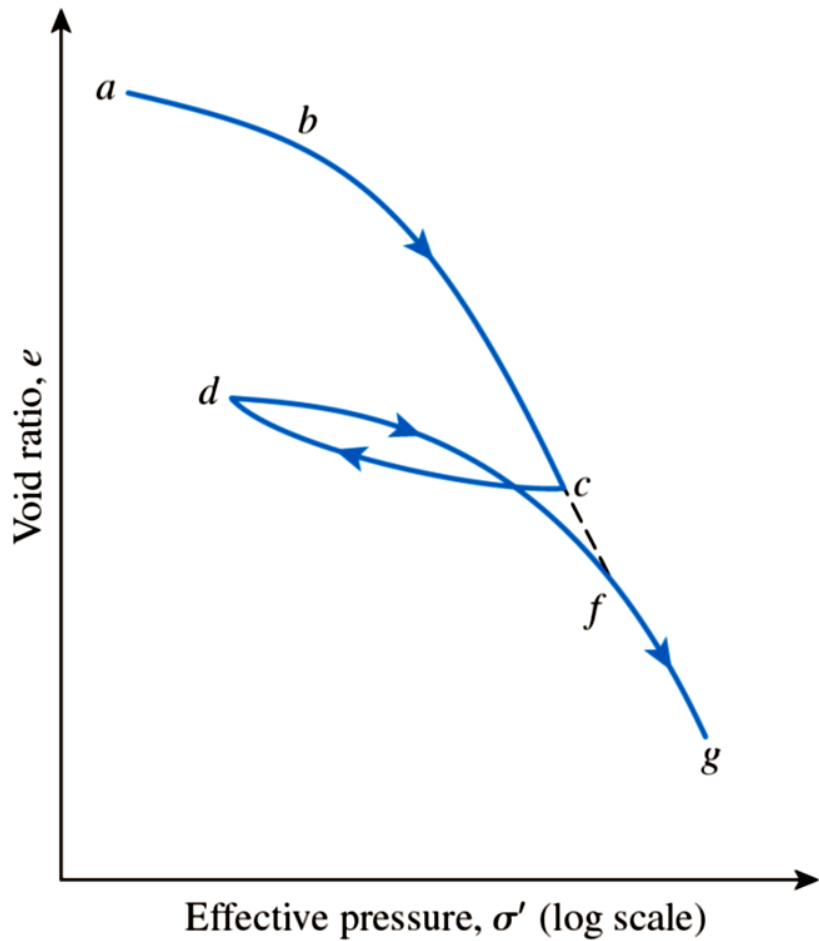
این موضوع ما را به دو تعریف پایه‌ای از رس بر اساس تاریخچه تنش رهنمون می‌شود:

۱- رس عادی تحکیم یافته که فشار سربار مؤثر حال حاضر آن حداکثر فشاری است که خاک در گذشته تحت تأثیر آن قرار داشته است.

۲- رس بیش تحکیم یافته که فشار سربار مؤثر حال حاضر آن کمتر از فشاری است که خاک در گذشته تجربه کرده است. حداکثر فشار مؤثر در گذشته را فشار پیش تحکیمی می‌نامند.

Casagrande (۱۹۳۶) روش ترسیمی ساده‌ای را برای تعیین فشار پیش‌تحکیمی σ'_e از روی نمودار آزمایشگاهی $e - \log \sigma'$ پیشنهاد کرد. روند انجام این کار به ترتیب زیر است (به شکل ۱۱-۱۳ نگاه کنید):

- ۱- با مشاهده چشمی، نقطه a یعنی مکانی را تعیین کنید که در آن نقطه، نمودار $e - \log \sigma'$ دارای حداقل شعاع انحنا است.
- ۲- خط افقی ab را ترسیم کنید.
- ۳- خط ac را مماس بر a ترسیم کنید.
- ۴- خط ad یعنی نیمساز زاویه bac را ترسیم کنید.
- ۵- بخش مستقیم‌الخط gh از نمودار $e - \log \sigma'$ را امتداد دهید تا خط نیمساز ad را در نقطه f قطع کند. مختص طول نقطه f همان فشار پیش‌تحکیمی σ'_e است.



شکل ۱۱-۱۲ نمودار e نسبت به $\log \sigma'$ نشانگر شاخه‌های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد است.

شکل ۱۱-۱۳ روش ترسیمی تعیین فشار پیش تحکیمی.

حال نسبت بیش تحکیمی (OCR) خاک را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (۲۰-۱۱)$$

که در این جا: σ'_c = فشار پیش تحکیمی نمونه

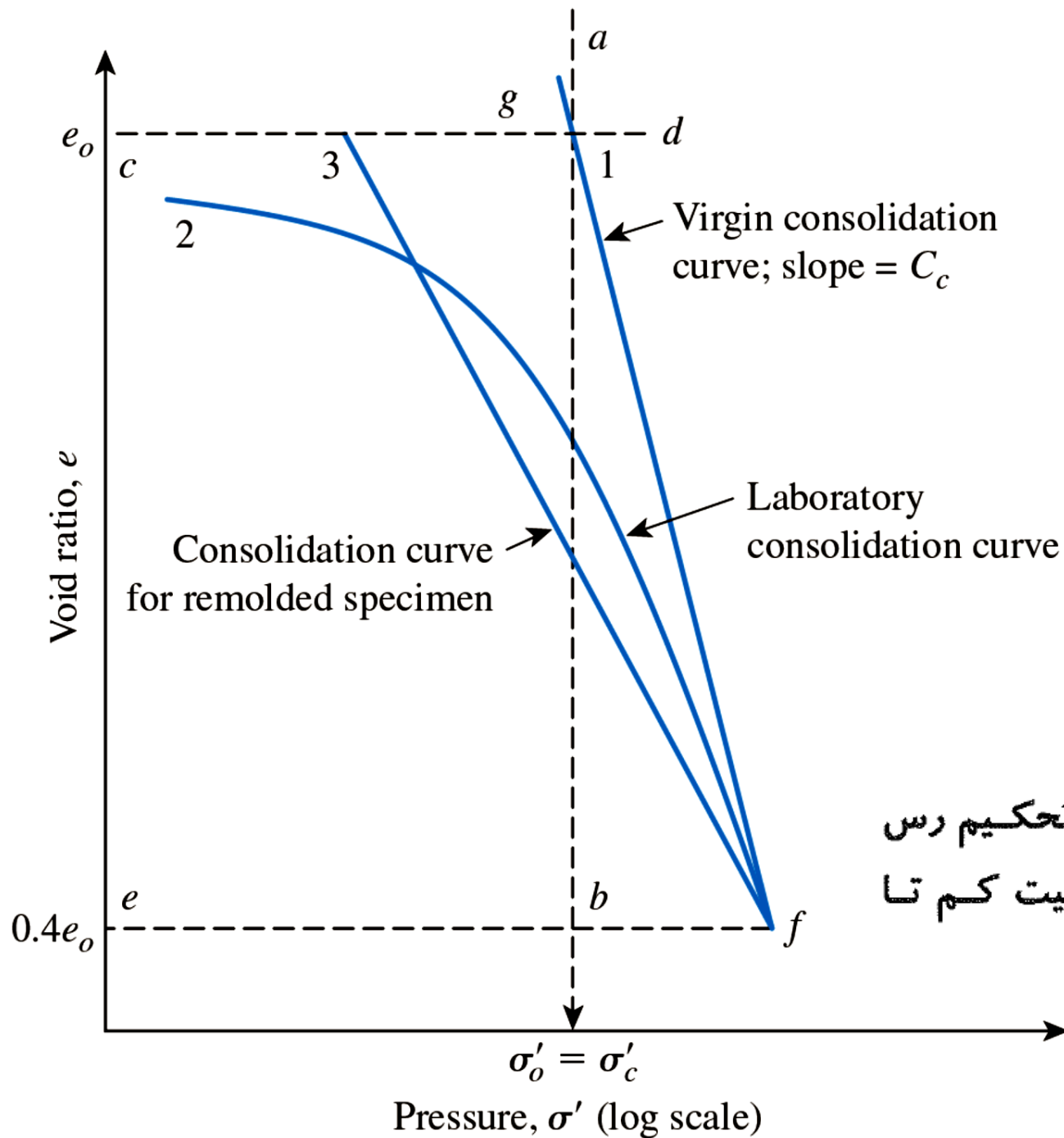
σ' = فشار قائم مؤثر موجود.

اثر دست خوردگی بر روی رابطه نسبت تخلخل - فشار

در زمان قالب زدن نمونه خاک، خاک تا حدودی دچار دست خوردگی می‌شود. این دست خوردگی باعث می‌شود تا نمودار $e - \log \sigma'$ آزمایشگاهی تا حدودی نسبت به رفتار واقعی خاک در محل متفاوت باشد. نمودار $e - \log \sigma'$ صحرائی را می‌توان به صورت شرح داده شده در این بخش، از روی نتایج آزمون آزمایشگاهی بازسازی کرد (Terzaghi و Peck، ۱۹۶۷).

رس عادی تحکیم یافته با خاصیت خمیری کم تا متوسط

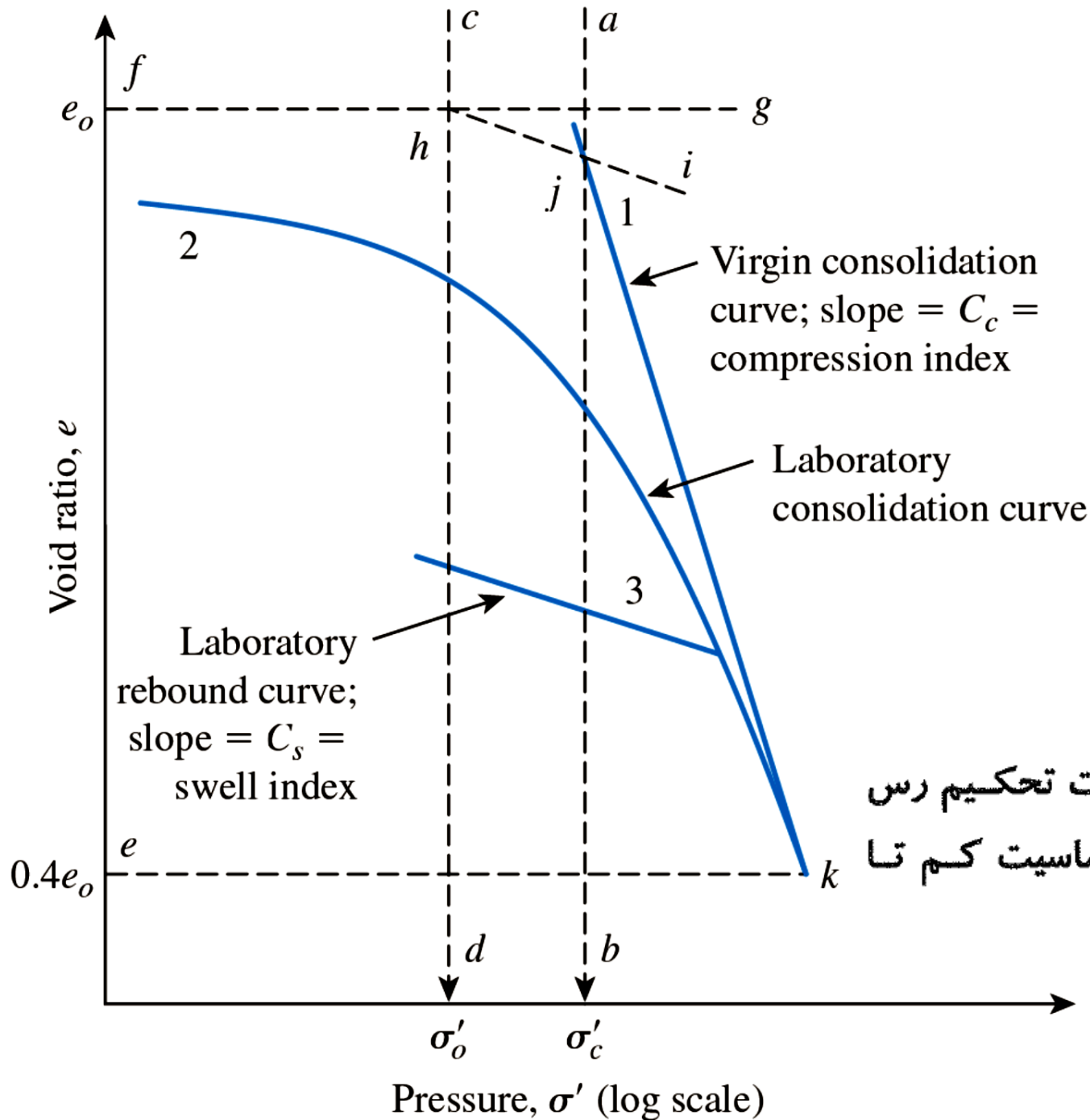
- ۱- منحنی ۲ در شکل ۱۱-۱۴ نمودار $e - \log \sigma'$ آزمایشگاهی است. از روی این نمودار، فشار پیش تحکیمی $(\sigma'_c) = \sigma'_0$ (یعنی فشار سربار مؤثر موجود) تعیین می‌شود. با مشخص شدن مکان $\sigma'_c = \sigma'_0$ ، خط قائم ab را ترسیم کنید.
 - ۲- نسبت تخلخل صحرائی e_0 را حساب کنید [بخش ۱۱-۵، معادله (۱۱-۱۶)]. خط افقی cd را ترسیم کنید.
 - ۳- مقدار $e_0/4$ را حساب کرده و خط ef را ترسیم کنید. (توجه: f نقطه تقاطع خط با منحنی ۲ است.)
 - ۴- نقاط f و g را به هم وصل کنید. توجه داشته باشید که g نقطه تقاطع خطوط ab و cd است. این خط را منحنی تحکیم بکر می‌نامند.
- ذکر این نکته مهم است که در صورت دست خوردگی کامل نمونه خاک، موقعیت عمومی نمودار $e - \log \sigma'$ به صورت منحنی ۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱۴ خصوصیات تحکیم رس
 عادی تحکیم یافته با حساسیت کم تا
 متوسط.

رس پیش تحکیم یافته با خاصیت خمیری کم تا متوسط

- ۱- منحنی ۲ در شکل ۱۱-۱۵ نمودار $e - \log \sigma'$ آزمایشگاهی (بارگذاری) و منحنی ۳، منحنی باربرداری یا بازگشت آزمایشگاهی است. از روی منحنی ۲، فشار پیش تحکیمی σ'_0 را تعیین کرده و خط قائم ab را ترسیم کنید.
 - ۲- فشار سربار مؤثر صحرایی σ'_0 را تعیین کرده و خط قائم cd را ترسیم کنید.
 - ۳- نسبت تخلخل صحرایی e_0 را تعیین کنید. خط افقی fg را ترسیم کنید. نقطه تقاطع خطوط fg و cd را h بنامید.
 - ۴- خط hi را (که عملاً یک خط مستقیم است) موازی با منحنی ۳ ترسیم کنید. نقطه تقاطع خطوط hi و ab را z بنامید.
 - ۵- نقاط z و k را به یکدیگر متصل کنید. نقطه k بر روی منحنی ۲ قرار دارد و عرض آن $e_0/4$ است.
- مسیر نمودار تحکیم صحرایی hjk خواهد بود. مسیر بازفشردهگی صحرایی hj است که با منحنی باربرداری یا بازگشت آزمایشگاهی موازی است (Schmertmann, ۱۹۵۳).



شکل ۱۱-۱۵ خصوصیات تحکیم رس
 بیش تحکیم یافته با حساسیت کم تا
 متوسط.

محاسبهٔ نشست ناشی از تحکیم اولیهٔ یک بعدی

با دانش حاصل از نتایج آزمایش تحکیم، اکنون می‌توان نشست احتمالی ناشی از تحکیم اولیه خاک در محل را با فرض تحکیم یک بعدی حساب کرد.

لایه‌ای از رس اشباع به ضخامت H و سطح مقطع A را تحت فشار سربار مؤثر متوسط موجود σ'_0 در نظر بگیرید. به دلیل افزایش تنش مؤثر $\Delta\sigma'$ ، نشست اولیه را S_c فرض می‌کنیم. بدین ترتیب تغییر حجم (شکل ۱۱-۱۶) را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

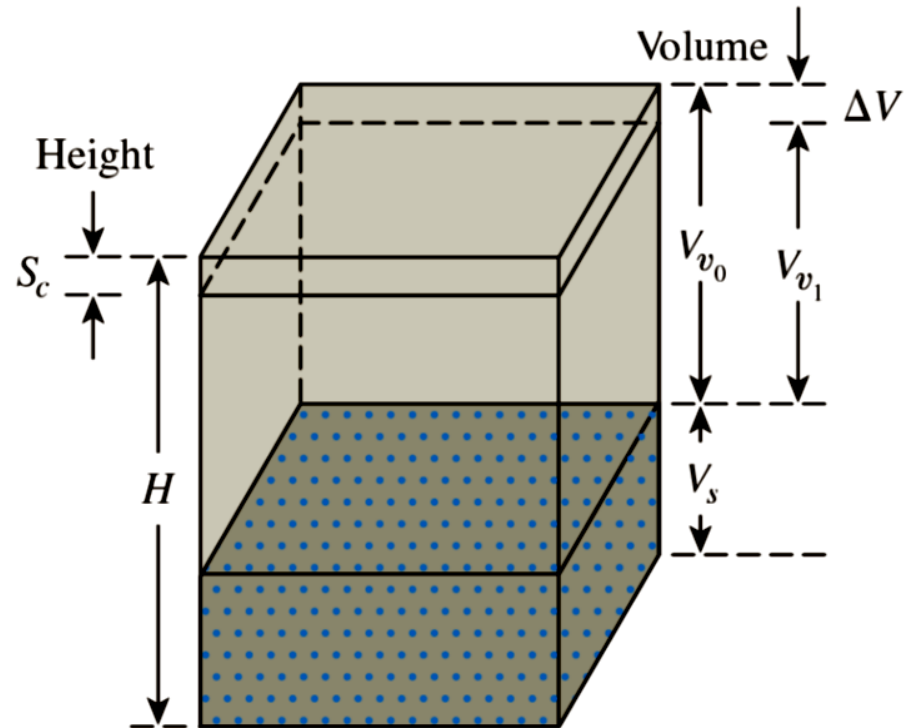
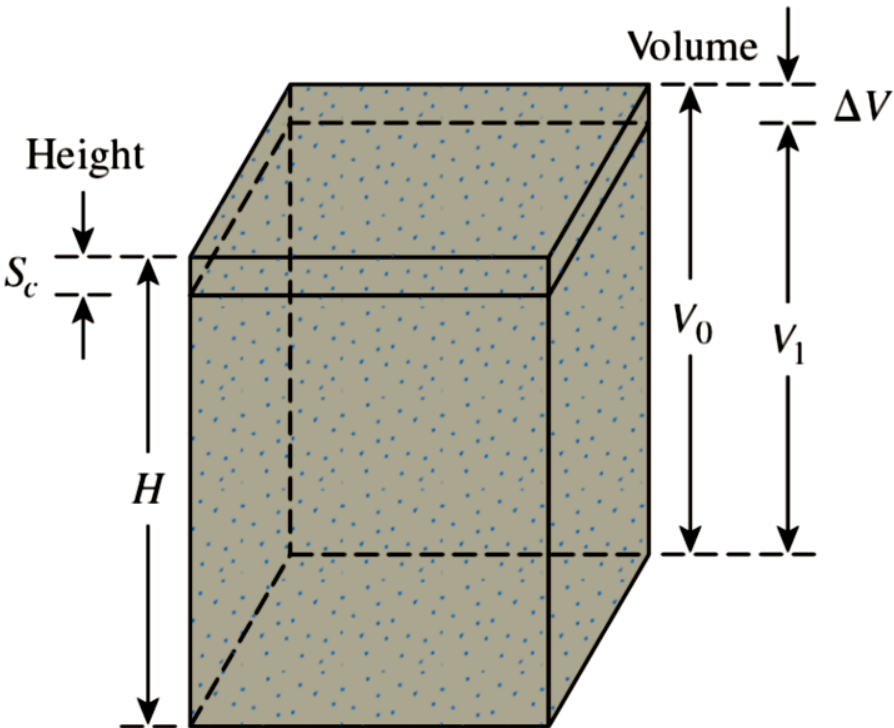
$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A \quad (۱۱-۲۵)$$

که در این جا V_0 و V_1 به ترتیب حجم اولیه و نهایی‌اند. اما تغییر حجم کل برابر است با تغییر حجم منافذ ΔV_v ، بنابراین:

$$\Delta V = S_c A = V_{v_0} - V_{v_1} = \Delta V_v \quad (۱۱-۲۶)$$

Cross-sectional area = A

Cross-sectional area = A



=

Soil Void Solid

نشست ناشی از تحکیم یک بعدی.

که در این جا V_v و V_o به ترتیب حجم اولیه و نهایی منافذاند. از تعریف نسبت تخلخل نتیجه می شود:

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \quad (27-11)$$

که در این جا: $\Delta e =$ تغییر نسبت تخلخل. اما:

$$V_s = \frac{V_o}{1+e_o} = \frac{AH}{1+e_o} \quad (28-11)$$

که در این جا: $e_o =$ نسبت تخلخل اولیه در حجم V_o . بنابراین از معادلات (25-11) تا (28-11) داریم:

$$\Delta V = S_c A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1+e_o} \Delta e$$

یا

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1+e_o} \quad (29-11)$$

برای رس های عادی تحکیم یافته با رابطه خطی $e - \log \sigma'$ داریم (به شکل 11-14 نگاه کنید):

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_o + \Delta \sigma') - \log \sigma'_o] \quad (30-11)$$

که در این جا: $C_c =$ شیب نمودار $e - \log \sigma'$ که نشانه فشردگی نامیده می شود. با جایگزین کردن

معادله (30-11) در معادله (29-11) نتیجه می شود:

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (31-11)$$

در رس‌های بیش تحکیم یافته (شکل ۱۱-۱۵)، برای $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ ، تغییرات $e - \log \sigma'$ صحرایی در امتداد خط hj است و شیب آن تقریباً با شیب منحنی بازگشت یا باربرداری آزمایشگاهی برابر است. شیب منحنی بازگشت C_s ، نشانه تورم نامیده می‌شود. بدین ترتیب:

$$\Delta e = C_s [\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \quad (۱۱-۳۲)$$

از معادلات (۱۱-۲۹) و (۱۱-۳۲) نتیجه می‌شود:

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (۱۱-۳۳)$$

چنانچه $\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma'_c$ باشد، در این صورت:

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (۱۱-۳۴)$$

اما چنانچه منحنی $e - \log \sigma'$ در دست باشد، به آسانی می‌توان Δe را برای محدوده مناسبی از فشار از روی نمودار برداشت کرد. برای محاسبه نشست S_c ، این عدد را می‌توان در معادله (۱۱-۲۹) جایگزین کرد.

نشانه فشردگی (C_c)

Skempton (۱۹۴۴) برای نشانه فشردگی رس‌های دست نخورده رابطه تجربی زیر را پیشنهاد کرد:

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

(۱۱-۳۵)

که در این جا: $LL =$ حد روانی.

نشانه تورم (C_s)

نشانه تورم از نظر مقدار بسیار کوچکتر از نشانه فشرده‌گی است و معمولاً آن را می‌توان از روی نتایج آزمایشگاهی تعیین کرد. در بیشتر موارد:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ تا } \frac{1}{10} C_c$$

نشست تحکیمی ثانویه

در بخش ۱۱-۴ نشان داده شد که در پایان تحکیم اولیه (یعنی پس از استهلاک کامل اضافه فشار آب منفذی)، به دلیل تغییر خاصیت خمیری بافت خاک، مقداری نشست مشاهده می‌شود. این مرحله از تحکیم را تحکیم ثانویه می‌نامند. در طول تحکیم ثانویه، نمودار تغییر شکل نسبت به لگاریتم زمان عملاً خطی است (به شکل ۱۱-۸ نگاه کنید). تغییرات نسبت تخلخل e نسبت به زمان t برای یک نمونه بار معین شبیه مورد نشان داده شده در شکل ۱۱-۸ است. این تغییر در شکل ۱۱-۲۰ نشان داده شده است. نشانه فشردگی ثانویه را می‌توان از روی شکل ۱۱-۲۰ به صورت زیر تعریف کرد:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log (t_2/t_1)} \quad (11-43)$$

که در این جا: C_{α} = نشانه تحکیم ثانویه

Δe = تغییر نسبت تخلخل

t_2, t_1 = زمان.

مقدار تحکیم ثانویه را می‌توان به صورت زیر حساب کرد:

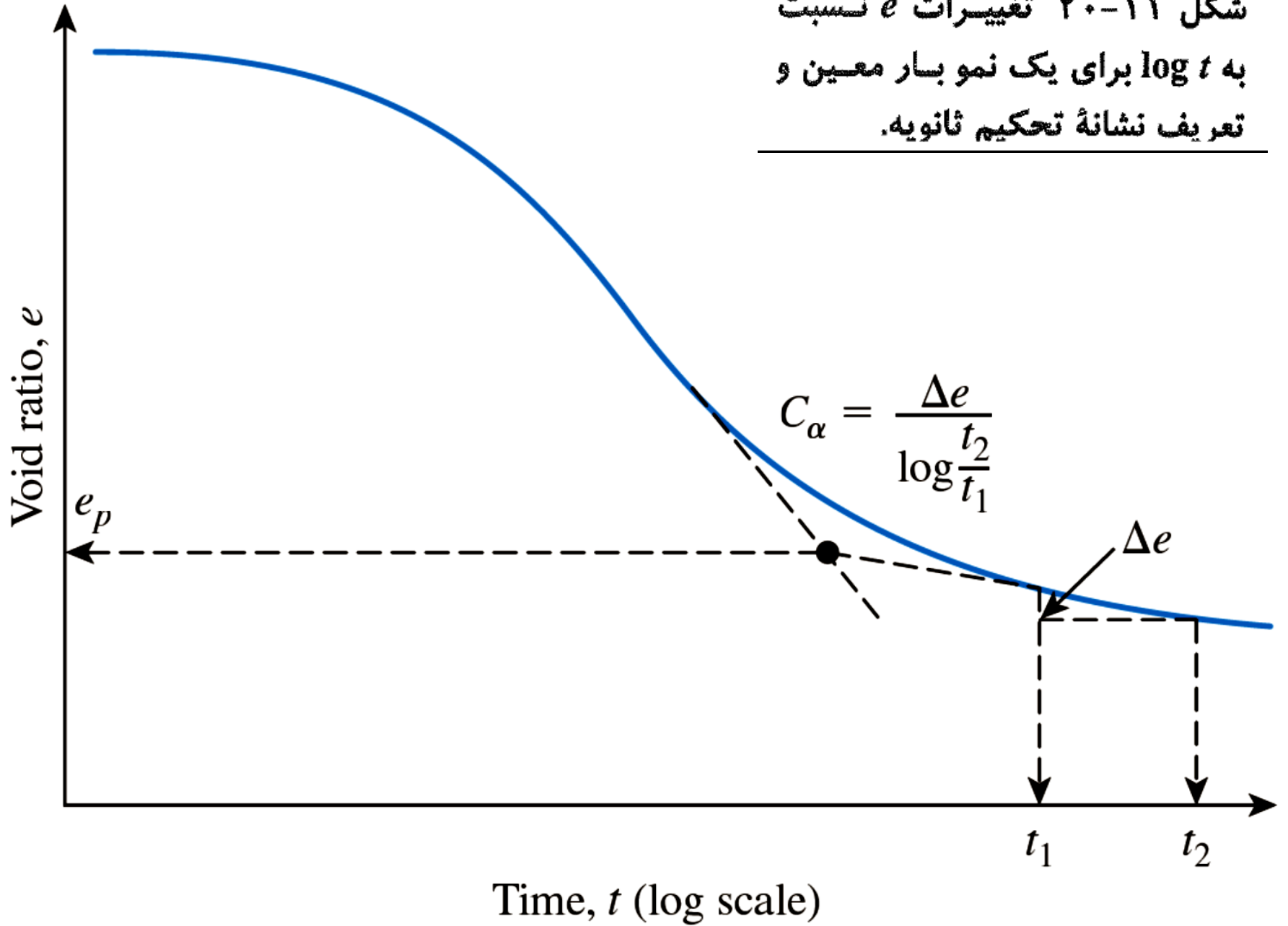
$$S_s = C'_\alpha H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (11-44)$$

و

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \quad (11-45)$$

که در این جا: e_p = نسبت تخلخل در پایان تحکیم اولیه (به شکل ۱۱-۲۰ نگاه کنید)
 H = ضخامت لایه رس.

شکل ۱۱-۲۰ تغییرات e نسبت
به $\log t$ برای یک نموبار معین و
تعریف نشانه تحکیم ثانویه.



سرعت زمانی تحکیم

Terzaghi (۱۹۲۵) نخستین

نظریه‌ای را ارائه کرد که در آن سرعت تحکیم یک بعدی در خاک‌های رس اشباع در نظر گرفته شده بود. روش‌های ریاضی به دست آوردن این رابطه بر اساس شش فرض زیر استوار است (به Taylor ، ۱۹۴۸ نیز نگاه کنید):

- ۱- سیستم رس - آب همگن است.
- ۲- اشباع کامل است.
- ۳- تراکم‌پذیری آب ناچیز است.
- ۴- تراکم‌پذیری دانه‌های خاک ناچیز است (اما دانه‌های خاک تغییر آرایش می‌دهند).
- ۵- جریان آب تنها در یک امتداد است (یعنی در امتداد تراکم).
- ۶- قانون Darcy معتبر است.

در شکل ۱۱-۲۲- الف لایه‌ای از رس به ضخامت H_{dr} ۲ نشان داده شده است که در بین دو لایه ماسه بسیار نفوذپذیر قرار گرفته است (توجه: H_{dr} = حداکثر طول مسیر زهکشی). چنانچه این لایه رس در معرض افزایش فشار $\Delta\sigma$ قرار گیرد، فشار آب منفذی در هر نقطه A در داخل لایه رس افزایش پیدا می‌کند. برای تحکیم یک بعدی، آب در امتداد قائم به سمت لایه ماسه رانده می‌شود.

در شکل ۱۱-۲۲- ب جریان آب از میان یک جزء منشوری در نقطه A نشان داده شده است. برای جزء خاک نشان داده شده داریم:

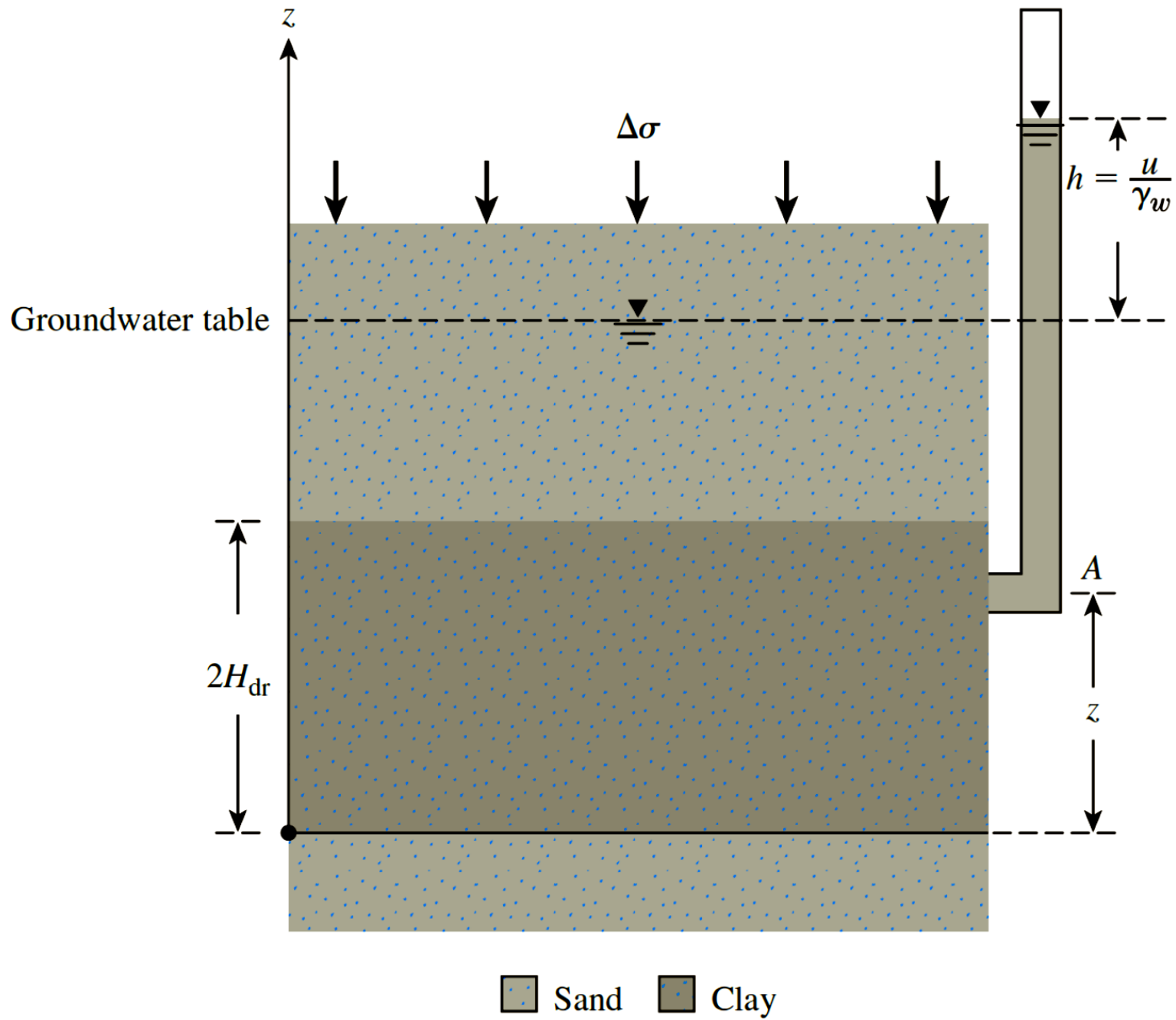
میزان تغییر حجم = میزان آب ورودی - میزان آب خروجی

بنابراین:

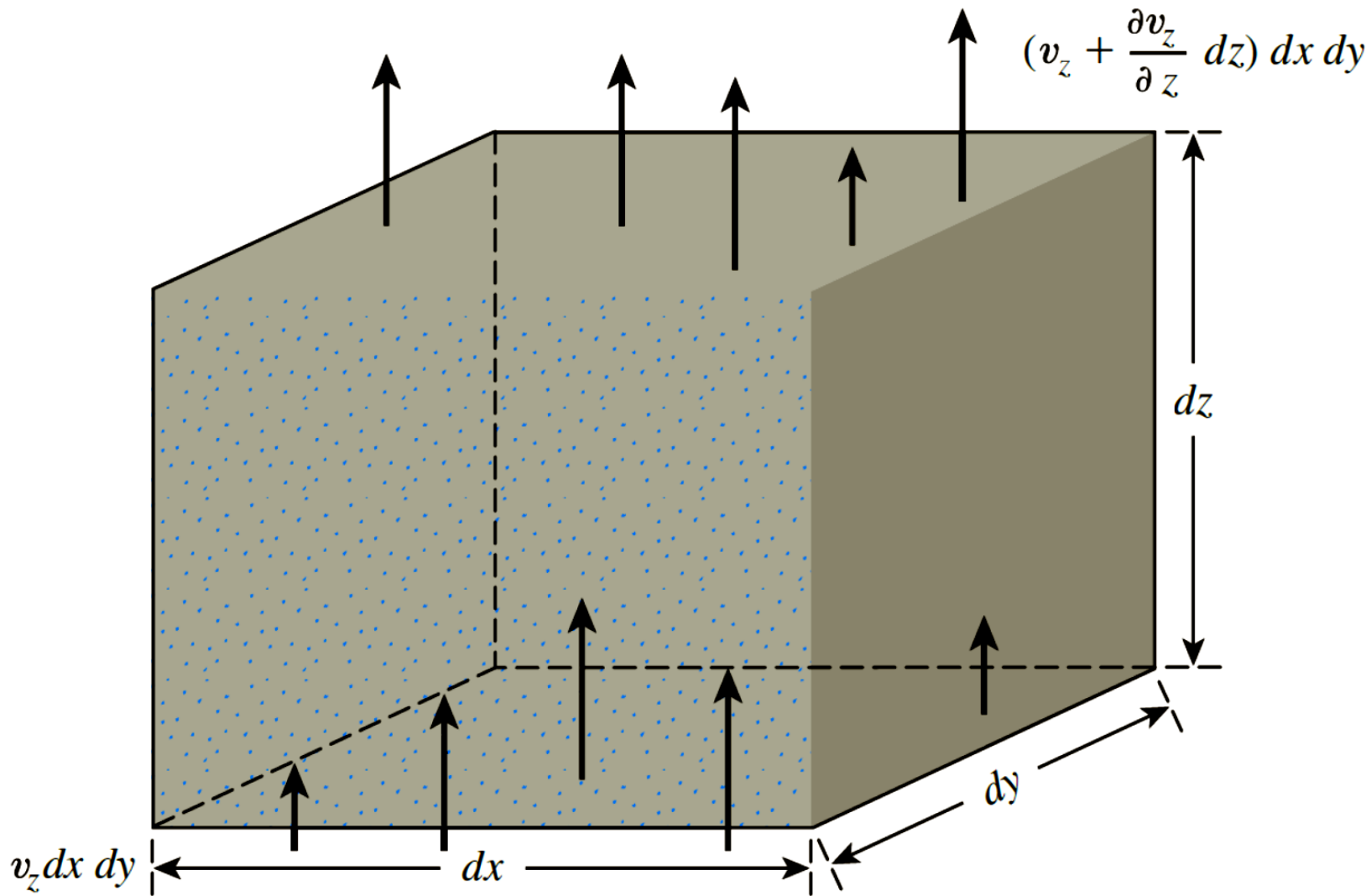
$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy - v_z dx dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

که در این جا: V = حجم جزء خاک

v_z = سرعت جریان در امتداد z .



(a)



(b)

شکل ۱۱-۲۲ (الف) لایه رس در حال
 تحکیم، و (ب) جریان آب در نقطه A در
 ضمن تحکیم.

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (46-11)$$

با استفاده از قانون Darcy داریم:

$$v_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (47-11)$$

که در این جا: u = اضافه فشار آب منفذی ناشی از افزایش تنش.
از معادلات (46-11) و (47-11) داریم:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (48-11)$$

در ضمن تحکیم، سرعت تغییر حجم جزء خاک برابر است با سرعت تغییر حجم منافذ. بنابراین:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad (49-11)$$

که در این جا: V_s = حجم بخش جامد خاک

V_v = حجم منافذ.

اما (با فرض تراکم ناپذیر بودن بخش جامد خاک):

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

9

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

با جایگزین کردن $\partial V_s / \partial t$ در معادله (۴۹-۱۱) نتیجه می شود:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e_o} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (۵۰-۱۱)$$

که در این جا: e_o = نسبت تخلخل اولیه.

از ترکیب معادلات (۴۸-۱۱) و (۵۰-۱۱) نتیجه می شود:

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_o} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (۵۱-۱۱)$$

تغییر نسبت تخلخل از افزایش تنش مؤثر (یعنی کاهش اضافه فشار آب منفذی) ناشی می شود. با

فرض رابطه خطی در میان آنها داریم:

$$\partial e = a_v \partial (\Delta \sigma') = -a_v \partial u \quad (۵۲-۱۱)$$

که در این جا: $\partial (\Delta \sigma')$ = تغییر فشار مؤثر

a_v = ضریب تراکم پذیری (a_v را می توان برای محدوده کوچکی از افزایش فشار ثابت

در نظر گرفت).

از ترکیب معادلات (۱۱-۵۱) و (۱۱-۵۲) نتیجه می‌شود:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1+e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

که در این جا:

$$m_v = \text{ضریب تراکم پذیری حجمی} = a_v / (1+e_0) \quad (۱۱-۵۳)$$

یا

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (۱۱-۵۴)$$

که در این جا:

$$c_v = \text{ضریب تحکیم} = k / (\gamma_w m_v) \quad (۱۱-۵۵)$$

بنابراین:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k}{\gamma_w \left(\frac{a_v}{1+e_0} \right)} \quad (۱۱-۵۶)$$

معادله (۱۱-۵۴) معادله دیفرانسیل پایه‌ای نظریه تحکیم Terzaghi است و آن را می‌توان با شرایط مرزی زیر حل کرد:

$$z=0, \quad u=0$$

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

$$t=0, \quad u=u_0$$

از حل معادله نتیجه می‌شود:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin \left(\frac{Mz}{H_{dr}} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad (11-57)$$

که در این جا: $m =$ یک عدد صحیح

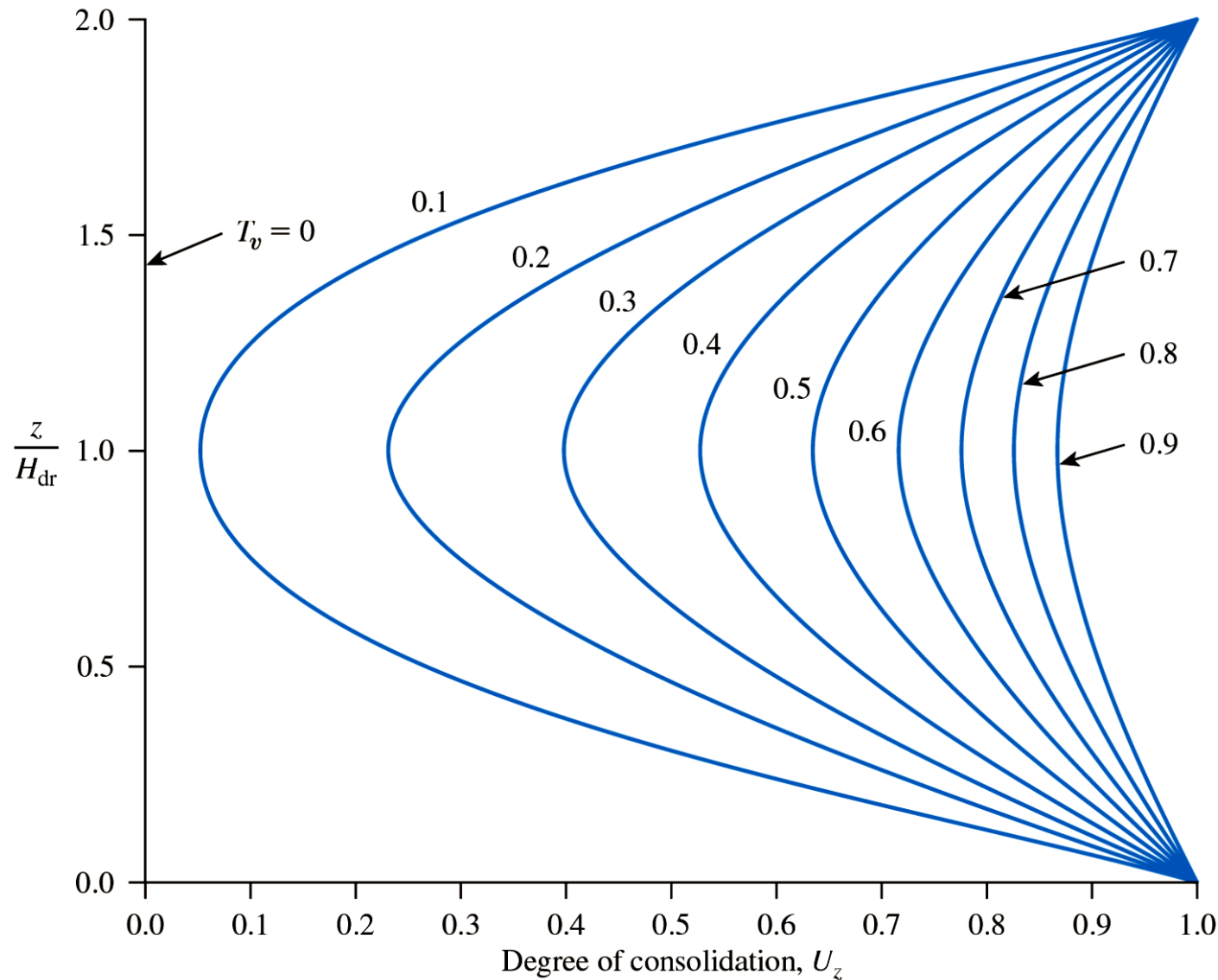
$$\frac{\pi}{4} (2m + 1) = M$$

$u_0 =$ اضافه فشار آب منفذی اولیه.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{time factor} \quad (11-58)$$

عامل زمان یک عدد بی بعد است.

از ترکیب معادلات (۱۱-۵۷) و (۱۱-۵۹) می توان درجه اشباع را در هر عمق z به دست آورد. این موضوع در شکل ۱۱-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۲۳ تغییرات U_z نسبت به T_v و z/H_{dr} .

از آن جا که تحکیم همراه با استهلاك اضافه فشار آب منفذی پیشرفت می کند، درجه تحکیم در فاصله z در هر زمان t عبارت است از:

$$U_z = \frac{u_o - u_z}{u_o} = 1 - \frac{u_z}{u_o} \quad (59-11)$$

که در این جا: u_z = اضافه فشار آب منفذی در زمان t .

درجه متوسط تحکیم برای عمق کامل لایه رس در هر زمان t را می توان از روی معادله (59-11) به صورت زیر بیان کرد:

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_c} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z dz}{u_o} \quad (60-11)$$

که در این جا: U = درجه متوسط تحکیم

$S_{c(t)}$ = نشست لایه در زمان t

S_c = نشست نهایی لایه پس از تحکیم اولیه.

با جایگزین کردن عبارت مربوط به اضافه فشار آب منفذی u_z ارائه شده در معادله (۱۱-۵۷) در معادله (۱۱-۶۰) نتیجه می‌شود:

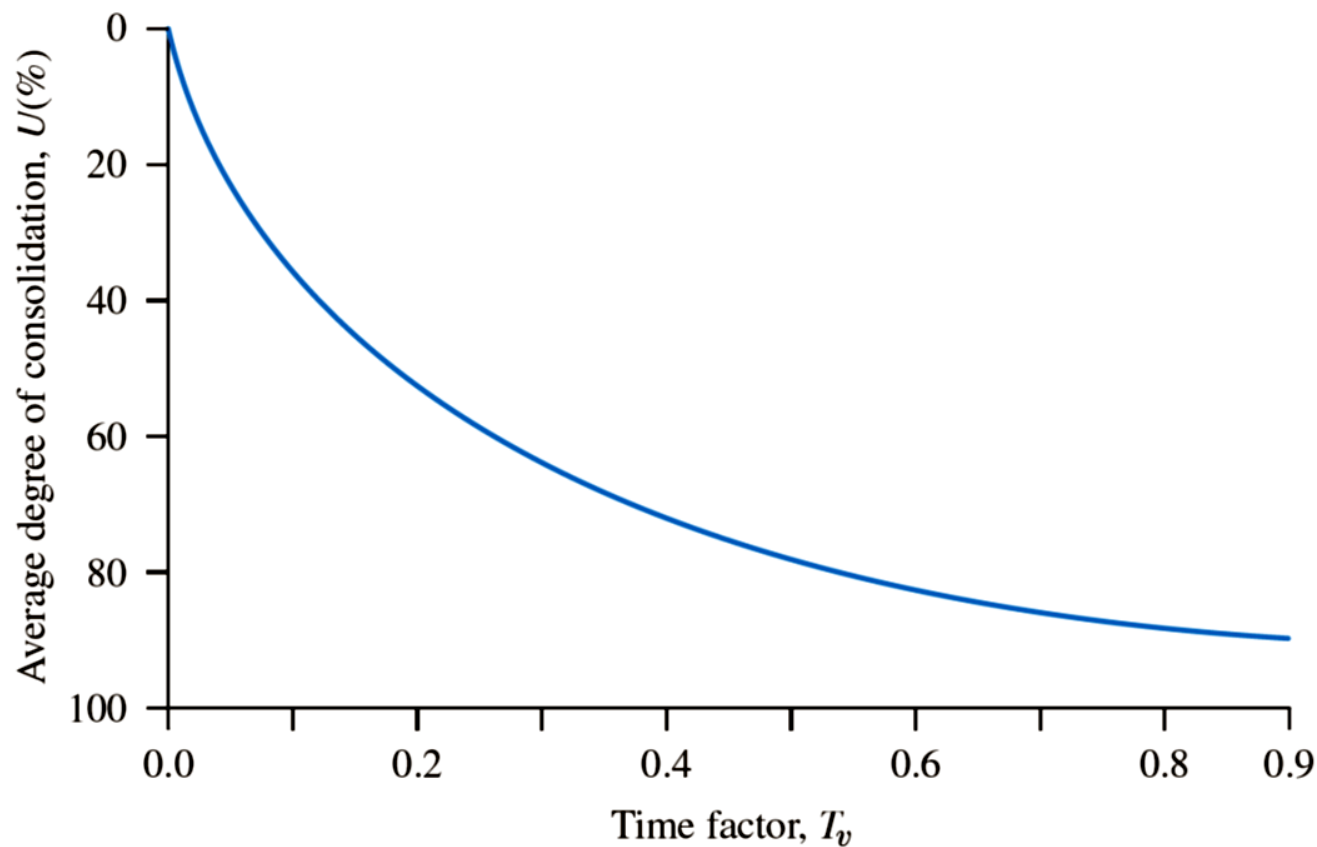
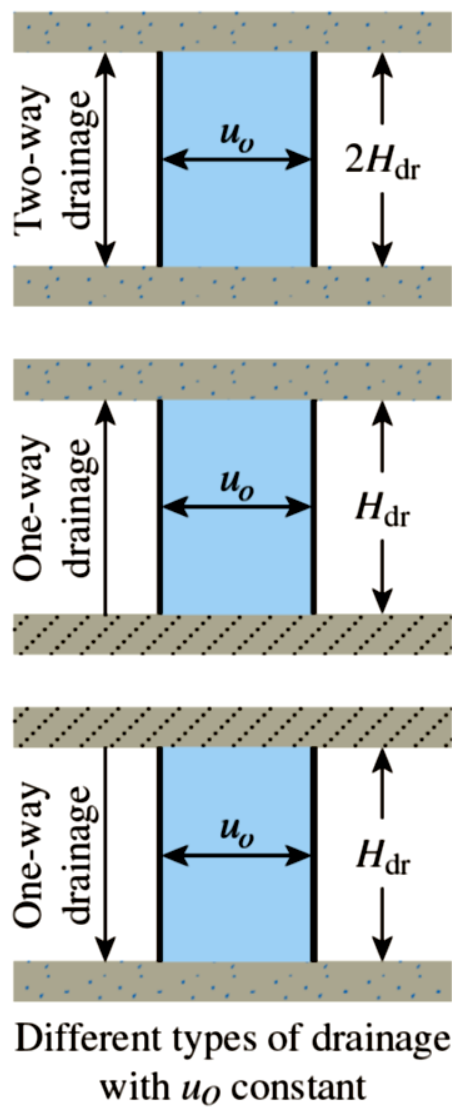
$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (11-61)$$

تغییرات درجه متوسط تحکیم نسبت به عامل بی بعد زمان T_v ارائه شده در شکل ۱۱-۲۴ نشانگر حالتی است که u_0 در کل عمق لایه تحکیمی ثابت است.

مقادیر عامل زمان و درجه متوسط تحکیم متناظر برای حالت نشان داده شده در شکل ۱۱-۲۴ را می‌توان با رابطه ساده زیر تقریب زد:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2 \quad \text{برای } U = 0 \text{ تا } 60\% \quad (11-62)$$

$$T_v = 1/781 - 0/933 \log(100 - U\%) \quad \text{برای } U > 60\% \quad (11-63)$$



شکل ۱۱-۲۴ تغییرات درجه متوسط تحکیم نسبت به عامل زمان T_v (u_0 در کل عمق ثابت است).

ضریب تحکیم

ضریب تحکیم c_v معمولاً با افزایش حد روانی خاک کاهش می‌یابد. محدوده تغییرات c_v برای حد روانی معینی از خاک وسیع است.

برای نمو بار معین وارد بر نمونه، معمولاً دو روش ترسیمی برای تعیین c_v از روی آزمون‌های تحکیم یک بعدی آزمایشگاهی وجود دارد. روش نخست، روش لگاریتم زمان است که آن را Casagrande و Fadum (۱۹۴۰) پیشنهاد کردند و روش دیگر، روش ریشه دوم زمان نام دارد که توسط Taylor (۱۹۴۲) پیشنهاد شد. به تازگی دست کم دو روش دیگر نیز پیشنهاد شده است. این دو روش عبارتند از: روش هندلوی (Prakash و Sridharan، ۱۹۸۵) و روش $\log-t$ مرحله اولیه (Robinson و Allam، ۱۹۹۶). در این بخش روند کلی به دست آوردن c_v با این روش‌ها شرح داده می‌شود.

روش لگاریتم زمان

در شکل ۱۱-۲۵ نمودار تغییر شکل نمونه نسبت به لگاریتم زمان برای نمو بار معینی در آزمون آزمایشگاهی نشان داده شده است. برای تعیین c_p به ترتیب زیر عمل می‌شود:

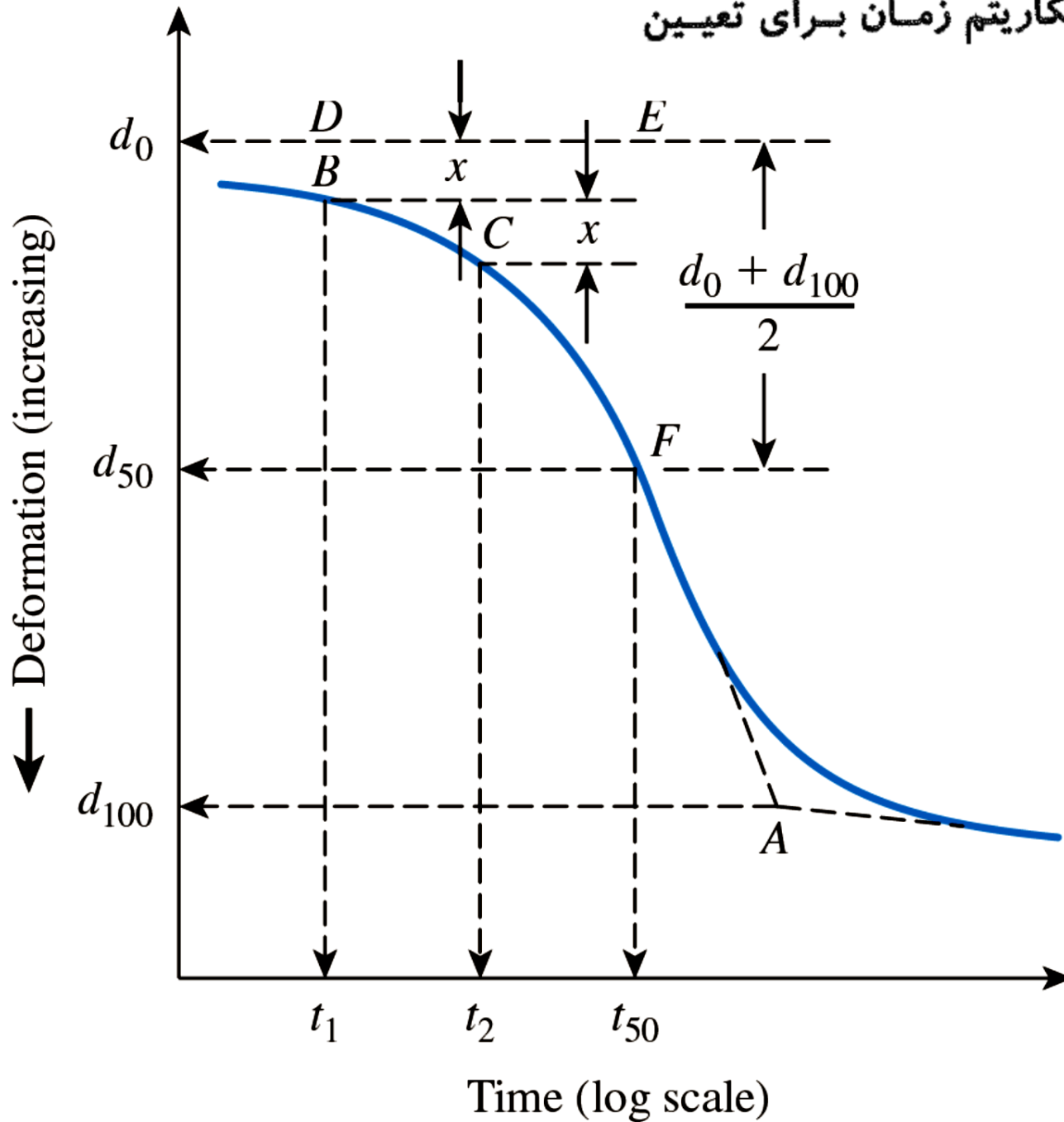
گام ۱: بخش‌های راست خط تحکیم‌های اولیه و ثانویه را امتداد دهید تا یکدیگر را در نقطه A قطع کنند. عرض نقطه A نشانگر $d_{1..}$ یعنی تغییر شکل نمونه در پایان تحکیم اولیه ۱۰۰٪ است.

گام ۲: بخش خمیده اولیه نمودار تغییر شکل نسبت به $\log t$ ، در مقیاس طبیعی با یک سهمی تخمین زده می‌شود. زمان‌های t_1 و t_2 را طوری بر روی بخش خمیده انتخاب کنید که $t_2 = 4t_1$ باشد. اختلاف تغییر شکل نمونه در مدت زمان $(t_2 - t_1)$ را برابر با x در نظر بگیرید.

گام ۳: خط افقی DE را طوری ترسیم کنید که فاصله عمودی BD برابر با x باشد. تغییر شکل متناظر با خط DE همان d_0 یعنی تغییر شکل در تحکیم صفر درصد است.

شکل ۱۱-۲۵ روش لگاریتم زمان برای تعیین

ضریب تحکیم.



گام ۴ : عرض نقطه F بر روی منحنی تحکیم نشانگر تغییر شکل در تحکیم اولیه ۵۰٪ و طول آن نشانگر زمان متناظر (t_{50}) است.

گام ۵ : برای درجه متوسط تحکیم ۵۰٪، $T_v = 0.197$ است (جدول ۱۱-۸)، بنابراین:

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

یا

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (11-66)$$

که در این جا: H_{dr} = بزرگترین مسیر زهکشی متوسط در ضمن تحکیم.

برای نمونه‌های رهکشی شده از بالا و پایین، H_{dr} برابر با نصف ارتفاع متوسط نمونه در ضمن تحکیم است. برای نمونه‌هایی که تنها از یک سمت زهکشی می‌شوند، H_{dr} برابر با ارتفاع متوسط نمونه در ضمن تحکیم است.

روش ریشه دوم زمان

در روش ریشه دوم زمان، نمودار تغییر شکل نسبت به ریشه دوم زمان برای بارگذاری نموی ترسیم می شود (شکل ۱۱-۲۶). دیگر کارهای ترسیمی لازم عبارتند از:

گام ۱: ترسیم خط AB در بخش اولیه منحنی.

گام ۲: ترسیم خط AC به طوری که $\overline{OC} = 1/15 \overline{OB}$. طول نقطه D یعنی محل تقاطع AC و

منحنی تحکیم، ریشه دوم زمان را برای تحکیم ۹۰٪ به دست می دهد ($\sqrt{t_{90}}$).

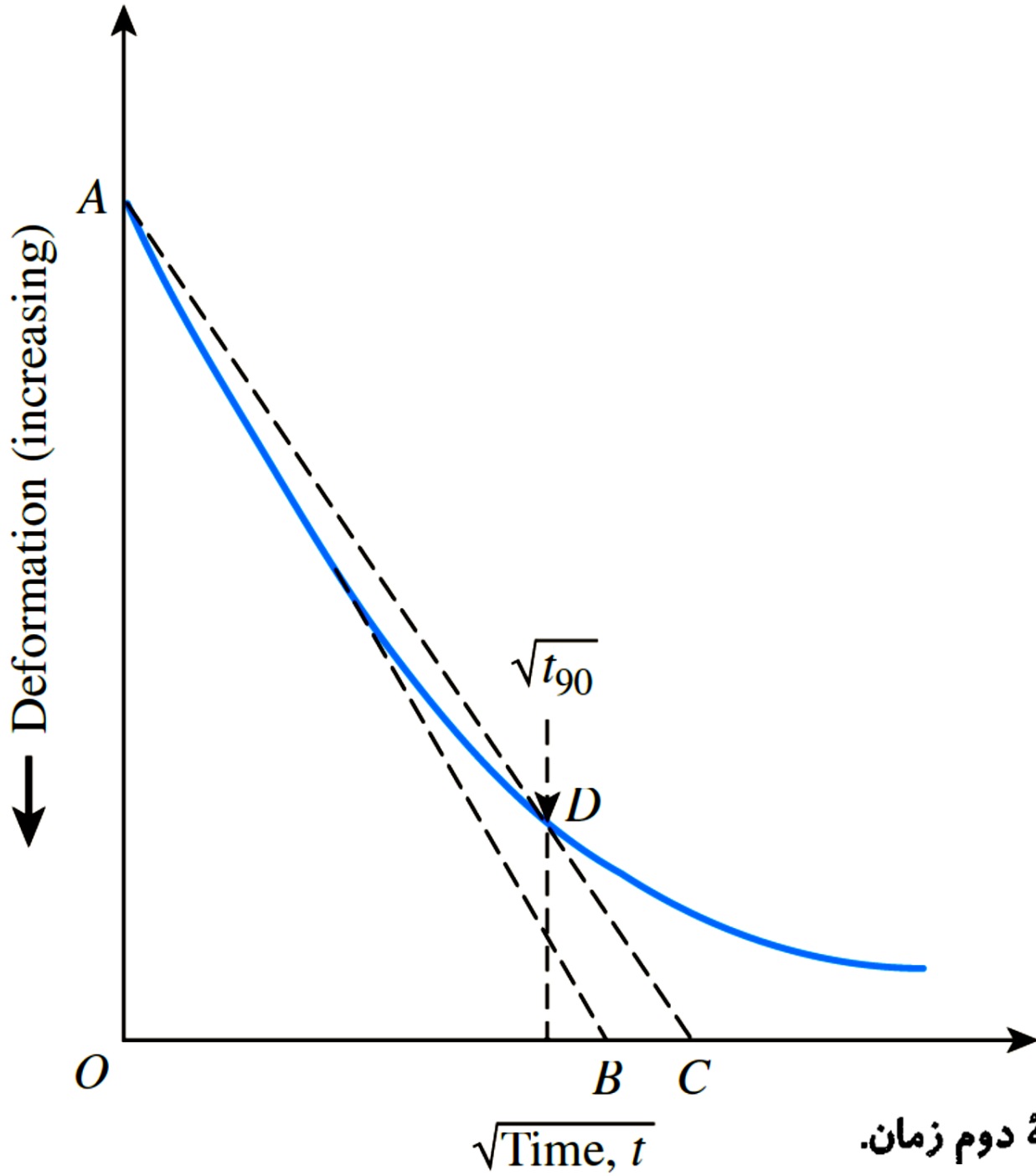
گام ۳: برای تحکیم ۹۰٪، داریم: $T_{90} = 0/848$ (جدول ۱۱-۸)، بنابراین:

$$T_{90} = 0/848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

یا

$$c_v = \frac{0/848 H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (11-67)$$

در معادله (۱۱-۶۷)، H_{dr} مشابه با روش لگاریتم زمان تعیین می شود.



شکل ۱۱-۲۶ روش ریشه دوم زمان.

روش هذلولی

در روش هذلولی برای تعیین c_v روند زیر پیشنهاد می شود:

گام ۱: زمان t و تغییر شکل نمونه (ΔH) را از آزمون تحکیم آزمایشگاهی به دست آورید.

گام ۲: نمودار $t/\Delta H$ نسبت به t را به صورت نشان داده شده در شکل ۱۱-۲۷ ترسیم کنید.

گام ۳: بخش راست خط bc را مشخص کرده و آن را به سمت عقب تا نقطه d امتداد دهید. عرض از مبدأ D را تعیین کنید.

گام ۴: شیب m خط bc را تعیین کنید.

گام ۵: c_v را به صورت زیر حساب کنید:

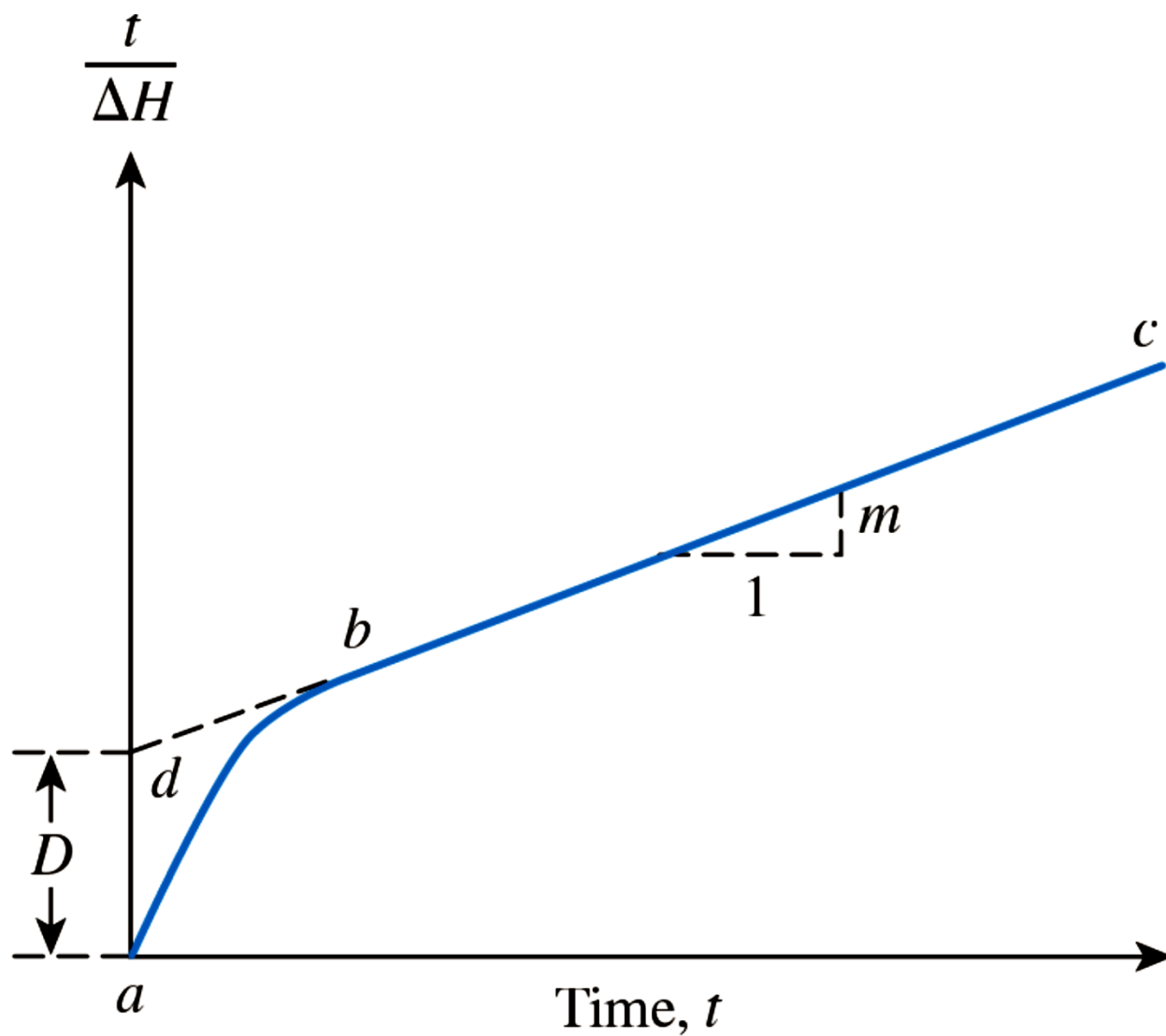
$$c_v = 0.73 \left(\frac{mH_{dr}^2}{D} \right) \quad (11-68)$$

توجه داشته باشید که چون واحد D بر حسب $\frac{\text{زمان}}{\text{طول}}$ و واحد m بر حسب $\frac{\text{طول}}{\text{زمان}} = \frac{1}{\text{طول}}$ است، واحد

c_p عبارت است از:

$$\frac{\left(\frac{1}{\text{طول}}\right)(\text{طول})^2}{\left(\frac{\text{زمان}}{\text{طول}}\right)} = \frac{(\text{طول})^2}{\text{زمان}}$$

استفاده از روش هذلولی نسبتاً ساده است و برای $U = 60\%$ تا 90% نتایج خوبی به دست می‌دهد.



شکل ۱۱-۲۷ روش هذلولی برای تعیین c_v .

محاسبه نشست تحکیمی زیر پی

در فصل ۱۰ نشان داده شد که افزایش تنش قائم درون خاک در اثر اعمال بار بر روی یک سطح محدود، همراه با افزایش عمق از سطح زمین به سمت پایین کاهش پیدا می‌کند. بنابراین برای تخمین زدن نشست یک بعدی پی می‌توان از معادلات (۱۱-۳۱)، (۱۱-۳۳) یا (۱۱-۳۴) استفاده کرد. اما افزایش تنش مؤثر $\Delta\sigma'$ در این معادلات باید برابر با افزایش فشار متوسط در زیر مرکز پی باشد. مقادیر را می‌توان با استفاده از روش شرح داده شده در فصل ۱۰ تعیین کرد.

با فرض سهمی بودن تغییرات افزایش فشار، با استفاده از قانون Simpson می‌توان مقدار $\Delta\sigma'_{av}$ را به صورت زیر تخمین زد:

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b}{6} \quad (11-70)$$

که در این جا $\Delta\sigma'_t$ ، $\Delta\sigma'_m$ و $\Delta\sigma'_b$ به ترتیب نشانگر افزایش فشار مؤثر در بالا، وسط و پایین لایه است.