Soil Mechanics-Theoretical
Third Year- Lec. (3)

Dr. MAIASA MLHEM

الضغط الجانبي

مقدمة:

❖الجدار الاستنادي هو منشأة تدعم التربة ذات الواجهة الشاقولية أو شبه الشاقولية ويستخدم لتقبل التغيرات الرئيسية في مستوى الأرض الطبيعية.

❖إن محصلة القوى الأفقية من التربة على الجدار تعرف بأنها: **ضغط التربة الجانبي.**

❖في تقييم قيمة وتوزع ضغط التربة الجانبي، نعتبر أن التربة خلف الجدار على حد الانهيار وأنها تخضع لمعيار تريسكا أو موركولومب للانهيار.

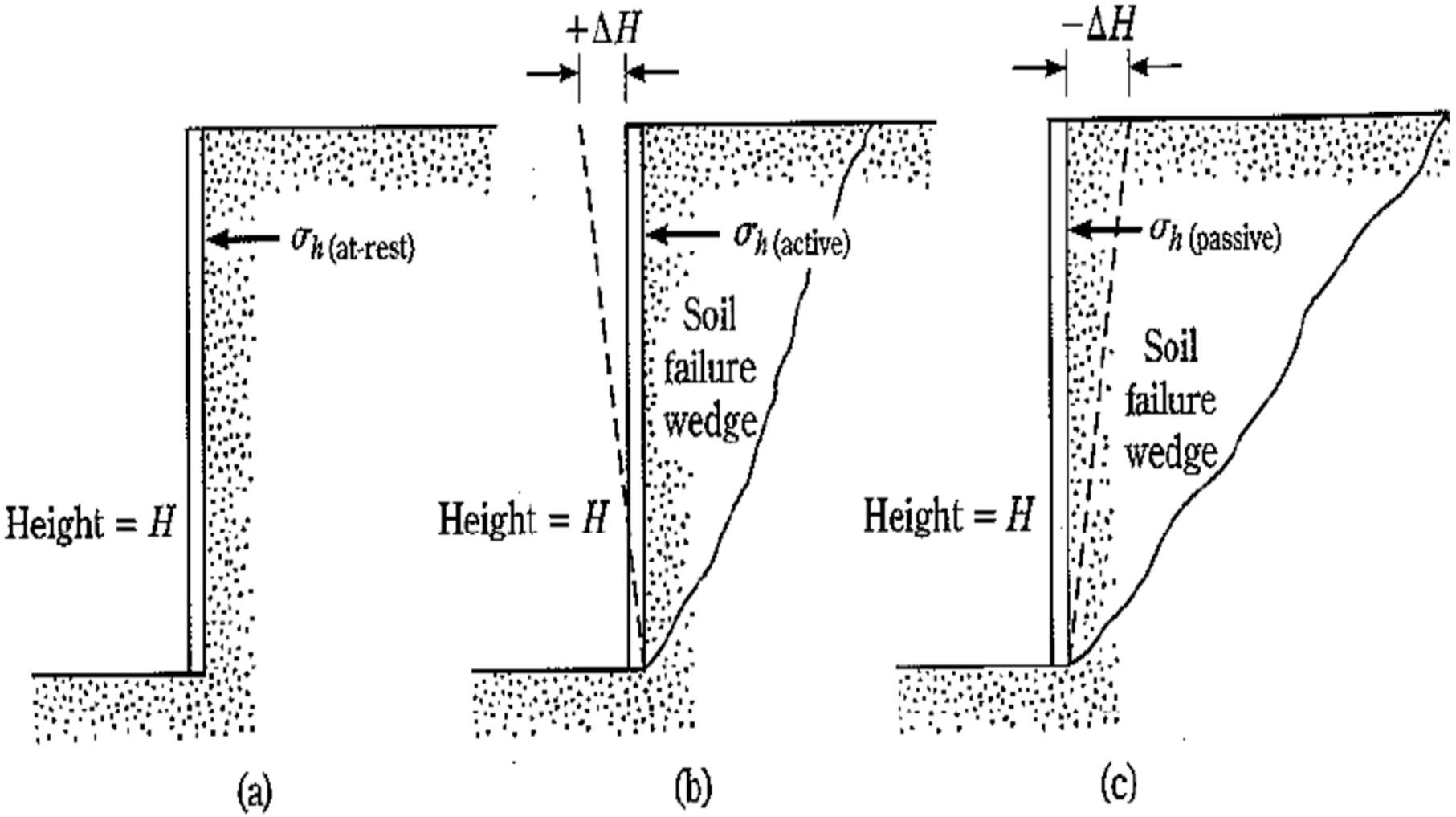
❖يحدث الانهيار في الردم بميكانيكيتين تعتمد على اتجاه انزياح الجدار.

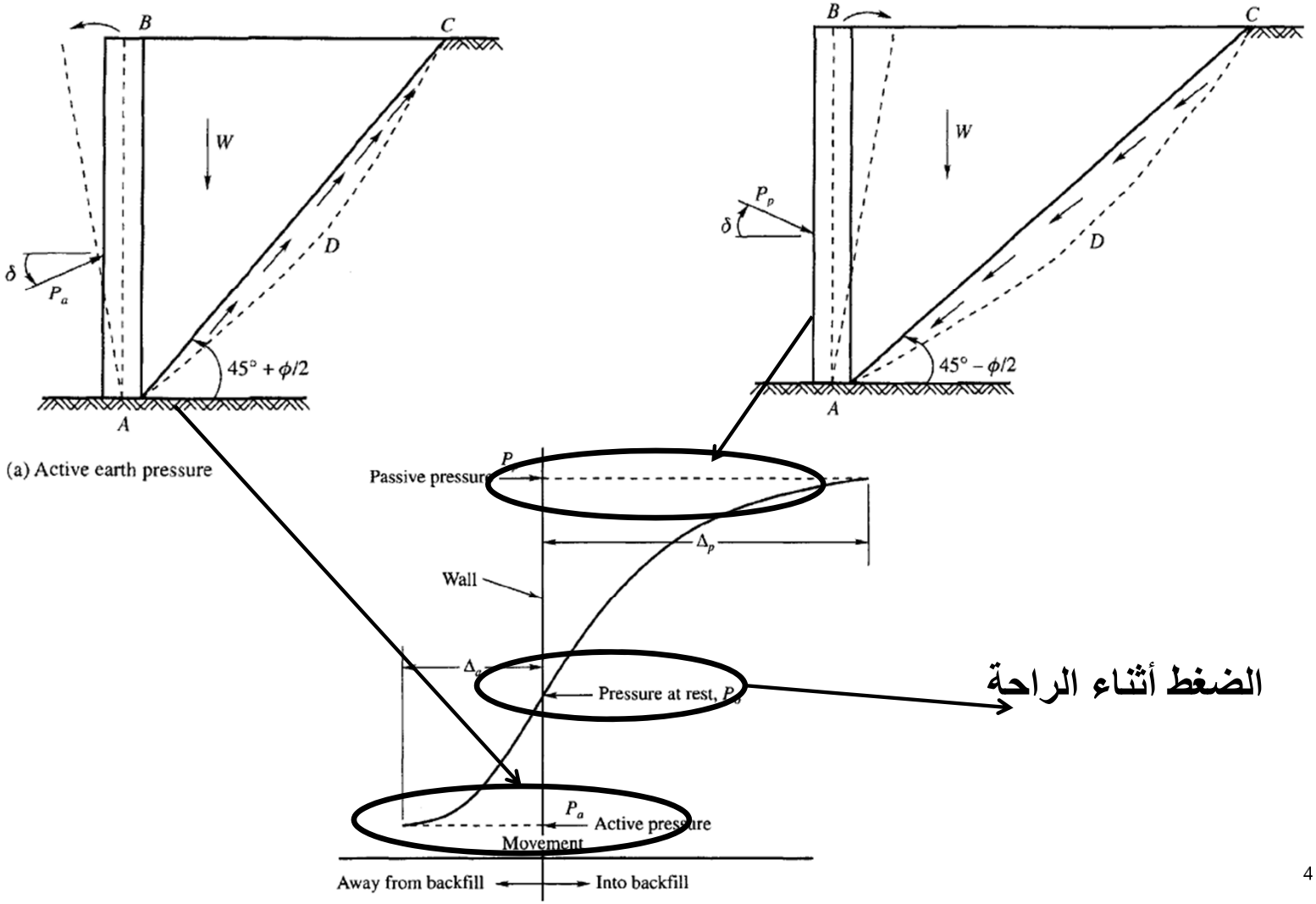
-إذا كان انزياح الجدار عن التربة المردومة فإن الانهيار الناتج يدعى **ايجابي.**

-الانهيار **السلبي** يحدث إذا كان الجدار يتحرك تجاه الردم حتى يحصل الانزياح الحدي.

-عندما لايحدث انزياح للجدار، فإننا نسمي ضغط التربة الجانبي **عند الراحة و** يقدر من التوازن المرن أو القياسات الحقلية.

-بشكل عام هناك نظريات أساسية تستخدم لتقدر الضغط الجانبي للتربة.


+ΔH
−ΔH
σh (at-rest)
σh (active)
σh (passive)
Soil failure wedge
Soil failure wedge
Height = H
Height = H
Height = H
(a)
(b)
(c)



الضغط أثناء الراحة

طريقة Rankine و Terzaghi و Peck:

نظرية Rankine تفترض الجدار طويل وأملس السطح وشاقولي وحيث الضغط الجانبي يزداد بشكل خطي مع العمق.

هذا التحليل، بالرغم من أنه مناسب، يفرض بعض الحدود.

من أجل جدار باحتكاك مناسب أو إذا كان هناك سطح تربة غير منتظم، يطبق تحليل الجناح التابع لكولومب بالتوافق مع المخططات الناتجة عن Terzaghi & Peck (1967).

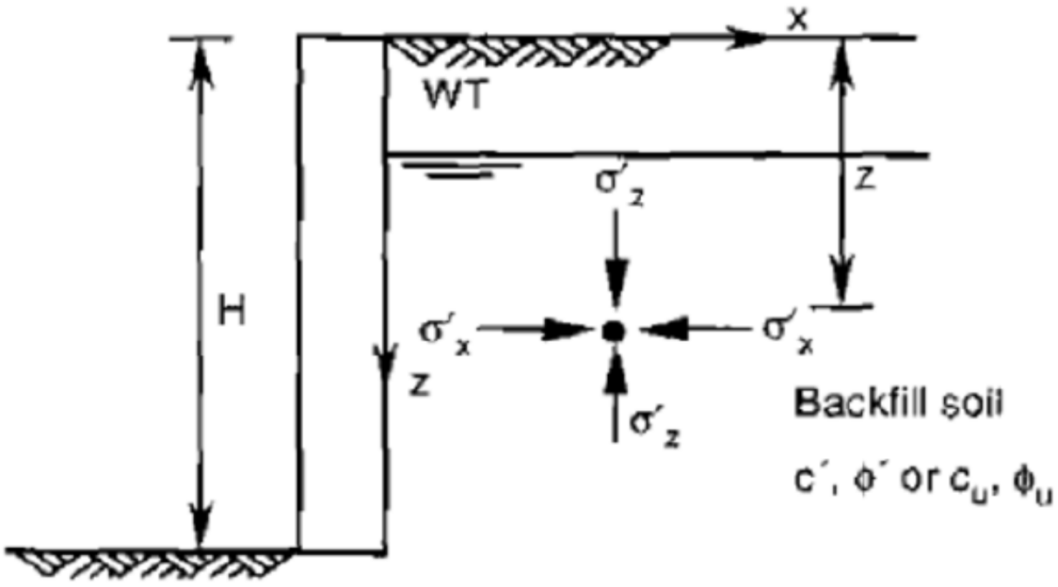
في هذه الطريقة توزع الضغط الجانبي الفعلي لايحدد ولكن، بالاعتماد على البيانات التجريبية، يحدد موقع محصلة هذا الضغط. إلا أنه، للجدران الطويلة الاحتكاكية مثل الصفائح الوتدية، تطبق نظرية Rankine باستخدام معامل ضغط التربة الذي نحصل عليه من تحليل جناح Coulomb.

ضغط التربة أثناء الراحة:

معامل ضغط التربة أثناء الراحة:

إن قيمة الضغط الجانبي يعتمد على نوع الجدار، مقدار انزياح الجدار، نوع الردم الترابي، ظروف التصريف خلف الجدار، مقدار الحمولة الخارجية المطبقة على السطح. بعدم وجود أي تمدد جانبي أو ضغط جانبي للتربة، الحالة الاجهادية ضمن التربة تعرف بأنها **أثناء الراحة**. بشكل عام الاجهاد الحقلي ثنائي البعد المتوضع مباشرة خلف الجدار الاستنادي غير محدد وفقط الاجهاد الفعال الشاقولي يكن أن يحدد في حالات بسيطة. في نصف الفراغ الاجهاد الفعال الشاقولي على عمق z يحدد بالمعادلة:

$$\sigma'_z = \gamma * z - u$$



الشكل 1: الحالة الاجهادية للتربة خلف الجدار الاستنادي

حيث γ الوزن الحجمي للتربة و u الضغط المسامي على العمق z. للتربة المرنة الايزوتروبية المتجانسة والتي يكون التشوه الجانبي فيها يساوي الصفر يعبر عن الاجهاد الجانبي σ'_x يعبر عنه بالمعادلة:

$$\sigma'_x = \frac{\mu}{1-\mu} * \sigma'_z = k_0 * \sigma'_z \qquad (3.1)$$

و μ هي نسبة بواسون حيث القياسات الحقلية والمخبرية صعبة. K_0 معامل ضغط التربة في ظروف الراحة.

المعادلة 3.1 تبين أن التشوه المحوري ε_x و $\varepsilon_y = 0$.

مقدار k_0 تتغير من 0.42 إلى 0.66 وذلك حسب نوع التربة، درجة ارتصاصها، خواص لدونتها، ودرجة اضطرابها (Bishop, 1958).

للترب المنضغطة طبيعيا التي تماسكها يكون صفر خلال القص المصرف، قيمة k_0 تحسب من المعادلة العامة التالية (Jaky, 1948):

$$k_0 = 1 - \sin\phi' \qquad (3.2)$$

للترب overconsolidated قيمة k_0 أعلى من المعطاة في المعادلة 3.2.

اقترح Alpan (1967) العلاقة التالية:

$$\frac{k_{0.OCR}}{k_{0.NC}} = (OCR)^n \qquad (3.3)$$

حيث OCR نسبة فوق الانضغاطية و n رقم يعتمدعلى خواص لدونة التربة. أعطى Wroth & Houlsby (195) قيمة n=0.42 للتربة ذات قرينة اللدونة PI<40%، و n=0.32 للترب عالية اللدونة PI>40%.

بعد تحليل لعدة بيانات مسجلة فرض Mayne & Kulhawy(1982) أن n=sinΦ' لذلك يكون:

$$k_{0(OCR)} = (1 - \sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'} \qquad (3.4)$$

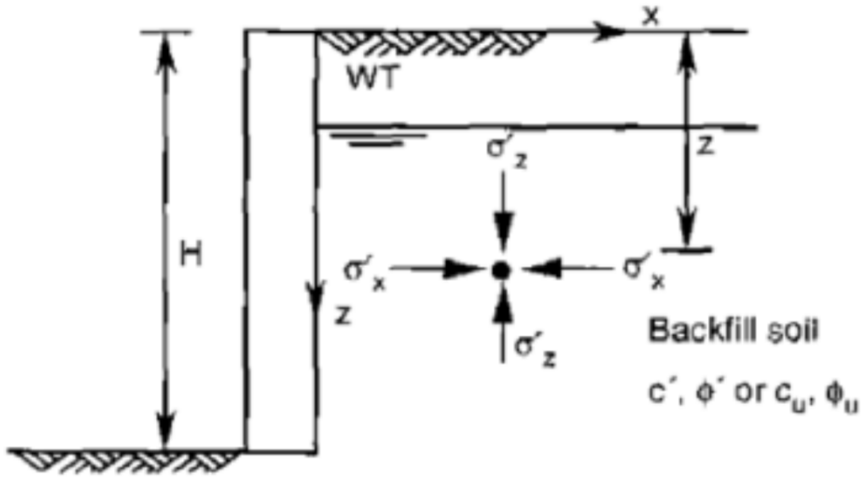
أغلب الطرق المخبرية لتحديد الضغط الجانبي للتربة تعتمد على اختبارات ثلاثي المحاور والأودومتر.

القياسات الحقلية المستخدمة لتحديد k_0 تتضمن استخدام القياسات الحقلية SPT و CPT التي تعطي علاقات تجريبية ولكن هناك تبعثر واسع في النتائج، بشكل خاص للغضاريات الطرية (Kulhawy et al. 1989).

نظرية رانكين لضغط التربة الايجابي والسلبي:

مفهوم حالتي الاجهاد السلبي والايجابي وانزياح الجدار:

نظرية رانكين لضغوط التربة السلبية والايجابية تتطلب جدار أملس وتفرض توزع خطي لضغط التربة الجانبي.



الشكل 1 الحالة الاجهادية خلف الجدار الاستنادي

تحليل Coulomb كان نقطة تحول في حساب محصلة الضغط الجانبي وتحديد نقطة تطبيقها خلف الجدار الاحتكاكي (Peck, 1990).

اليوم، تغير تحليل جناح Coulomb من الطريقة الحسابية-التخطيطية الأولية لطريقة تعتمد على الكمبيوتر.

نظرية رانكين، ومعامل ضغط التربة الجانبي الناتج من تحليل جناح Coulomb والنمذجة العددية لنظام الاستناد، تطبق على المنشآت الطويلة الساندة أو الحاجزة مثل الصفائح الوتدية.

نعتبر الجدار الاستنادي المبين في الشكل 1، أنه يتعرض لازاحة أفقية بعيدة عن التربة المحجوزة. هذه الازاحة تسبب تشوها كبيراً ضمن التربة المحجوزة حيث الحجم المتأثر من التربة يتعلق بارتفاع الجدار الاستنادي.

إذا كان طول الجدار بطول لامتناهي عندها الحجم المتأثر سوف يتجه للانهاية من يمين الجدار الاستنادي. إلا أنه لطول الجدار المحدود، الحجم المحدود من التربة سوف يخضع لتشوه أفقي كبير.

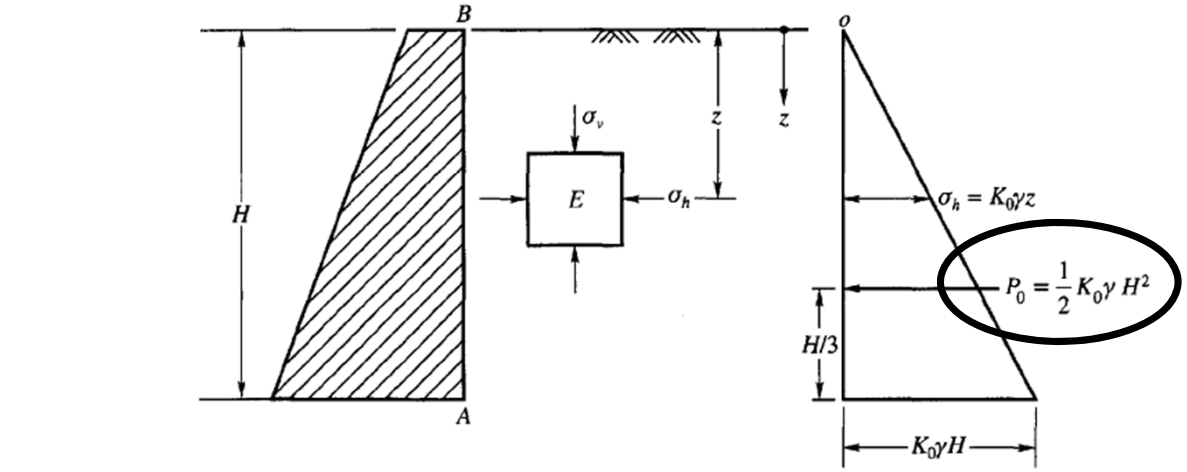
كنتيجة، الضغط الجانبي للتربة الذي يتصرف على الجدار سوف يتناقص وبالتالي التربة التي خلف الجدار سوف تنهار. هذا يعني أن الحالة الاجهادية ضمن التربة تنتقل من التوازن المرن إلى التوازن اللدن.

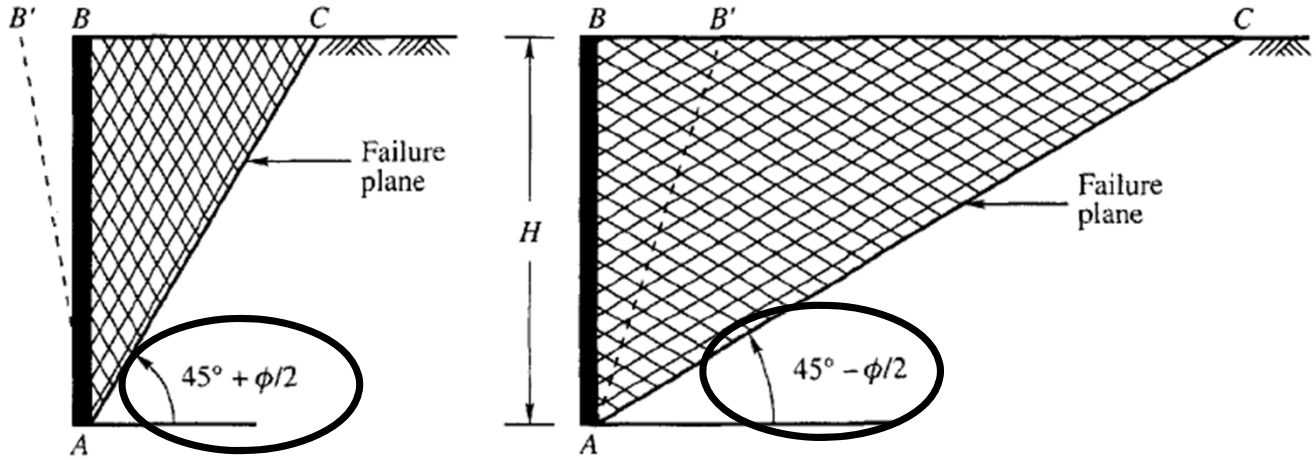
إذا لم يكن هناك حمولة سطحية فإن مقدار الاجهاد الفعال الشاقولي (المعروف $\sigma'_z=\gamma*z-u$) يبقى ثابتا.

بوجود الحمولة السطحية q، الاجهاد الفعال يزداد وفق Boussinesq.

عند الانهيار، المشاركة الشاقولية للحمولة السطحية عند كل نقطة تكون q. خلال حدوث الانزياح الجانبي، يزداد قطر دائرة مور للاجهادات حتى الوصول للانهيار، حيث تكون مماسة لمغلف الانهيار.

الاجهادات الجانبية، التي هي ضغط التربة الجانبية تصبح أصغرية عند كل نقطة على طول الجدار وتسمى الضغط الايجابي للتربة الذي يرمز للحالة الايجابية من الانهيار خلف الجدار الاستنادي.





(c) Local active failure

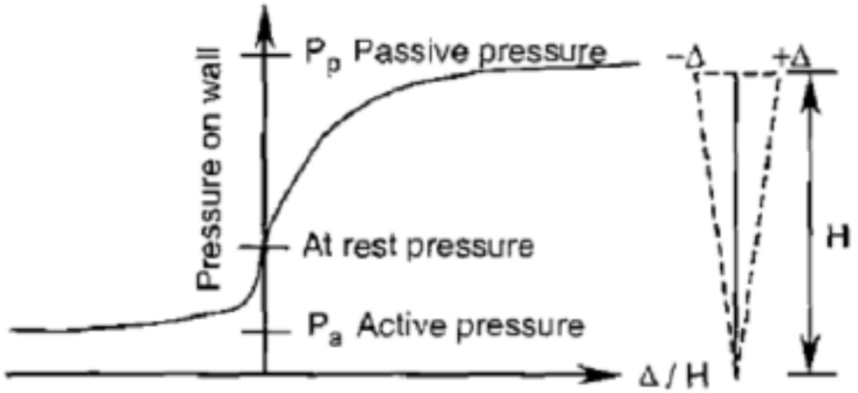
(d) Local passive failure

للجدار الطويل الأملس السطح، الاجهادات الرئيسية الأعظمية تكون شاقولية ($\sigma'_1=\gamma*z-u$). الاجهادات الرئيسية الأصغرية تمثل ضغط التربة الايجابي الذي يتصرف أفقياً. قيمة هذا الضغط يمكن أن نحصل عليه من العلاقة بين σ'_1 و σ'_3 عند الانهيار (المعادلات (*) و (**)).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 * \tan^2(45° + \phi'/2) + 2c' \tan(45° + \phi'/2) \qquad (*)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_1 * \tan^2(45° - \phi'/2) - 2c' \tan(45° - \phi'/2) \qquad (**)$$

إذا تحرك الجدار باتجاه الردم فإن الضغط الجانبي سوف يزداد، يصل لقيمته العظمى التي تسمى الضغط السلبي للتربة. هذا يمثل الانهيار السلبي خلف الجدار حيث الاجهادات الفعالة الشاقولية تمثل الاجهادات الرئيسية الأصغرية ($\sigma'_3=\gamma*z-u$)، والاجهادات الرئيسية الأعظمية الأفقية تمثل ضغط التربة السلبي. مقدار الضغط عند أي عمق يمكن أن يوجد بتعويض σ'_3 في المعادلة * أو **. سلوك نسبة الازاحة إلى الضغط الجانبي (Δ/H) مبينة في الشكل 2،



الشكل 2: متطلبات الانزياح لحالات الانهيار السلبي والايجابي

حيث أننا نرى أنه لنصل للانهيار السلبي يتطلب ازاحة أكبر للجدار (مقارنة مع الانهيار الايجابي).

توزع ضغط التربة الخطي للجدار الناعم وسطح التربة الأفقي:

يزود الشكلان 3a و 3b توضيح لشروط الانهيار الايجابي والسلبي بينما الحالة الاجهادية مبينة في الشكل 3c.

ميلان مستوي الانهيار عن السطح الأفقي

هو $45°+\Phi/2$ للحالات الايجابية و $45°-\Phi/2$ للحالات السلبية.

للحالة الايجابية، ضغط التربة الجانبي

عند العمق z هو $\sigma'_3=p_a$ و $\sigma'_1=\sigma'_z=\gamma*z-u$.

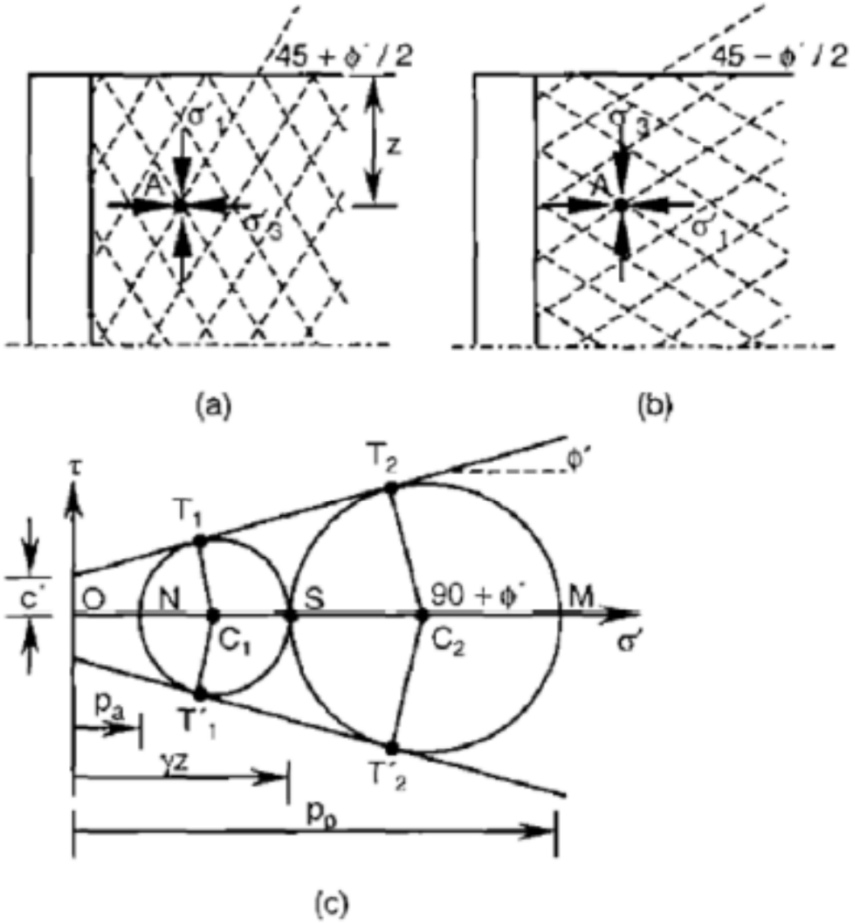
نعوض هذا في المعادلة (*) فنحصل على:

$$p_a=\sigma'_z*\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'}-2c'\sqrt{\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'}}\rightarrow p_a=\sigma'_z*k_a-2c'\sqrt{k_a} \qquad (3.5)$$

حيث:

K_a معامل ضغط التربة الجانبي الايجابي ويعطى بالعلاقة:

$$k_a=\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'}=\tan^2(45°-\phi'/2) \qquad (3.6)$$



الشكل 3: الحالات الاجهادية السلبية والايجابية خلف جدار استنادي طويل وأملس

إذا طبقت حمولة شاقولية موزعة بانتظام q على سطح الردم الطبيعي عندها يكون:

$$p_a = (\sigma'_z + q) * k_a - 2c'\sqrt{k_a} \qquad (3.7)$$

الشكل العام لضغط التربة الجانبي في الحالة السلبية:

$$p_p = (\sigma'_z + q) * k_p + 2c'\sqrt{k_p} \qquad (3.8)$$

حيث k_p هو معامل ضغط التربة الجانبي السلبي:

$$k_p = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan^2(45° + \phi'/2) \qquad (3.9)$$

المعادلتان 3.7 و 3.8 تقدر الزيادة الخطية في ضغط التربة الجانبي مع ازدياد العمق z. بفرض أن نفس التوزع يطبق على جدار بطول محدود، فإنه لتربة متجانسة بدون ماء في الردم يكون، $\sigma'_z = \gamma * z$. المحصلة السلبية أو الايجابية الكلية لضغط التربة الجانبي خلف الجدار:

$$P_a = 0.5 * \gamma * H^2 * k_a + q * H * k_a - 2c' * H * \sqrt{k_a} \qquad (3.10)$$

$$P_p = 0.5 * \gamma * H^2 * k_p + q * H * k_p + 2c' * H * \sqrt{k_p} \qquad (3.11)$$

من أجل الغضار المشبع ضعيف التماسك فإن بارامترات مقاومة القص غير المصرف هي c_u و $\Phi_u = 0$ فعندها يكون $k_a = k_p = 1$.

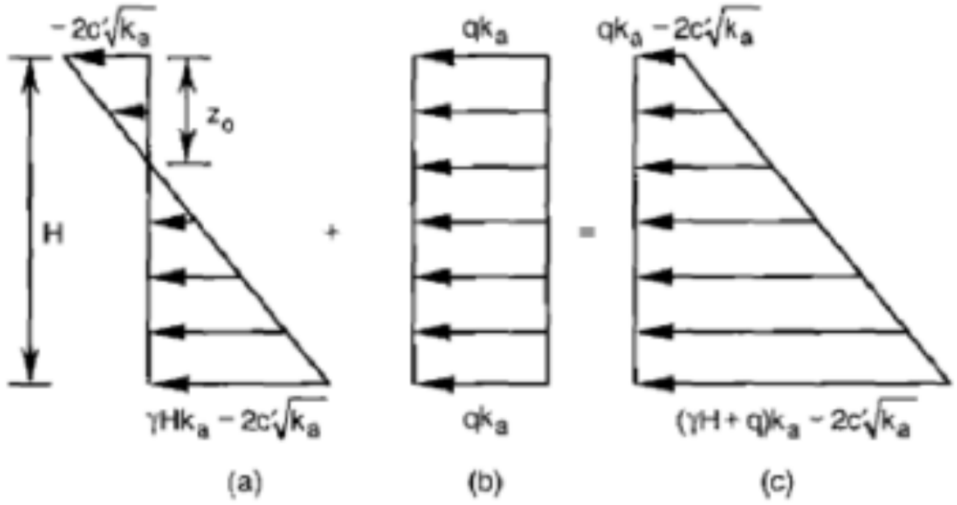
يبين الشكل 4 توزع ضغط التربة الجانبي الايجابي خلف الجدار الأملس.

يمثل الشكل 4a الحالة حيث لايوجد حمولة سطحية.

عند z=0 تتعرض التربة خلف الجدار لاجهاد شد أعظمي هو: $2c'*\sqrt{k_a}$.

اجهاد الشد يتناقص مع العمق ويصبح صفر عند العمق z_0.

بما أنه من الشائع أن نتجاهل مقاومة الشد للتربة، التماسك هو مقاومة القص الدنيا عند قيمة اجهادات ناظمية صفر، ومعيار الانهيار لايطبق من أجل اجهادات شد ناظمية.



الشكل 4: توزع ضغط التربة الجانبي الايجابي خلف جدار استنادي أملس

بالنتيجة، سوف تتطور التشققات إلى الأسفل للعمق z_0.

يبين الشكل 4b تأثير الحمولة السطحية على شكل ضغط جانبي منتظم يساوي $q*k_a$.

إن اجتماع تأثيرات الثقل والحمولة السطحية مبين في الشكل 4c. إن المساحة بين الخط الممثل لضغط التربة والمحور الشاقولي تساوي المحصلة الايجابية الكلية.

إذا لم يكن هناك ضغط هيدروستاتيكي، الاجهادات الفعالة الشاقولية الموافقة لـ z_0 هي: $\sigma'_z=\gamma*z_0$. عند تعويض هذا في المعادلة 3.7 وجعل الضغط الايجابي يساوي الصفر نحصل على:

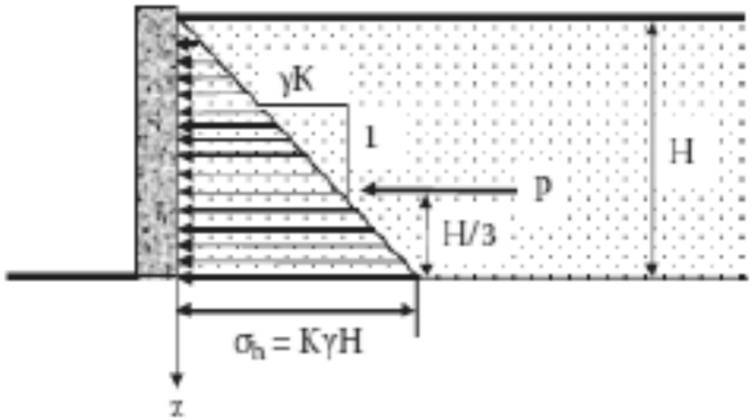
$$z_0 = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2c'\tan\left(45° + \frac{\phi'}{2}\right)}{\gamma} - \frac{q}{\gamma} \qquad (3.12)$$

الحالات التي يمكن أن تتواجد:

سنفرض أن معامل الضغط الجانبي K بغض النظر عن الايجابي أو السلبي أو الراحة.

حالة الردم جاف و c=0:

كما يبين الشكل (11)، توزع الضغط الجانبي مثلث، ونقطة التطبيق عند ثلث الارتفاع بدءا من قاعدة الجدار.

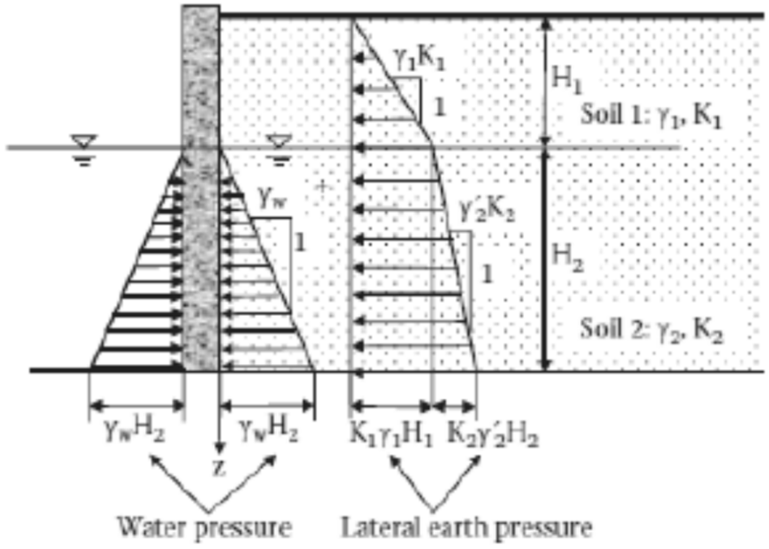


الشكل 11: توزع ضغط التربة الجانبي للردم الجاف عندما c=0

الماء ضمن تربة الردم:

في هذه الحالة، يؤخذ الوزن الحجمي المغمور لحسابات ضغط التربة تحت منسوب المياه الجوفية، كما يبين الشكل (12).

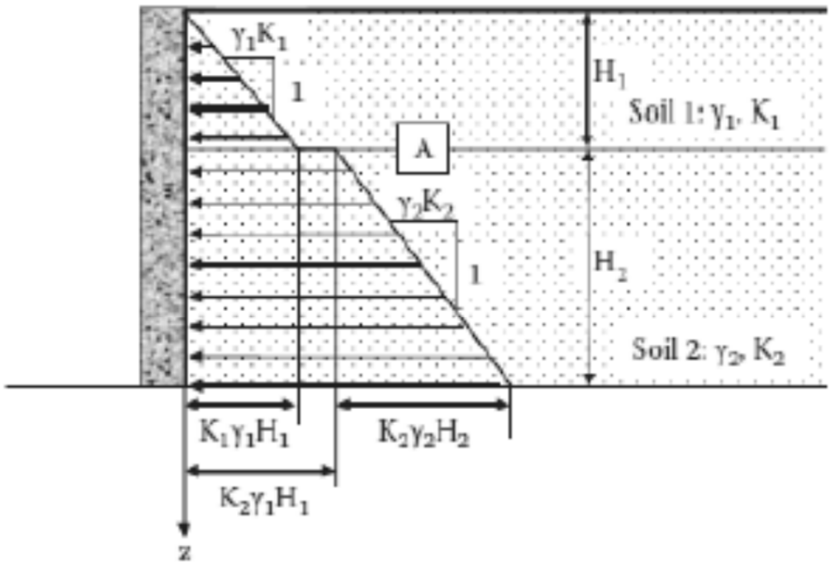
بالاضافة، إلى أن هناك قيما متساوية من الضغط الهيدروستاتيكي على طرفي الجدار. فإذا كان منسوب المياه مختلفاً على طرفي الجدار يكون الضغط الهيدروستاتيكي مختلفاً على طرفي الجدار.



الشكل 12: توزع ضغط التربة الجانبي بوجود مياه جوفية عندما c=0

طبقات متعددة من التربة و c=0:

في الشكل (12)، رسم خط توزع ضغط التربة الجانبي مستمر لحالة $K_1=K_2$ من أجل تجنب الالتباس. إذا كان هناك طبقتي تربة مختلفتين في الردم فإن $K_1\neq K_2$، توزع الضغط الجانبي لا يكون مستمرا كما في الشكل (13).



الشكل 13: توزع ضغط التربة الجانبي بنوعين من تربة الردم عندما c=0

هناك نوعان مختلفان من الضغط عند النقطة الحدية A، بما أن قيم Kمختلفة وذلك حسب نوع التربة على الجوانب (K_1 للطبقة الأولى و K_2 للطبقة الثانية) ولذلك،

فوق النقطة A تماما

$$\sigma_{h,A} = K_1 \gamma_1 H_1 \qquad (1)$$

تحت النقطة A تماما

$$\sigma_{h,A} = K_2 \gamma_1 H_1 \qquad (2)$$

وعند قاعدة الجدار يكون:

$$\sigma_{h,base} = K_2(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_1) \qquad (3)$$

هذا المفهوم يمكن أن يطبق بسهولة لأكثر من طبقة حتى بوجود المياه الجوفية.

طبقات ردم متعددة c≠0:

بما أن c≠0 فسوف يكون هناك نطاق شق شد قرب

سطح الأرض

في الحالات الايجابية ولكن لن تكون

في الحالات السلبية، يبين الشكل (14)

حالات للضغط السلبي والضغط الايجابي

بشكل منفصل.

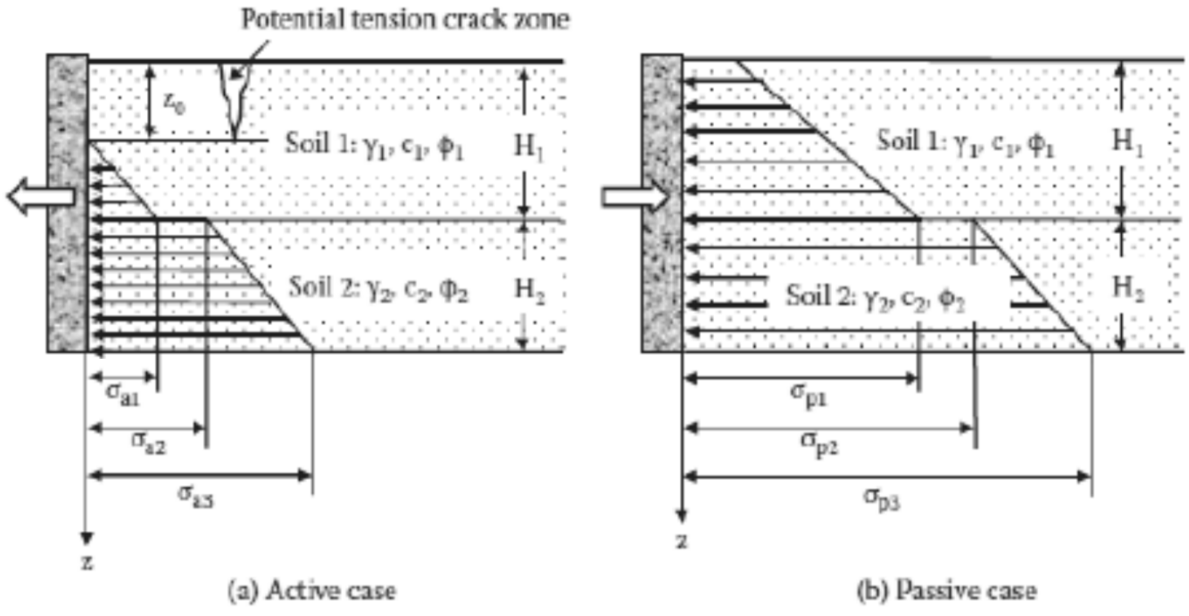
قيمة الضغط الجانبي عند كل

مستوى في الشكل (14)

تحسب بالاعتماد على المعادلات

(4.4) و (4.14)

وبتطبيق خواص الترب لكل طبقة وفق مايلي:



الشكل 14: توزع ضغط التربة الجانبي للردم الجاف عندما c≠0

$$\sigma_3 = \sigma_{h,a} = \gamma * z * \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} - 2c * \frac{\cos\varphi}{1+\sin\varphi} = \gamma * z * \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) - 2c * \tan(45° - \frac{\varphi}{2}) \qquad (4.4)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{h,p} = \gamma * z * \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} + 2c * \frac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi} = \gamma * z * \tan^2(45° + \frac{\varphi}{2}) + 2c * \tan(45° + \frac{\varphi}{2}) \qquad (4.14)$$

في الحالة الايجابية:

$$\sigma_{a,1} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45° - \frac{\varphi_1}{2}) - 2c_1 * \tan(45° - \frac{\varphi_1}{2}) \quad (4.23)$$

$$\sigma_{a,2} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45° - \frac{\varphi_2}{2}) - 2c_2 * \tan(45° - \frac{\varphi_2}{2}) \quad (4.24)$$

$$\sigma_{a,3} = (\gamma_1 * H_1 + \gamma_2 * H_2) * \tan^2(45° - \frac{\varphi_2}{2}) - 2c_2 * \tan(45° - \frac{\varphi_2}{2}) \quad (4.25)$$

في الحالة السلبية:

$$\sigma_{p,1} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45° + \frac{\varphi_1}{2}) + 2c_1 * \tan(45° + \frac{\varphi_1}{2}) \quad (4.26)$$

$$\sigma_{p,2} = \gamma_1 * H_1 * \tan^2(45° + \frac{\varphi_2}{2}) + 2c_2 * \tan(45° + \frac{\varphi_2}{2}) \quad (4.27)$$

$$\sigma_{p,3} = (\gamma_1 * H_1 + \gamma_2 * H_2) * \tan^2(45° + \frac{\varphi_2}{2}) + 2c_2 * \tan(45° + \frac{\varphi_2}{2}) \quad (4.28)$$

استقرار الجدران الاستنادية

Dr. Maiasa Mlhem

شروط استقرار الجدران الكتلية:

في تصميم الجدران الاستنادية هناك عدد من احتمالات الانهيار يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار. من أجل التحقق من استقرار الجدار الخارجي، يعامل الجدار كأنه وحدة متراصة صلبة (أي لا يوجد خضوع داخلي أو انهيار). في بعض انواع المنشآت قد نحتاج من التحقق على الاستقرار الداخلي مثل الجدران البيتونية المسلحة، الجدران الترابية المسلحة. تعتمد الجدارن الكتلية بشكل أساسي على وزنها الذاتي للاستقرار الخارجي الشكل (30)، ونتحقق على الحالات الحدية التالية:

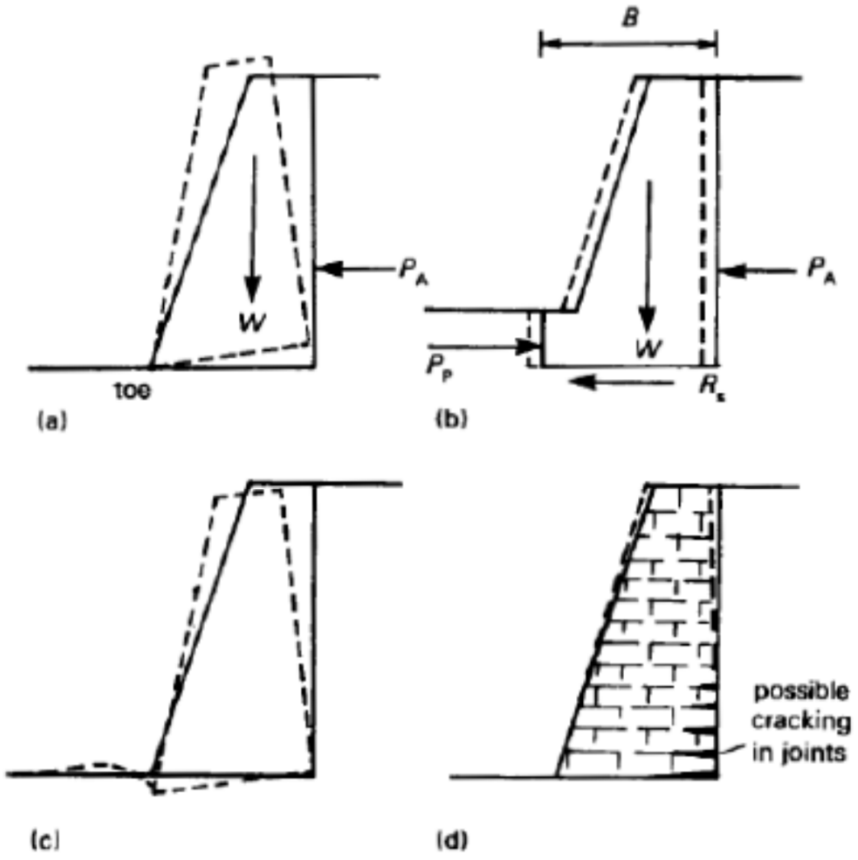
1) الانقلاب (عامل الأمان المنصوح به 2 =)

2) الانزلاق للأمام (عامل الأمان المنصوح به 2 =)

3) انهيار قدرة التحمل تحت قاعدة الجدار (عامل الأمان المنصوح به 3 =)

4) حدوث الشد في الوصلات الجانبية (كما تتواجد بين قطع البلوك في جدران البلوك)

5) انهيار الانزلاق العام تحت السطوح المائلة.

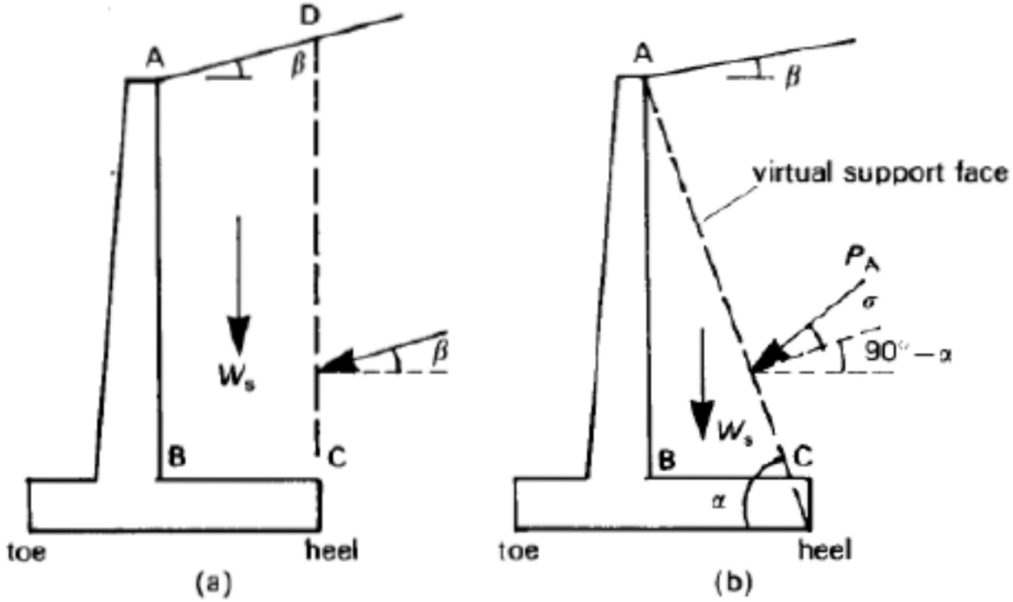


الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية

a) انقلاب b) انزلاق c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس d) الشد في التشققات

إن استخدام عامل الأمان، هو الطريقة المعتادة للتصميم. في حين أن الطريقة الحدية وفق الكود البريطاني BS 8002:1994 تتطلب تطبيق معامل M وهو mobilization factor لقيمة المقاومة من أجل أن نحصل على القيمة التصميمية، فمثلا c_u التصميمية هي c_u/M.

إن قيمة M التي تستخدم للمقاومة غير المصرفة يجب أن لا تكون أقل من 1.5 إذا كان من المطلوب أن تكون إزاحة الجدار أقل من 0.5% من ارتفاع الجدار، أما من أجل حسابات قدرة التحمل يجب أن يكون M في المجال 3-2، من أجل معاملات الاجهادات الفعالة M يجب أن لا يكون أقل من 1.2.



الشكل 29: سطح الدعم الافتراضي خلف جدران بيتونية

القوى التي تتصرف على الجدار الاستنادي سنحسبها على شكل مركبات شاقولية وأفقية. القوى الشاقولية تتضمن وزن الجدار وأي قوة شاقولية يمكن أن تتواجد، بالإضافة إلى وزن التربة فوق قدم heelالجدار ذو الشكل L أو T الشكل (29).

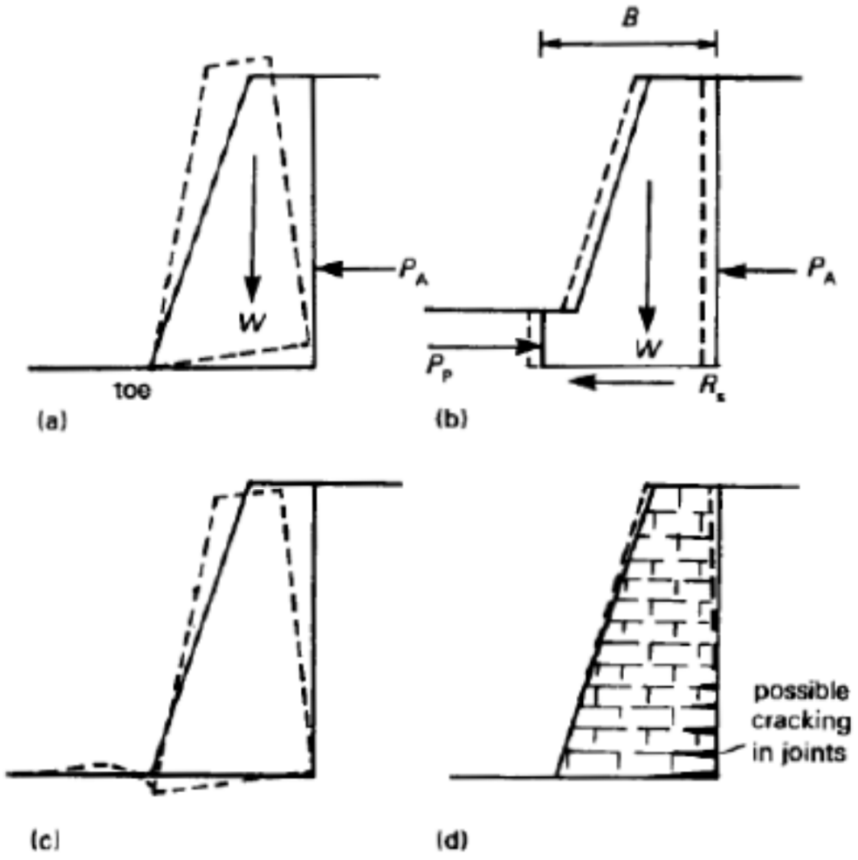
الانقلاب:

من المعتاد أن نفرض أن نمط الانقلاب حول مقدمة القدم (الشكل 30a)، بالرغم من أن بعض المصممين يفضلون أن يعتبروا حافة الثلث الأوسط من القاعدة الأقرب لمقدمة القدم. إن عامل الأمان يحدد كنسبة بين العزوم المثبتة M_s إلى العزوم القالبة M_o.

يجب أن لايقل عامل الأمان عن 2، وفي حال امكانية ارتفاع مستوى الماء الموجود خلف الجدار يجب أن يكون عامل الأمان على الأقل 2.5.

$$F_{OT} = \frac{\sum Stabilising\ Moments}{\sum Overturning\ Moments} \qquad (4.39)$$

وبشكل بديل نستخدم ضغوط التربة التصميمية ونحدد توازن الحالة الحدي.



الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية

a) انقلاب b) انزلاق c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس d) الشد في التشققات

الانزلاق الأمامي:

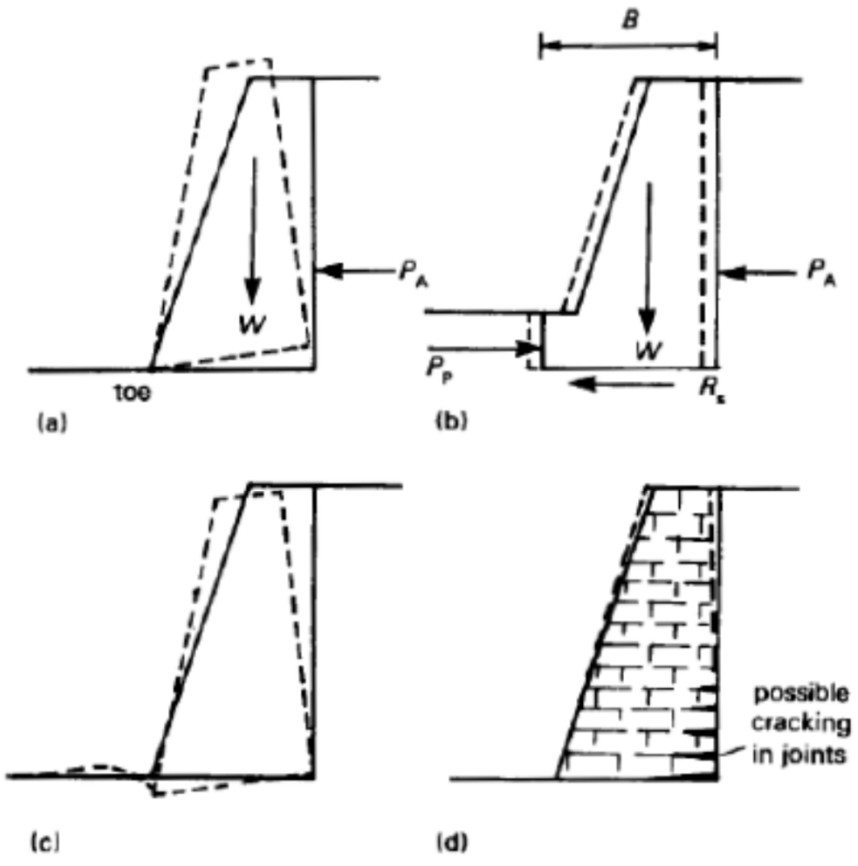
يحدد معامل الأمان ضد الانزلاق (الشكل 30b) بأنه النسبة بين القوى الأفقية المقاومة والقوى الأفقية القالبة.
R_sالمقاومة للانزلاق التي تعبئ بين أساس الجدار والتربة والتي نحسبها كمايلي:

$R_s=V'*\tan\delta_b$ الاجهادات الفعالة، غير المصرف:
$R_s=c_b*B$

للبيتون المصبوب في المكان، قيم احتكاك الجدار والتلاصق تؤخذ كما يلي:

$\delta_b=\tan \Phi'$ و $c_b=c_u$. في حساب المقاومة السلبية المعبأة أمام الجدار، تؤخذ أثار الحت، اضطراب الحمولات المرورية والعمليات الانشائية، وجود الحفريات، جذور الأشجار....الخ. أيضا، المقدار اللازم لتعبئة المقاومة السلبية يجب أن تعتبر. عادة تهمل المسافة 0.5-1m من الأعلى ويدخل معامل α(عادة يساوي 0.5) لحساب الضغوط باستخدام K_p.

$$F_s=\frac{R_s+\alpha*P_p}{P_A}=\frac{V*\tan\phi'+\alpha*P_p}{P_A} \qquad (4.40)$$



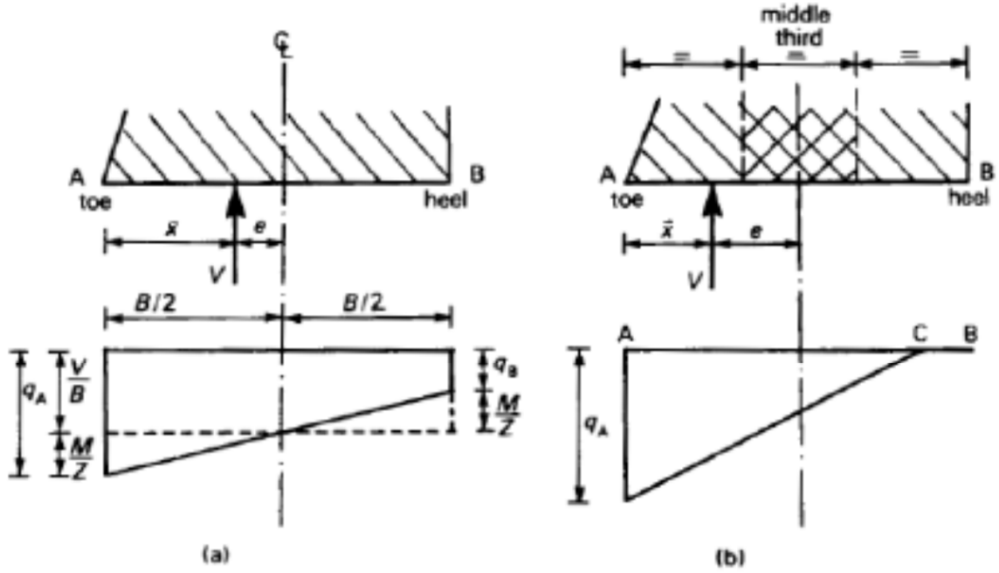
الشكل 30: أنماط انهيار الجدران الاستنادية
a) انقلاب b) انزلاق c) انهيار التحمل في التربة تحت الأساس d) الشد في التشققات

ضغط التحمل تحت الأساس:

أساس الجدار يجب أن يصمم ليضمن الحالة الحدية في التحمل. نستخدم معاملات قدرة التحمل لحساب قدرة التحمل المسموحة، بادخال معامل الأمان (المكافئ لـ M) تقريبا 2.5-3. إن توزع ضغط تحمل التربة تحت الأساس يكون مستطيلا أو شبه منحرف (الشكل 31)، الضغط الأعظمي يحصل عادة تحت مقدمة القدم. هذه القيمة الأعظمية يجب أن لا تتجاوز قدرة التحمل المسموحة للتربة، وإلا يحصل هبوط أو خضوع شاقولي. في المرحلة الأولى من الحسابات، إن الموقع xلرد فعل التربة V يحدد ومن ثم اللامركزية e للقوة حول الخط المركزي.

يجب أن يكون

$$\sigma_{\max} \le q_a$$



الشكل 31: توزع ضغط تحمل التربة

a) شبه منحرف b) مثلث

التوزع شبه المنحرف:

إذا كان رد فعل الرتبة ضمن الثلث الوسطي من القاعدة (e<B/6)، فإن توزع الضغط سوف يكون شبه منحرف، مع مع ضغط يمتد بين مقدمة القدم ومؤخرة القدم. ضغط تحمل التربة بين A و B عندها يعطى بالعلاقات:

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{M}{Z} \quad , \quad q_B = \frac{V}{B} - \frac{M}{Z}$$

ولكن:

$$M = V * e \quad , \quad Z = \frac{1 * B^2}{6}$$

وبالتالي يكون:

$$q_A = \frac{V}{B} + \frac{6 * V * e}{B^2} \qquad (4.41a)$$

$$q_B = \frac{V}{B} - \frac{6 * V * e}{B^2} \qquad (4.41b)$$

التوزع المثلثي:

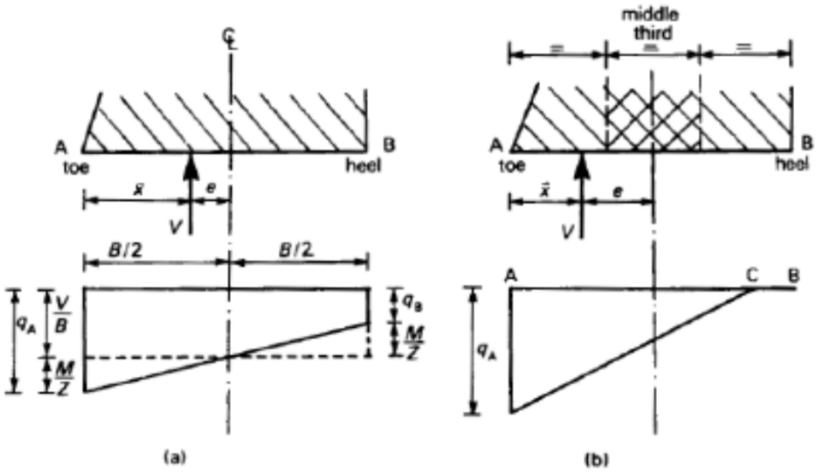
عندما يكون رد فعل التربة خارج الثلث الوسطي (عندما e≥B/6)،
مخطط الضغط يكون مثلثا وضغط التحمل الأعظمي يكون:

$$q_A = \frac{2V}{3 * \bar{x}} \qquad (4.42)$$

بين B و C ضغط التحمل يساوي صفر لأن الشد لايمكن أن يكبر بين التربة والأساس.

المسافة BC يمكن ان توصف بأنها عرض شق الشد.

عرض شق الشد = B-3$\bar{x}$



الشكل 31: توزع ضغط تحمل التربة

a) شبه منحرف b) مثلث

انهيار الشد في الوصلات:

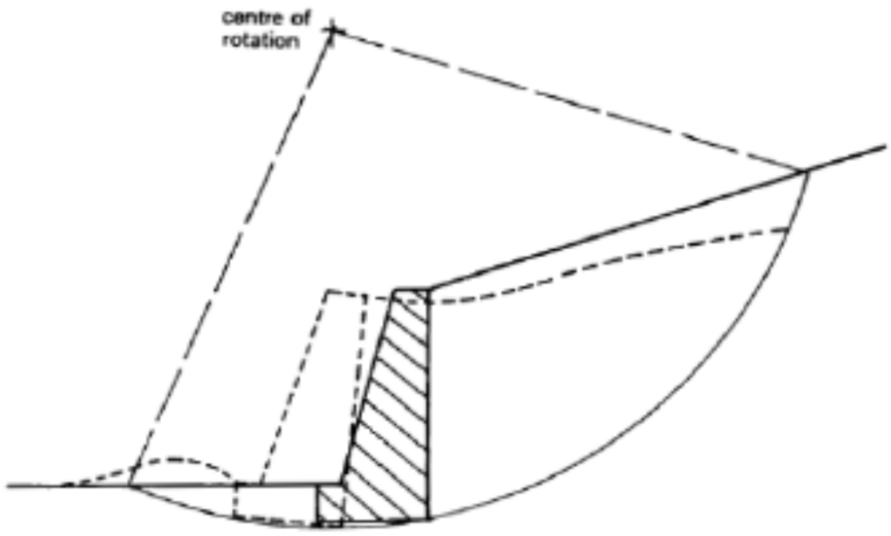
بالرغم من أن الشد لا يمكن أن ينمو أو يتطور بين التربة والأساس، يمكن أن يتطور في الوصلات الجانبية في جدران البلوك. الحسابات التي تعتمد على المعادلة 4.41b تطبق عند كل وصلة للتحقق من التشقق. إلا أنه في جدران البلوك من المفضل أن نحذف الشد في كل الوصلات الجانبية. هذه الطريقة الحدية تختبر بمعرفة موقع رد فعل التربة V. إذا كان V ضمن الثلث الوسطي من القاعدة، فإن توزع الضغط يكون شبه منحرف ولا يتواجد شد. يشار لهذا بأنه قاعدة الثلث الوسطي.

انهيار الانزلاق الدوراني:

في الترب المتماسكة، خاصة حيث سطح التربة مائل للأعلى فوق الجدار،

قد يكون هناك نمط انهيار على شكل انزلاق على سطح دائري يمرتحت قاعدة الجدار (الشكل 32).

يحصل هذا إذا نقصت مقاومة التربة للقص نتيجة الحت أو عندما يرتفع منسوب المياه خلف الجدار.



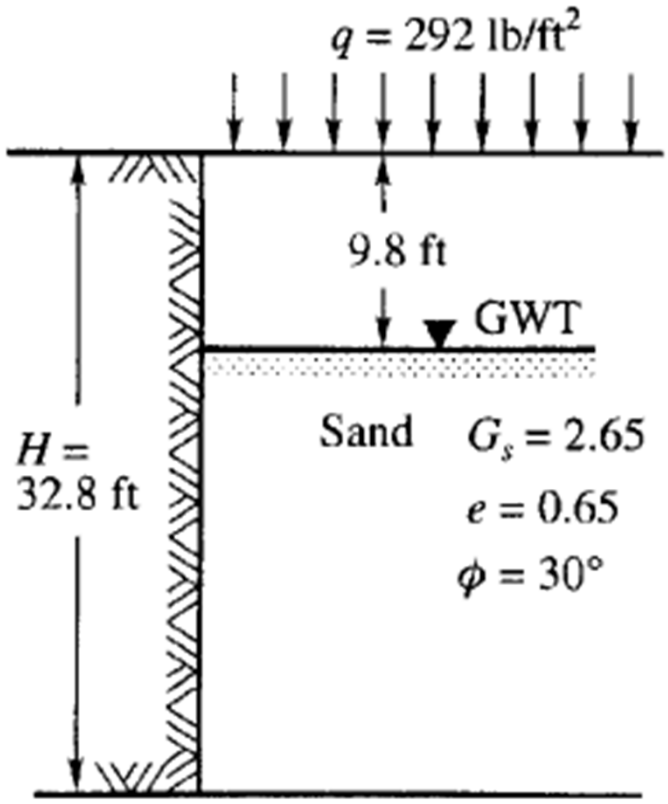
الشكل 32: انهيار الانزلاق الدوراني

مسألة 1:

للجدار الاستنادي المبين في الشكل المجاور

أوجد مخطط الضغط للحالة الايجابية

وحدد المحصلة بواحدة الطول من الجدار



الحل:

من أجل قيمة $\Phi = 30°$ نحسب معامل الضغط الايجابي من العلاقة:

$$K_A = \frac{1-\sin 30°}{1+\sin 30°} = \frac{1}{3}$$

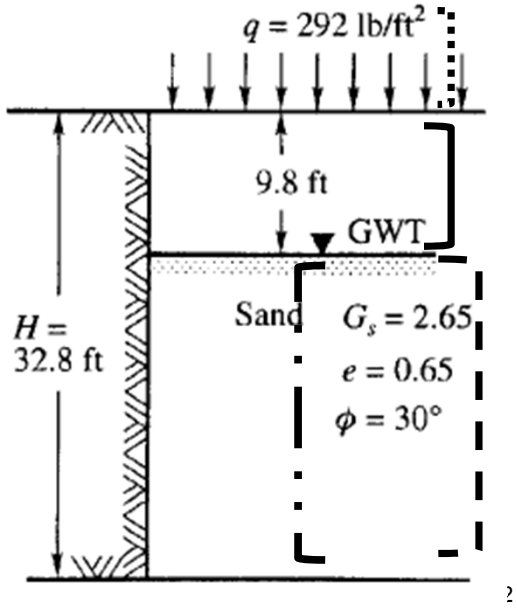
ونحسب قيمة الوزن الحجمي الجاف:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{2.65}{1+0.65} \times 62.4 = 100.22 \text{ lb/ ft}^3$$

وقيمة الوزن الحجمي المغمور:

$$\gamma_b = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1+e} = \frac{2.65-1}{1+0.65} \times 62.4 = 62.4 \text{ lb/ft}^3$$

الآن نحسب قيم الضغط لكل مستوى كما يلي:

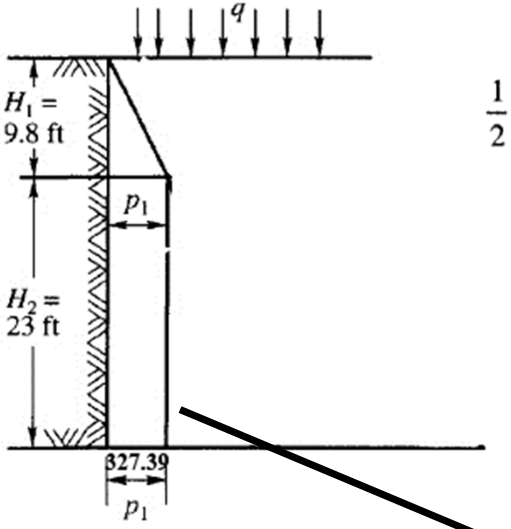


$$p_1 = K_A \gamma_d H_1 = \frac{1}{3} \times 100.22 \times 9.8 = 327.39 \text{ lb/ft}^2$$

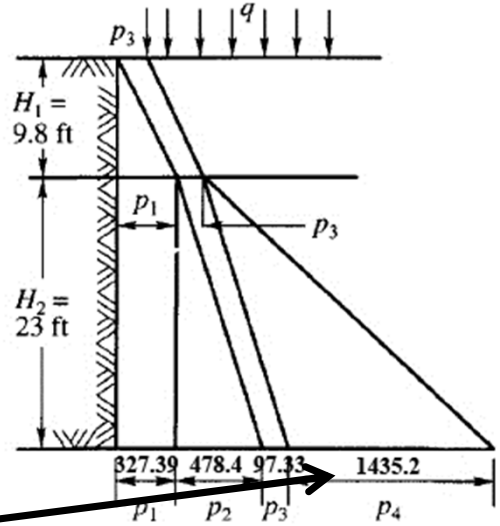
$$p_2 = K_A \gamma_b H_2 = \frac{1}{3} \times 62.4 \times 23 = 478.4 \text{ lb/ft}^2$$

$$p_3 = K_A \times q = \frac{1}{3} \times 292 = 97.33 \text{ lb/ft}^2$$

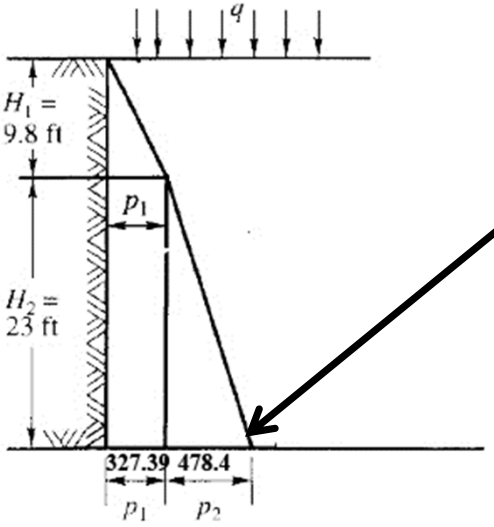
$$p_4 = (K_A)_w \gamma_w H_2 = 1 \times 62.4 \times 23 = 1435.2 \text{ lb/ft}^2$$



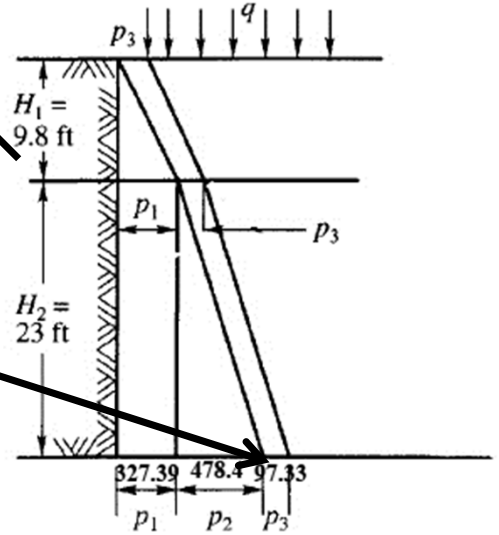
$$\frac{1}{2}\times 327.39\times 9.8 + 327.39\times 23$$



$$\frac{1}{2}\times 1435.2\times 23$$



$$\frac{1}{2}\times 478.4\times 23$$



$$97.33(32.8)$$

d) وبذلك نحسب الضغط الكلي من العلاقة:

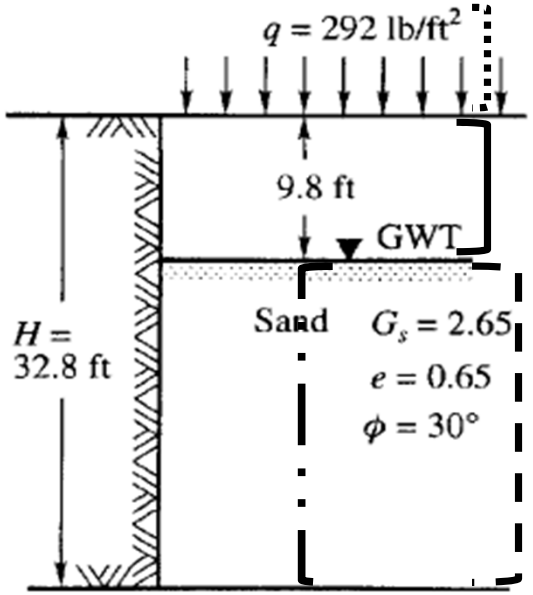
$$= \frac{1}{2} p_1 H_1 + p_1 H_2 + \frac{1}{2} p_2 H_2 + p_3 (H_1 + H_2) + \frac{1}{2} p_4 H_2$$

وبالتعويض من الأشكال السابقة:

$$= \frac{1}{2} \times 327.39 \times 9.8 + 327.39 \times 23 + \frac{1}{2} \times 478.4 \times 23 + 97.33(32.8) + \frac{1}{2} \times 1435.2 \times 23$$

$$= 34{,}333 \text{ lb/ft} = 34.3 \text{ kips/ft of wall}$$

$$34{,}333\, lb/ft = 505\, kN/m$$



مسألة 2:

جدار استنادي ارتفاعه 7.32m.

التربة المحجوزة خلفه طمي رملي وزن الحجمي $17.3kN/m^3$

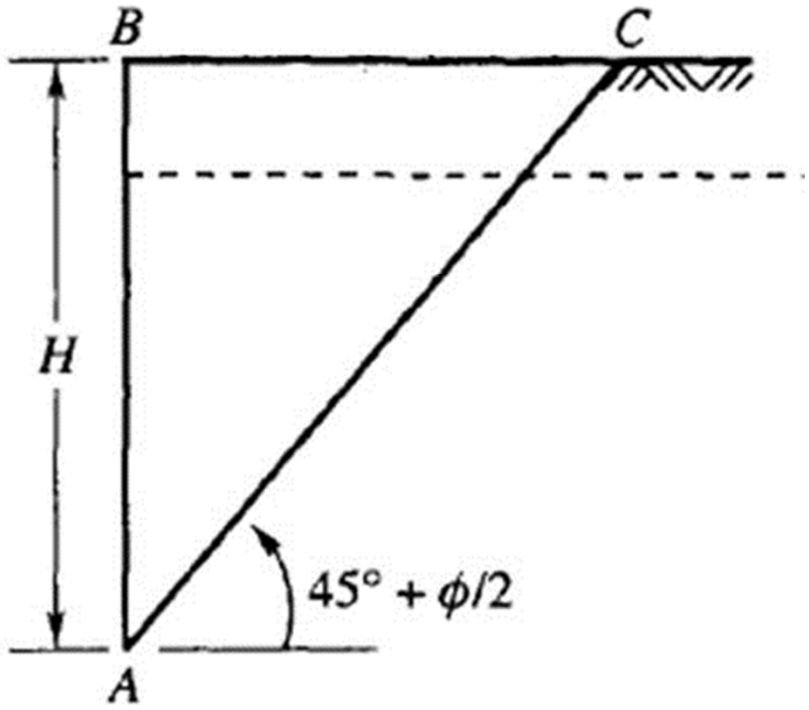
تماسكها $c=12kN/m^2$

$\Phi=20^\circ$

بإهمال احتكاك الجدار المطلوب:

حدد المحصلة الايجابية على الجدار

سطح الردم العلوي أفقي.



الحل:

نعتمد على العلاقة التالية: $p_a = \gamma z K_A - 2c\sqrt{K_A}$

نحسب معامل الضغط الايجابي من العلاقة: $\sqrt{K_A} = 0.7 \quad K_A = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 20°}{1+\sin 20°} = 0.49$

نحسب قيمة الضغط عند السطح بتعويض قيمة z=0 في المعادلة السابقة ومنه يكون: $p_a = -2c\sqrt{K_A} = -2\times 12\times 0.7 = -16.8 \text{ kN/m}^2$

أما عند قاعة الجدار فيصبح z=7.32 وبالتالي يكون الضغط:

$$p_a = 17.3\times 7.32\times 0.49 - 16.8 = 45.25 \text{ kN/m}^2$$

وقبل حساب الضغط الكلي علينا تحديد قيمة z_0

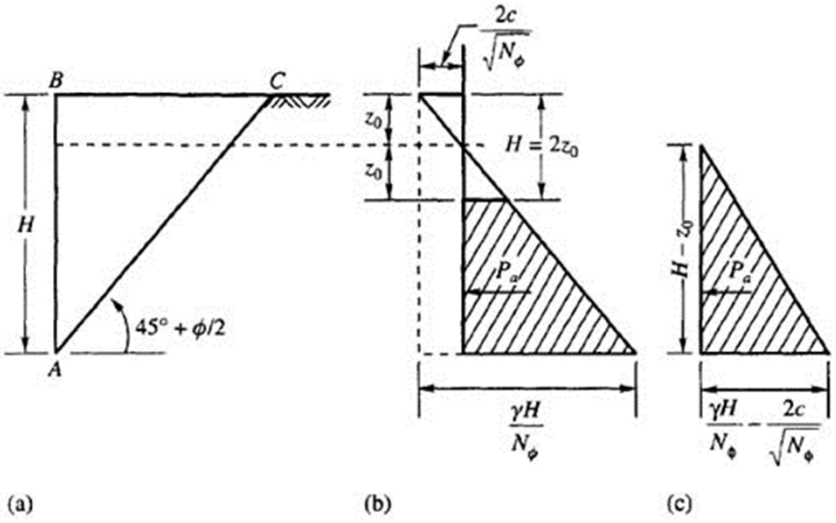
حيث تنعدم قيمة الضغط عندما تكون $z_0 = z$ كما يلي:

$$p_a = \gamma * z_0 * K_A - 2c * \sqrt{K_A} = 0 \Rightarrow z_0 = \frac{2c\sqrt{K_A}}{\gamma * K_A} = \frac{2*12*0.7}{17.3*0.49} = 1.98m$$

الآن نحسب قيمة الضغط من العلاقة: $P_a = \frac{1}{2}(\gamma H K_A - 2c\sqrt{K_A})(H - z_0)$

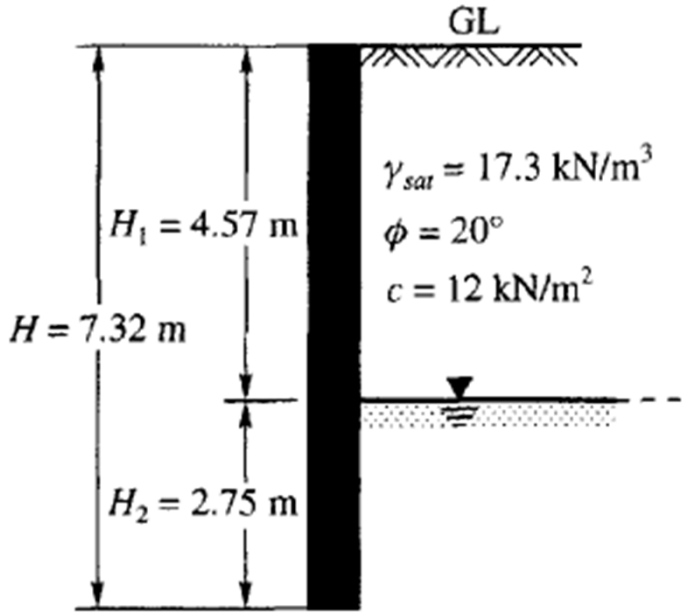
وبالتعويض:

$$= \frac{1}{2}(17.3\times 7.32\times 0.49 - 2\times 12\times 0.7)(7.32 - 1.98) = 120.8 \text{ kN/m}$$



مسألة 3:

أوجد محصلة القوة الجانبية الناتجة (للمثال السابق) بعد انسداد قنوات التصريف خلف الجدار وتجمع المياه لمنسوب 2.75m فوق قاعدة الجدار كما يبين الشكل الجانبي.



الحل:

الآن نحدد الارتفاعات التالية:

$H_1 = 7.32\text{-}2.75 = 4.57\text{m}, \quad H_2 = 2.75\text{m}, \quad H_1\text{-}z_0 = 4.57\text{-}1.98 = 2.59\text{m}$

نجزأ الضغط إلى عدة أجزاء ونقوم بالحساب كما يلي:

الضغط فوق منسوب المياه الجوفية (1):

$$(1) \quad \gamma_{sat} H_1 K_A - 2c\sqrt{K_A} = 17.3 \times 4.57 \times 0.49 - 2 \times 12 \times 0.7 = 21.94 \text{ kN/m}^2$$

الضغط تحت منسوب المياه الجوفية (2):

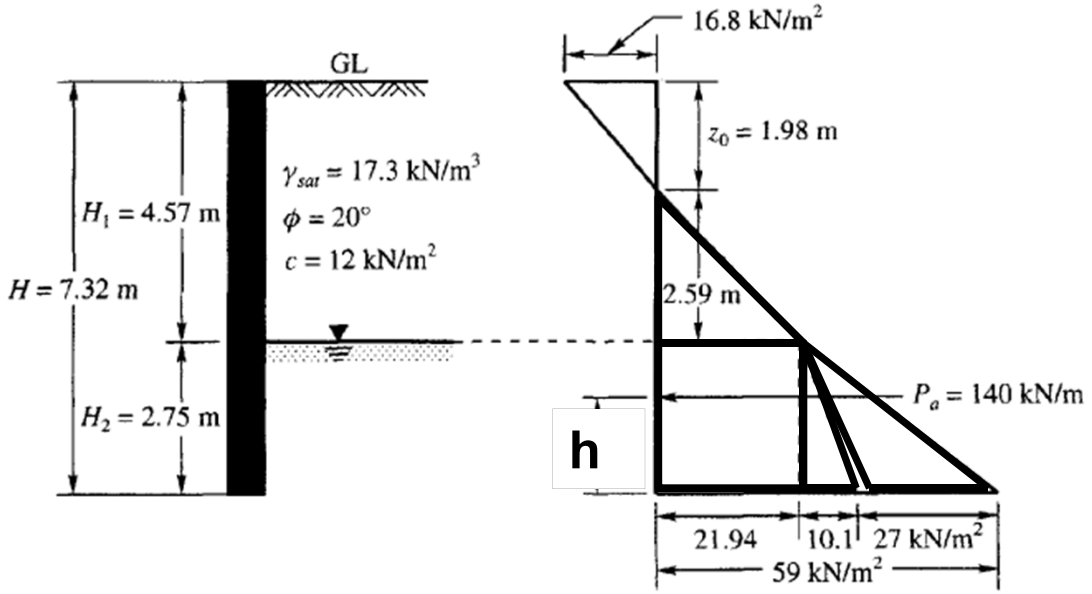
$$(2) \quad \gamma_b H_2 K_A = (17.3 - 9.81) \times 2.75 \times 0.49 = 10.1 \text{ kN/m}^2$$

الضغط الماء الذي يتعرض له الجدار (3):

$$\gamma_w H_2 = 9.81 \times 2.75 = 27 \text{ kN/m}^2$$

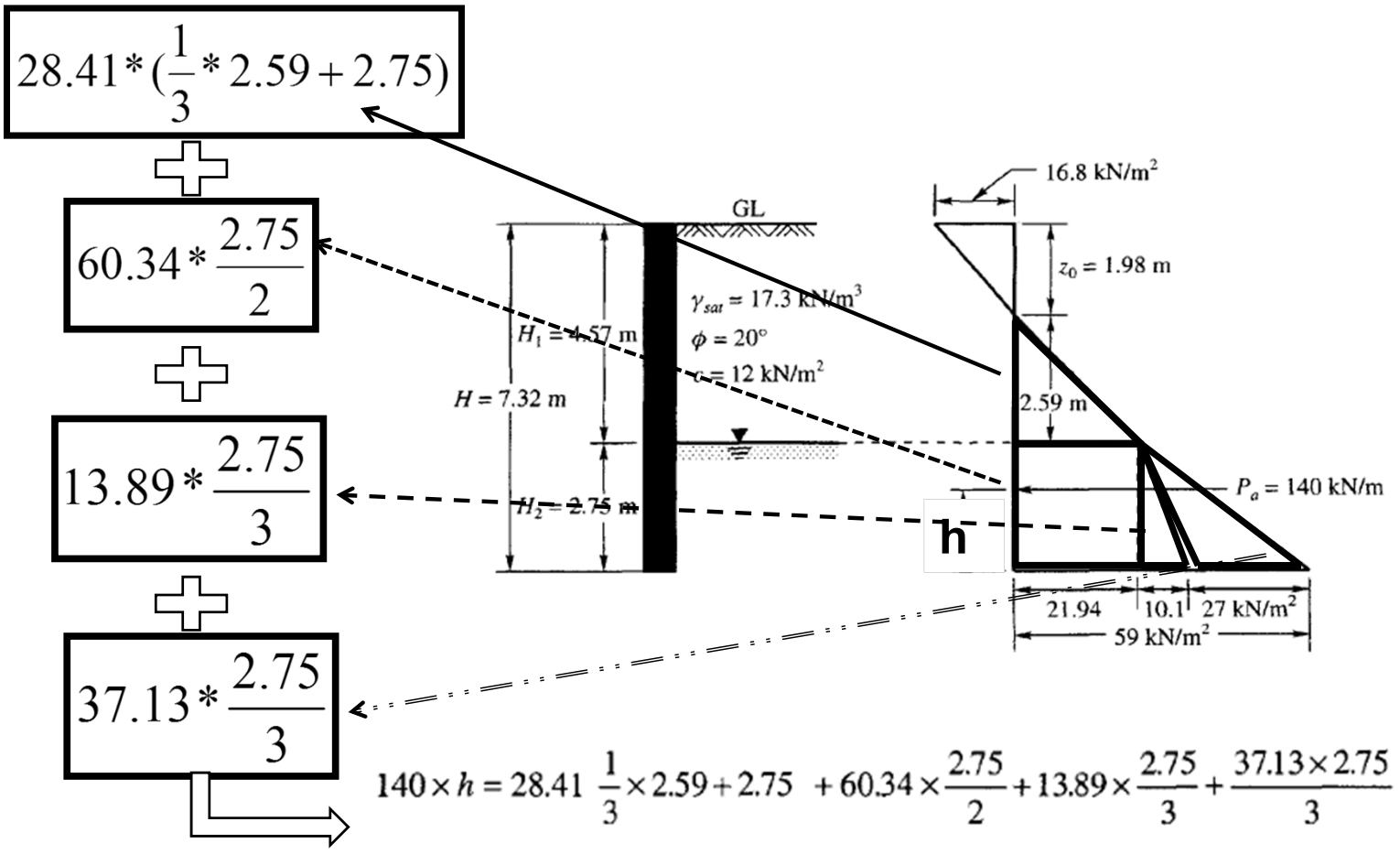
الآن نحسب قيمة الضغط الكلي من العلاقة التالية:

$$= \frac{1}{2} \times 2.59 \times 21.94 + 2.75 \times 21.94 + \frac{1}{2} \times 2.75 \times 10.1 + \frac{1}{2} \times 2.75 \times 27$$



$$= 28.41 + 60.34 + 13.89 + 37.13 = 139.7 \text{ kN/m}$$

ولكي نحدد نقطة تطبيق المحصلة نأخذ العزوم حول القاعدة لكل مساحة من الضغط كما يلي:



$$140 \times h = 28.41\left(\frac{1}{3}\times 2.59 + 2.75\right) + 60.34 \times \frac{2.75}{2} + 13.89 \times \frac{2.75}{3} + \frac{37.13 \times 2.75}{3}$$

$$h = \frac{232.4}{140} = 1.66 \text{ m}$$

مسألة 4

جدار استنادي كتلي/ مبين في الشكل يحجز خلفه تربة بارتفاع 5m. الردم هو تربة بحصية وزنها المشبع $\gamma_{sat}=18kN/m^3$. وزاوية الاحتكاك $\varphi'=30^\circ$.

التربة الموجود تحت الأساس ذات المواصفات التالية:

$\gamma_{sat}=20kN/m^3$، $\varphi_p'=36^\circ$.

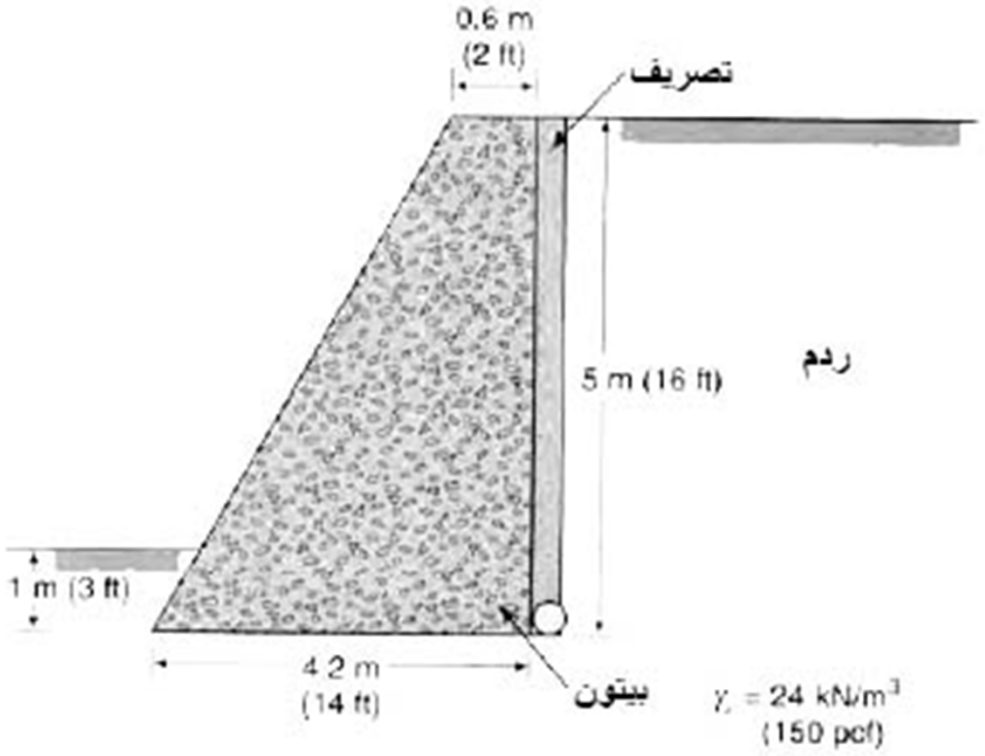
الجدار مغروس 1m في التربة ومبين في الشكل التصريف الموجود.

منسوب المياه الجوفية على عمق 4.5m أسفل قاعدة الجدار.

المطلوب التحقق من استقرار الجدار للحالات التالية:

- إذا كان احتكاك الجدار يساوي الصفر.

الوزن الحجمي للبيتون = $24kN/m^3$



منهجية الحل:

لاحتكاك الجدار الذي يساوي الصفر، يمكن أن نستخدم نظرية رانكين. بما أن الجدار صلب فإن المقاومة السلبية مهملة.

1) سنحسب K_a وفق كولومب ورانكين.

وفق رانكين:

$$\delta = 0, \quad K_{aR} = \tan^2(45° - \frac{\varphi}{2}) = \tan^2(45° - \frac{30}{2}) = \frac{1}{3}$$

2) نحدد القوى الجانبية: (كل القوى بواحدة الطول للجدار)

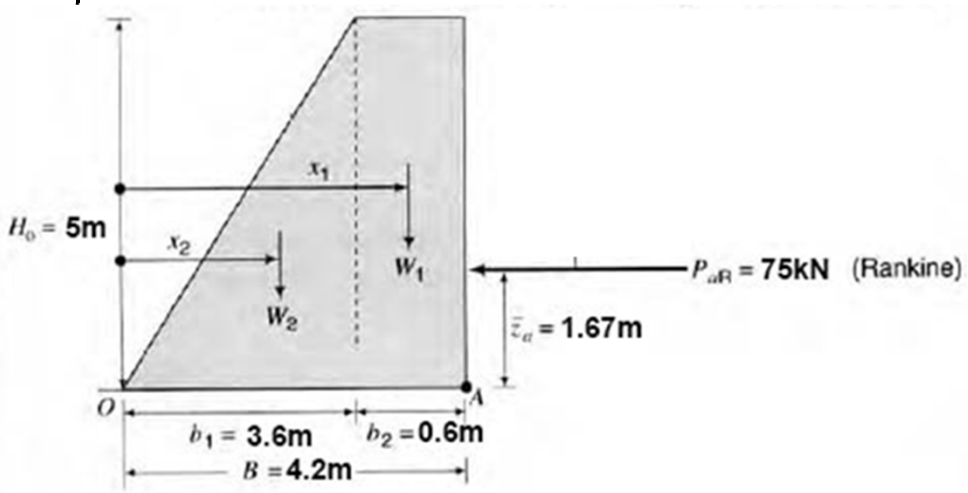
وفق رانكين:

القوة P_{aR} تعمل بشكل أفقي لأن سطح الأرض الطبيعية أفقي

$$P_{aR} = \frac{1}{2} K_{aR} * \gamma_{sat} * H_0^2 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 18 * 5^2 = 75kN$$

3) التحقق من استقرار الجدار لواحدة الطول:

نحسب القوى:



$$W_1 = b_2 * H_0 * \gamma_c = 0.6 * 5 * 24 = 60kN$$

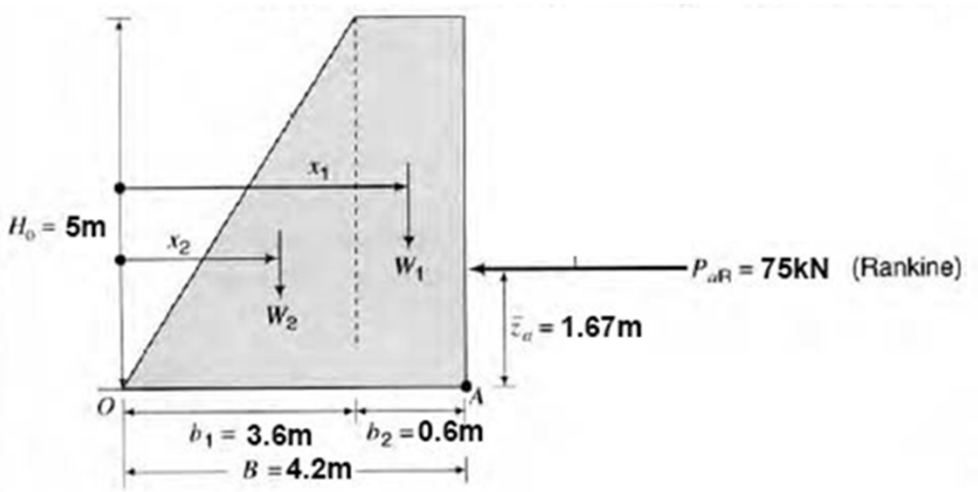
$$W_2 = \frac{1}{2} * b_1 * H_0 * \gamma_c = 0.5 * 3.6 * 5 * 24 = 216kN$$

$$W = W_1 + W_2 = 60 + 216 = 276kN$$

نحسب موقع المحصلة من العزوم حول o:

وفق رانكين:

$$M_O = W_1 * x_1 + W_2 * x_2 - P_{aR} * \bar{z}_a = 60*(3.6+0.3) + 216*(\frac{2}{3}*3.6) - 75*\frac{5}{3} = 627.4kN.m$$



$$R_z = W = 60 + 216 = 276kN$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{627.4}{276} = 2.27m$$

التحقق على الانزلاق:

$$T = R_z * \tan \phi_b'$$

$$\phi_b' = \frac{2}{3}\phi' = \frac{2}{3} * 36° = 24°$$

$$T = R_z * \tan \phi_b' = 276 * \tan 24° = 122.88kN$$

$$(FS)_T = \frac{T}{P_{aR}} = \frac{122.88}{75} = 1.64$$

التحقق من الانقلاب:

نحسب اللامركزية:

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 2.27 \right| = 0.17m$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4.2}{6} = 0.7m > e$$

إن محصلة القوى الشاقولية تقع ضمن نصف ثلث القاعدة ولذلك لا يمكن حدوث انقلاب.

النحقق من قدرة التحمل:

بما أن القوى الشاقولية متوضعى في منتصف ثلث الأساس فلا يحدث شد في التربة.

$$\sigma_{\max} = \frac{R_z}{A} * (1 + \frac{6 * e}{B})$$

وفق رانكين:

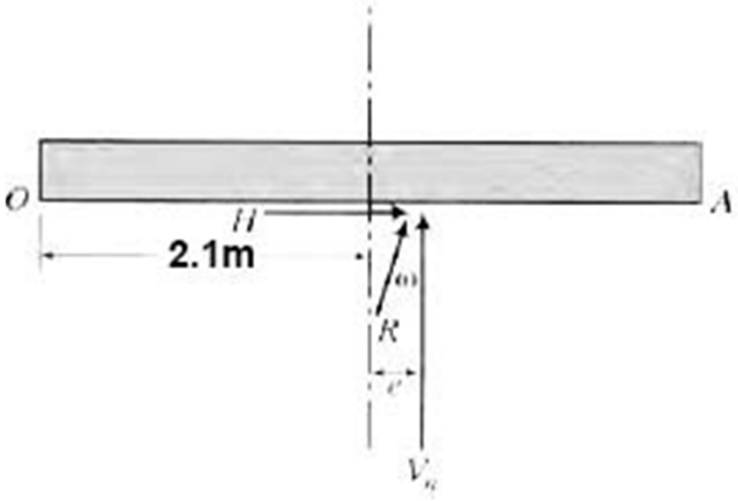
$$\sigma_{\max} = \frac{276}{4.2 * 1} * (1 + \frac{6 * 0.17}{4.2}) = 81.67 kN / m^2$$

التحقق على قدرة التحمل:

إن الاجهاد الأعظمي يطبق على A للطريقتين رانكين وكولومب.

يمكن ان نعتبر قاعدة الجدار أنها أساس سطحي مستمر فيكون $B/L = 0$ ، $D_f=0$

المياه الجوفية تتوضع على عمق 4.5m من القاعدة فلا يوجد لها تأثير على قدرة التحمل.



محصلة القوى لا مركزية ومائلة بالنسبة للشاقول كما يبين الشكل

ولذلك نستعمل معاملات ميلان الحمولة والتعديل الموافق للامركزية:

وفق رانكين:

$$H = P_{aR} = 75kN \qquad V_n = R_z = 276kN$$

$$\frac{H}{V_n} = \frac{75}{276} = 0.27$$

$$w = \tan^{-1}(\frac{H}{V_n}) = \tan^{-1}(0.27) = 15°$$

للجدار المستمر يكون:

$$B' = B - 2e = 4.2 - 2*0.17 = 3.86m$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 - \frac{B'}{L'}\right) = 2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1+} = (1-0.27)^{2+1} = 0.389$$

$$N_\gamma = 0.1054 \exp(9.6\phi'_p) = 0.1054 \exp(9.6*36*\frac{\pi}{180}) = 43.9$$

$$q_u = 0.5*\gamma*B'*N_\gamma*i_\gamma = 0.5*20*3.86*43.9*0.389 = 659.17 kN/m^2$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{(\sigma_{\max})_R} = \frac{659.17}{81.76} = 8 >> 3 \quad Ok.$$