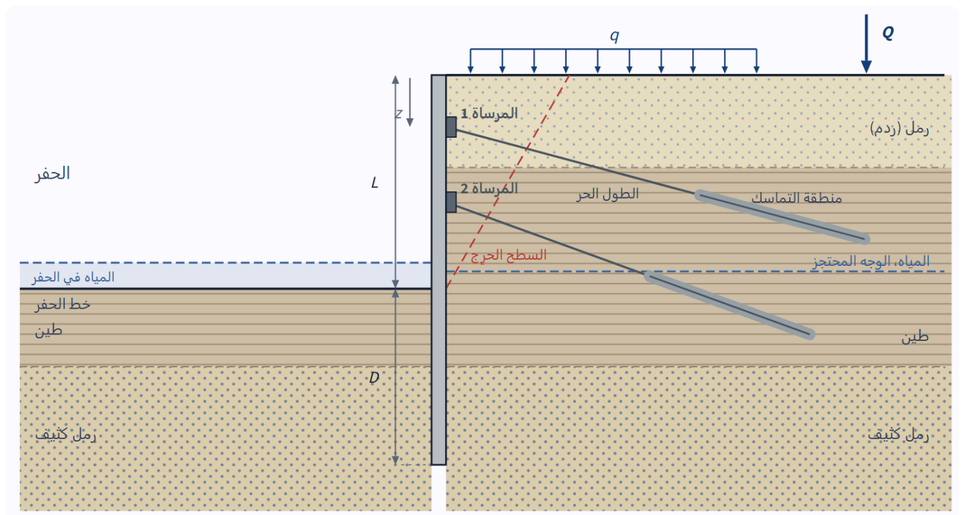
GeoTerva



شرائح محاضرات الجيوتكنيك · الجدران الستائرية والحفريات المدعمة

جدار ستائري مثبت بمرساة (تربة متعددة الطبقات)

المحاضرة: الجدار الستائري الكابولي والمثبت بمراسي في تربة طبقية من الرمل والطين؛ الإجهادات على الوجهين، الأجل القصير والطويل، عمق الاختراق، قوى المراسي، العزم، المقطع، الزلزال؛ مثال محلول في كل موضوع.

تربة طبقية · الأجل القصير والطويل · الاستناد الحر في التربة · المفصلة

مرساة · EN 1993 · AISC 360 · الزلزال · انتفاخ القاع

يستند إلى صفحة النظرية في GeoTerva · geoterva.com

ماذا سنتعلم في هذه المحاضرة؟

الإجهادات والضغوط على وجهي الجدار في قطاع يضم حتى ست طبقات من **الرمل (مصرف: φ' ،c')** **والطين (الأجل القصير c_u، والأجل الطويل φ' ،c')**

في الطين غير المصرف $\sigma_v \mp 2c_u$، و**شق الشد** (المملوء بالماء)، وفي سيناريوهات **الأجل القصير/** **الطويل** قاعدة «الأكبر من كل نتيجة»

مخطط الضغط الصافي وهامش الأمان (f مع العمق، و FS_p للضغط المنفعل، والعمق المعطى)

استاتيكا الجدار **الكابولي** والجدار **المثبت بصف واحد من المراسي (الاستناد الحر في التربة)** والجدار **المثبت بعدة صفوف من المراسي (طريقة المفصلة)**؛ وكذلك العزم وقوة المرساة وتماسك الحقن

التحقق من الجدار الستائري وفق **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**؛ وتحققات **الزلزال** و**انتفاخ قاع الحفر** و**الإزاحة**

تسلسل المحاضرة

يعالج كل موضوع في **ثلاث خطوات:**

1 · **النظرية:** ما القاعدة، ولماذا هي كذلك؟

2 · **المسألة:** المعطيات والمطلوب

3 · **الحل:** خطوة بخطوة، بالأرقام

جدار المثال: ارتفاع الحفر 7.5 m؛ 3 m من الرمل في الأعلى، ثم 6 m من الطين، وتحتها رمل كثيف؛ والماء عند عمق 8.5 m على الوجهين؛ حمل إضافي q = 10 kPa؛ وصفان من المراسي (عند 1.5 m و 4.5 m، s = 2.5 m، بزاويتين 15° و 20°). والقوى لكل متر طولي من الجدار.

النظرية

كيف يتم تثبيت الجدار؟

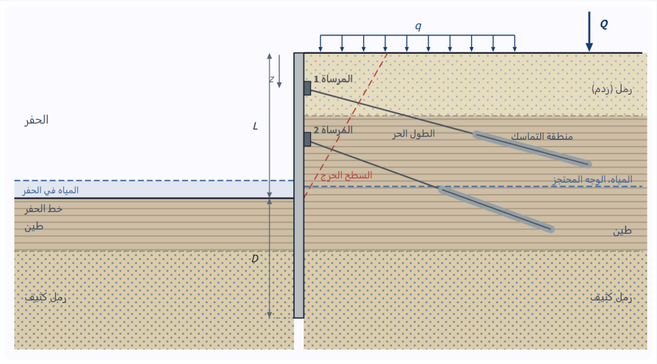
يظل الجدار الستائري قائماً بعمق اختراقه تحت قاع الحفر، وعندما لا يكفي لذلك الارتفاع المسنود فبواسطة **مراسي التربة**. والتربة الحقيقية نادراً ما تكون طبقة واحدة: فالرمل يدفع ويقاوم بالاحتكاك، والطين بمقاومته؛ ومقاومة الطين ليست هي نفسها بعد الحفر مباشرة وبعد سنوات. وتأخذ الوحدة قطاع التربة كما هو: **حتى ست طبقات** تستمر تحت قاع الحفر على الوجهين.

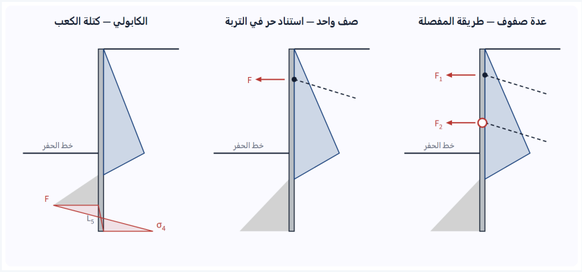
الكابولي: يستند إلى التربة وحدها؛ ويدور حول نقطة قريبة من الطرف (فعال فوق قاع الحفر، ويتبادل الجانبان الدورين تحته). ويكون الارتفاع المسنود اقتصادياً حتى نحو 5–6 m.

صف واحد من المراسي: الجدار كمرة ذات مسندين (المرساة والمقاومة المنفعلة للغرس)؛ ويعد الطرف حراً: **الاستناد الحر في التربة**، ويستخرج عمق الغرس من معادلة عزم واحدة حول المرساة.

صفوف متعددة من المراسي: الجدار غير محدد استاتيكياً؛ وتضع **طريقة المفصلة** مفصلاً عند كل مرساة عدا العليا، فتصبح الفتحات كمرات بسيطة الاستناد، ويُصمَّم الجزء الواقع أسفل المرساة السفلى باستناد حر في التربة.

يقاس z نزولاً من أعلى الجدار؛ وL عمق قاع الحفر، وD عمق الاختراق. الضغط الصافي موجب نحو الحفر؛ وتشد المرساة الجدار إلى الخلف بالقوة F (لكل متر). والطريقة هي **التوازن الحدي**: تؤخذ التربة في حالتيها الفعالة والمنفعلة الحديتين.





النظرية

σ_v، u، σ'_v؛ Rankine c′–φ

يجري الاحتفاظ على كل وجه بثلاثة حقول للإجهاد: الإجهاد الرأسي الكلي σ_v، وضغط ماء المسام u، والإجهاد الفعال $\sigma'_v = \sigma_v - u$. ويوصف الطين غير المصرف بالأول، والطبقة المصرفة بالثاني والثالث. ويحمل عمود التربة المسنودة كامل غطائه الترابي تحت قاع الحفر أيضاً؛ أما عمود الحفر فيبدأ من جديد عند قاع الحفر: وهذا هو الفرق الذي يجب أن يوازنه عمق الاختراق.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

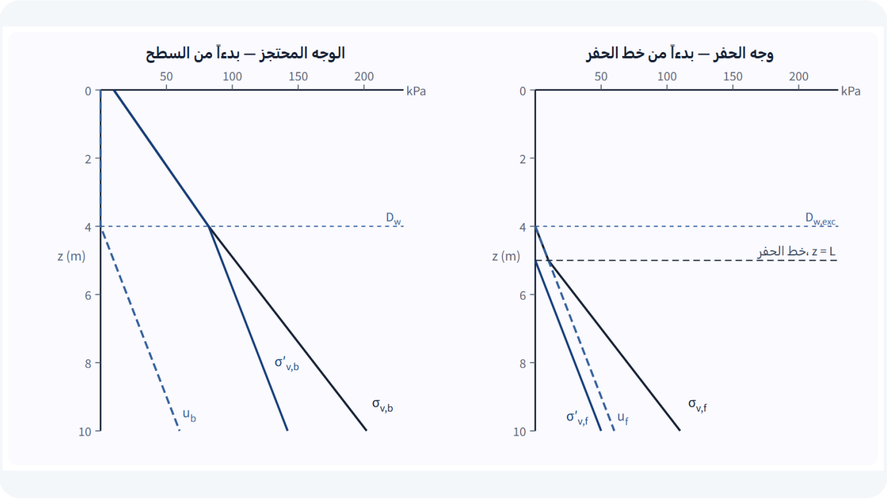
الطبقة المصّرفة (رمل أو طين على المدى الطويل): Rankine، جدار رأسي، سطح مستو، بلا احتكاك جدار:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

لكل طبقة قيمتا K_a و K_p الخاصتان بها: σ'_v متصل لكن **الضغط يقفز عند حد الطبقة**؛ والقفزات خاصية حقيقية في المخطط ولا يجرى تنعيمها.

عندما $c' > 0$ يصبح التعبير الفعال سالباً أعلى الطبقة: فالتربة لا تستطيع شد الجدار، لذا **يقتطع** جزء التربة عند الصفر (ولا يقتطع جزء الماء).

يضاف الحمل الإضافي المنتظم q إلى $\sigma_{v,b}$ عند كل عمق؛ ويأخذه حد قطع الشد بالحسبان.



المسألة

مثال

المعطيات

القطاع

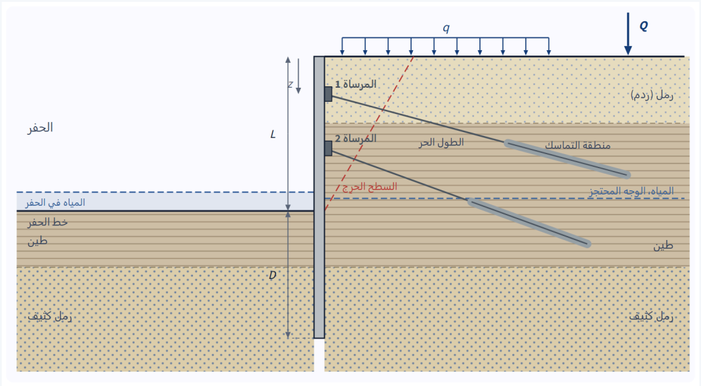
في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحته رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء على الوجهين عند 8.5 m؛ $q = 10$ kPa

المسألة

في الجانب المسنود $z = 3.0$ m (الحد بين الرمل والطين) وقاع الحفر $z = L = 7.5$ m

المطلوب

σ'_v؛ و p_a للرمل والطين (حالة مصّرفة، طويلة الأمد)؛ والقفزة عند حد الرمل–الطين.



الحل

الحل

1 عند الحد الفاصل بين الرمل والطين ($z = 3.0$ m؛ الماء عند $u = 0$، 8.5 m)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0 \text{ kPa}$$

الرمل: $p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33}$ kPa

الطين ($\varphi' = 24^\circ$): $p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50}$ kPa

2 عند قاع الحفر ($z = L = 7.5$ m): امتد العمود المحتجز مسافة 4.5 m إضافية داخل الطين

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5 \text{ kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55} \text{ kPa}$$

σ'_v متصل (64 kPa)، لكن الضغط يقفز عند الحد الفاصل من **21.33 إلى 20.50 kPa** (للرمل $K_a = 1/3$، وللطين $K_a = 0.4217$، ومساهمة c' تساوي −6.49 kPa). ويبلغ ضغط التربة الفعال عند قاع الحفر 56.55 kPa.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$؛ «الأكبر من كل نتيجة»

النظرية

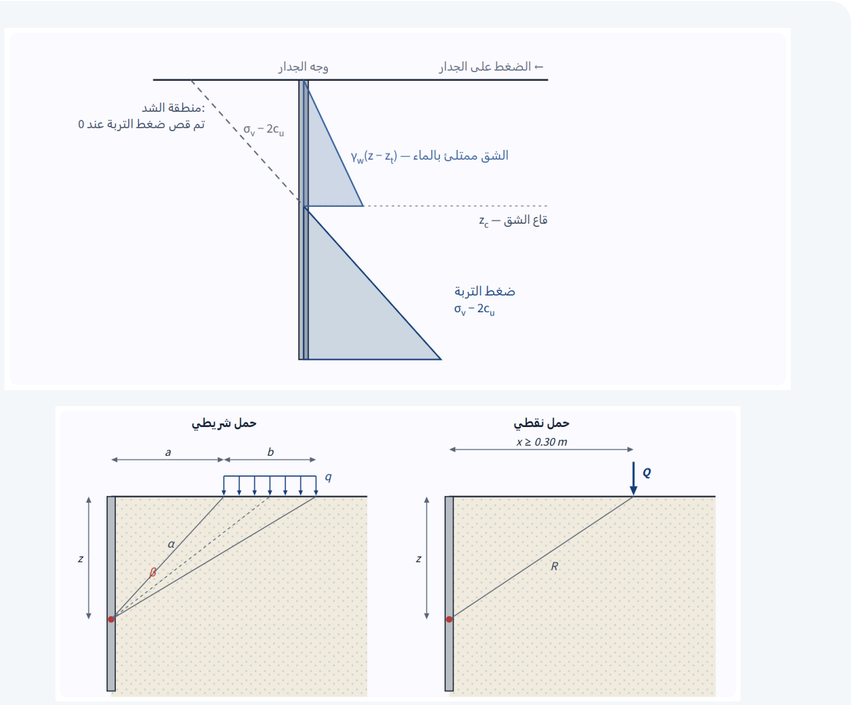
لا يستطيع الطين المشبع المحمل بسرعة (ويجرى الحفر أمامه) أن يصرف الماء: فتعرف المقاومة بالقيمة c_u و $\varphi = 0$ **بدلالة الإجهاد الكلي** (الماء داخل σ_v):

$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

فوق الطين المسنود تكون $\sigma_v - 2c_u$ سالبة: فيتشقق الطين؛ z_t هو أعلى منطقة الشد، أما z_c فهو طرفها السفلي حيث $\sigma_v = 2c_u$. ويمتلئ الشق المفتوح على السطح بماء المطر أو بالمياه الجوفية ويدفع بضغطه الهيدروستاتيكي: **الافتراضي أنه ممتلئ بالماء** (في جانب الأمان)؛ ويمكن اعتباره جافاً (مع تحذير)، وتدرج دائماً نتيجة الحالة الأخرى.

الأجل القصير: الطين غير مصرف؛ و**الأجل الطويل**: كل طبقة مصرفة. ولا يعرف مسبقاً أيهما أسوأ؛ لذلك **تجري الوحدة التحليلين معاً** وتأخذ عمق الدفن وقوة كل مرساة والعزم من **القيمة الأكبر في السيناريوهين** (ولا يشترط أن تأتي من السيناريو نفسه). والسيناريو الذي لا تحمل فيه المرساة شداً لا يحكم الجدار؛ ويدون.

الحمل الإضافي: يضاف الحمل المنتظم q إلى $\sigma_{v,b}$؛ أما الحمل الشريطي (a, b, q) والحمل النقطي (Q, x) فهما الحل المرن للجدار الجاسئ و**لا يضربان** في K_a؛ وفي الزلزال يدخلان بالمعامل ψ_2.



المسألة

مثال

المعطيات

القطاع

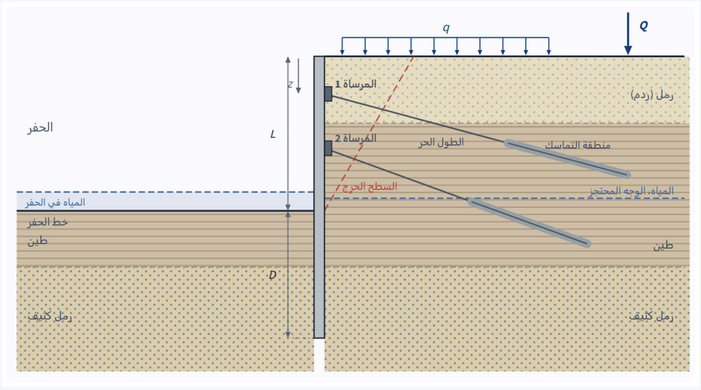
في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحته رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء على الوجهين عند 8.5 m؛ $q = 10$ kPa

المسألة

في المدى القصير $\sigma_v - 2c_u$ فوق الطين و z_c عند الطرف السفلي للشق؛ نتائج السيناريوهين

المطلوب

$\sigma_v - 2c_u$ (في أعلى الطين)، و**z_c** وضغط الماء في الشق؛ وقيم D و F و M للأجل القصير والأجل الطويل، والحالة الحاكمة منها.



الحل

الحل

1 المدى القصير: فوق الطين ($z = 3.0$ m، $\sigma_v = 64.0$ kPa، $c_u = 45$ kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{يُقطع؛ ينفتح الشق}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 يجرى السيناريوهان معاً (محرك الوحدة)؛ ويصمم الجدار وفق الأكبر منهما

السيناريو	D_{teorik} (m)	$D_{required}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
الأجل القصير (طين غير مصرف)	1.549	2.014	56.94 ; 34.30	59.49	6.55
الأجل الطويل (جميعها مصرفة)	2.403	3.124	132.32 ; 41.69	121.43	6.82

يولد الشق المملوء بالماء ضغطاً هيدروستاتيكياً على امتداد **1.37 m** فوق الطين (3.0 → 4.37 m). وتكون الحالة طويلة الأمد **هي الحاكمة في جميع النتائج** (D و F_1 و F_2 و M): إذ يصمم الجدار وفق سيناريو الحالة طويلة الأمد؛ أما عزم الحالة قصيرة الأمد فيقل عن النصف.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

مخطط الفرق؛ f بدلالة العمق أو FS_p للحالة المنفعلة

النظرية

يستشعر الجدار **الفرق** بين الوجهين: $p_{net} = p_b - p_f$ (المسنود − الحفر). ويكتب التوازن على هذا المخطط: فوق قاع الحفر الضغط الفعال للتربة المسنودة وماؤها؛ وتحته ينمو الضغط المنفعل على جزء الاختراق أسرع من الفعال، فينعدم صافي الضغط عند النقطة E ثم ينقلب نحو الجانب المسنود. ويقسم الجدار إلى **أجزاء** عند القمة والمراسي وقاع الحفر وحدود الطبقات ومناسيب الماء وأطراف الشقوق وحواف الأحمال وأصفار الضغوط المبتورة؛ وفي كل جزء يكون المكوّن خطياً، وتحسب القوة والعزم بالتكامل الدقيق:

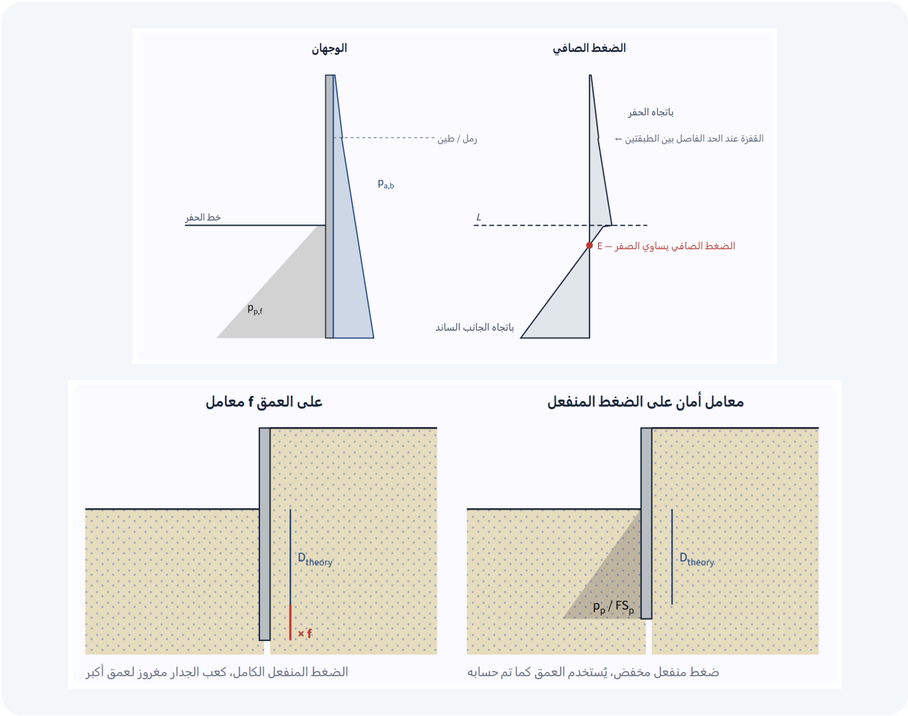
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

لا يوجد هامش في العمق النظري $D_{theoretical}$؛ طريقتان (الشكل):

معامل العمق f: $D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$ (f = 1.2–1.3 للرمل و 1.4–1.6 للطين)؛ والضغوط والعزم هي للجدار النظري.

FS_p على الجانب المنفعل: يضرب $\eta_p = 1/FS_p$ ضغط **التربة** المنفعل (ولا يضرب ضغط الماء أبداً)؛ ويصبح عمق المخطط المخفض $D_{required}$. وتكتب قيمة $D_{required}$ للطريقة الأخرى دائماً بجانبها.

العمق المعطى: يتحقق منه بالشرط $UR_D = D_{required}/D_{given} \le 1$؛ ويحسب $FS_{p,mob}$ الذي يمكن عنده تقسيم المقاومة المنفعلة. وتؤخذ العزوم وقوى المراسي وفق **الأكبر** من حالتي العمق التصميمي والعمق المعطى.



المسألة

مثال

المعطيات

الجدار

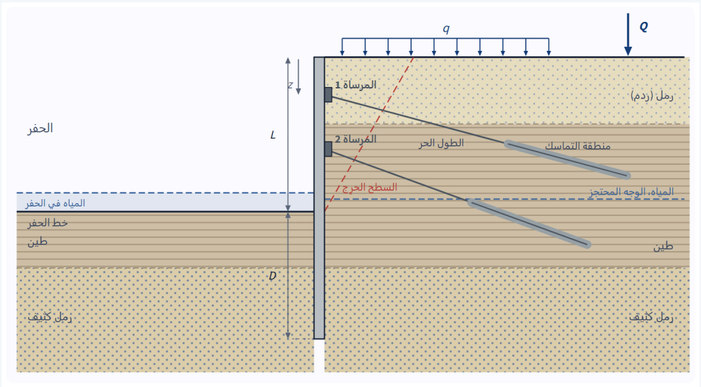
في الأعلى رمل سماكته **3.0 m** ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته **6.0 m** ($\gamma = 19$، $c' = 5$ **kPa**، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ **kPa**)، وتحتهما رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء عند **8.5 m** على الوجهين؛ $q = 10$ **kPa**؛ وصفان من المراسي: $z = 1.5$ **m** (15°) و 4.5 **m** (20°)، $s = 2.5$ **m**؛ $f = 1.3$؛ $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**، **S275**.

الطرق

$FS_p = 1.5$؛ $f = 1.3$؛ المعطاة $D = 3.5$ **m** و 6.0 **m**

المطلوب

لكل مسار: T_2، M_{max}، $D_{required}$ و $FS_{bond,2}$؛ وعند العمق المعطى $FS_{p,mob}$، UR_D.



الحل

الحل

1 بتطبيق f على العمق: $D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (العزم والقوى هي قيم الجدار النظري)

الطريق	$D_{required}$ / المعطى (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (الحفر الابتدائي)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (المنفعل / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
المعطى D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
المعطى D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

يعطي مسار $FS_p = 1.5$ على الضغط المنفعل جداراً أعمق (3.27 m) و**عزماً أكبر** (153.3). و**إذا كان العمق المعطى أطول من المطلوب ازداد العزم وقوة المرساة:** فعند D = 6.0 m يكون M = 255.5 kN·m/m (2.1 مرة ما في المثال الابتدائي) و $T_2 = 480$ kN، و $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: فالتماسك غير كاف. وجعل الجدار أطول من المطلوب لا يجلب الأمان.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

كتلة كعب الجدار؛ الاستناد الحر في التربة

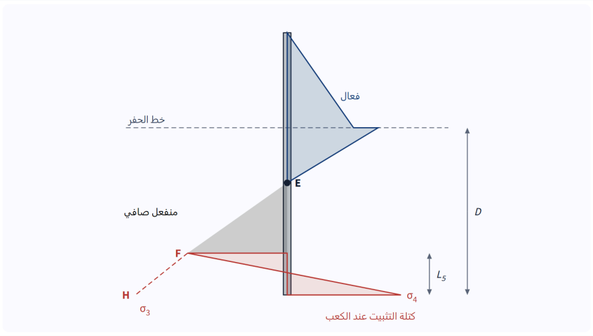
النظرية

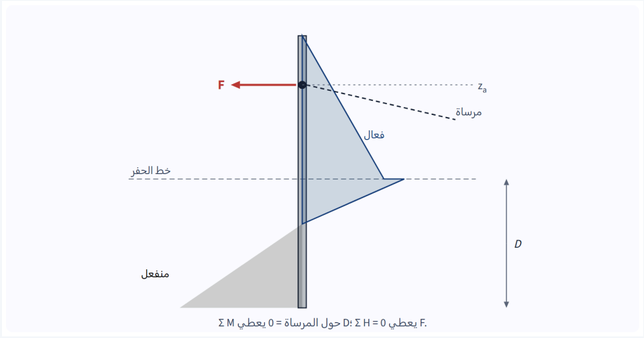
الجدار الكابولي: أسفل قاع الحفر يمتد الخط المستقيم الصافي من E إلى F، ومن F إلى الإحداثي σ_4 المنعكس عبر كتلة الطرف (L_5): $\Sigma H = 0$ و $\Sigma M = 0$ حول الطرف. وفي رمل واحد يؤول الأمر إلى معادلة من الدرجة الرابعة في L_4؛ وفي القطاع الطبقي تحل عددياً على المخطط نفسه. ويجب أن تقع الكتلة أسفل E ($0 < L_5 < L_4$).

صف واحد من المراسي: يفترض أن الطرف السفلي حر الانتقال؛ ويحسب العمق **من العزم حول المرساة**، وتحسب قوة المرساة من الاتزان الأفقي:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

يعطي الاستناد الحر في التربة **أقصر جدار وأكبر عزم بين الطرق الكلاسيكية**؛ ولا يطبق تخفيض Rowe للعزم في الجدران المرنة.





طريقة المفصلة؛ القص والعزم

النظرية

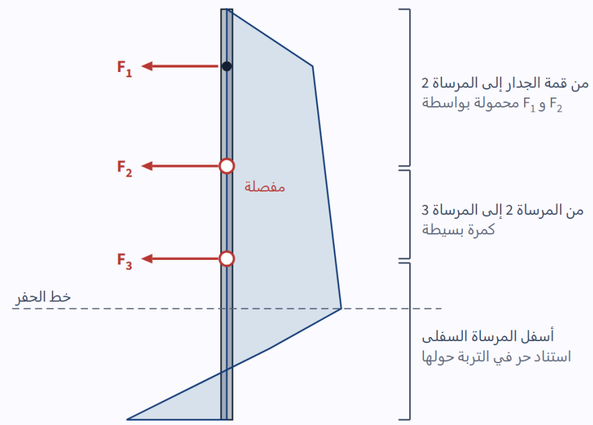
يعد الجدار عند ثلاثة مساند أو أكثر كمرة مستمرة غير محددة استاتيكياً. وتجعله **طريقة المفصلة** محدداً استاتيكياً بوضع مفصل (عزم صفري) عند كل مرساة عدا العليا: فالبحر العلوي كمرة تمتد فوق أول مرساتين، والبحور المتوسطة كمرات بسيطة الارتكاز، وما أسفل المرساة السفلى استناد حر في التربة بالنسبة إلى تلك المرساة.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

قوة صف ما هي مجموع ردود أفعال الفتحات على جانبيه؛ ويتلقى الصف الأسفل أيضاً القوة الأفقية للجزء الواقع تحته. العزم عند كل مفصلة يساوي صفراً (تتحقق الوحدة من ذلك بوصفه إغلاقاً)؛ وينبه بتحذير على الصف الذي يبقى مضغوطاً.

$$V(z) = \int_0^z p_{net}dz - \sum_{z_a<z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

يجرى تكامل V و M على الأجزاء؛ وتوجد **أكبر قيمة للعزم حيث V = 0** (داخل الجزء)، ولا تختار من العقد.



المسألة

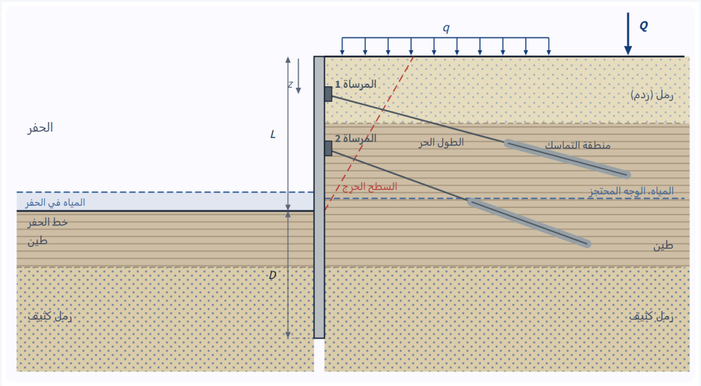
مثال

المعطيات

القطاع والأحمال	في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحته رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء على الوجهين عند 8.5 m؛ $q = 10$ kPa
الأنظمة	(a) كابولي بدون مرساة؛ (b) صف واحد ($z = 1.5$ m، 15°)؛ (c) صفان (الحالة الابتدائية)؛ في جميعها $f =$ 1.3، S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m

المطلوب

لكل نظام: $D_{theoretical}$ و $D_{required}$ و M_{max} وقوة المرساة و **η** للجدار الستائري؛ أيها مناسب؟



الحل

الحل

1 القطاع نفسه، ثلاثة أنظمة (محرك الوحدة؛ ويؤخذ الأكبر من السيناريوهين في جميعها)

النظام	الطريقة	D_{teorik} (m)	$D_{required}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	المرساة (kN/m)	η (EN 1993)
(a) كابولي	كتلة الطرف	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) صف واحد	الاستناد الحر في التربة	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) صفان	المفصل	2.403	3.124	121.4	132.3 ; 41.7	0.426

بالنسبة إلى ارتفاع محتجز 7.5 m يتطلب **الجدار الكابولي** عمق دفن 10.4 m وعزماً مقداره 1,210 kN·m/m: فمقطع الستارة غير كاف (η = 4.24). ويخفض **صف واحد** عمق الدفن إلى 3.76 m لكن تبقى η = 1.037 > 1 عند M = 296 kN·m/m. ويخفض **صفان** العزم إلى 121.4 kN·m/m فيصبح مقطع الستارة كافياً (η = 0.426): فعدد الصفوف هو الذي يحدد العزم وعمق الدفن.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

المسألة

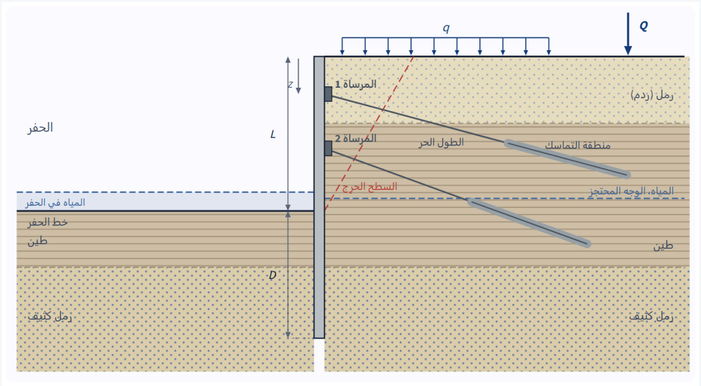
مثال

المعطيات

الجدار	في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحتهما رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء عند 8.5 m على الوجهين؛ $q = 10$ kPa؛ وصفان من المراسي: $z = 1.5$ m (15°) و 4.5 m (20°)، $s = 2.5$ m؛ $f = 1.3$؛ $W_{el} = 1\,400$ cm³/m، S275.
نوع النتيجة	سيناريو طويل الأمد (حاسم)؛ المفصلة عند $z = 4.5$ m

المطلوب

قوى المراسي F_1 وF_2 ومجموعها؛ الإغلاق؛ M_{max} وموضعه؛ نقاط V = 0.



الحل (1/2)

الحل

1 صفوف المراسي (لكل متر) والتوازن الأفقي

$$F_1 = 41.69 \text{ kN/m} \ \ (z = 1.5 \text{ m}) \qquad F_2 = 132.32 \text{ kN/m} \ \ (z = 4.5 \text{ m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00 \text{ kN/m} = \Sigma H_{net} \ \ \text{(القوة الأفقية الكلية)}$$

2 العزم يساوي صفراً عند المفصلة؛ وأقصى عزم عند الموضع الذي عنده V = 0

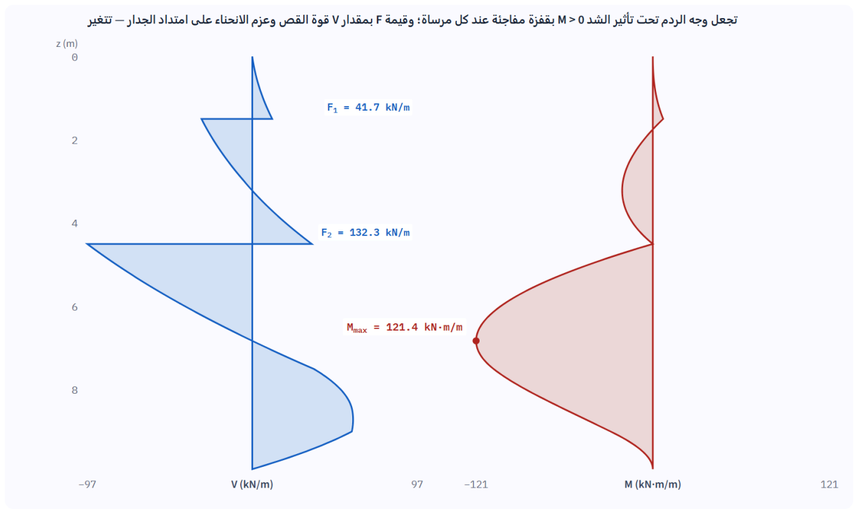
$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0 \ \checkmark \ \ \text{(إغلاق)}$$

$$V = 0: \ \ z = 3.22 \text{ m} \ \text{ و } \ z_M = 6.82 \text{ m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43} \text{ kN·m/m}$$

قوى المراسي **F_1 = 41.69** و **F_2 = 132.32 kN/m**؛ ومجموعهما هو المحصلة الأفقية للمخطط الصافي (الطرف حر).
M_{max} = 121.43 kN·m/m تحت قاع الحفر عند (V = 0) z = 6.82 m.

الحل (2/2)

الحل



3 مخطط قوة القص والعزم (تقفز V بمقدار F عند كل مرساة)

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$؛ $M(z) = \int V\, dz$. أكبر عزم 121.4 kN·m/m ويقع على عمق 6.82 m؛ ونقطتا V = 0 (3.22 m و 6.82 m) هما قمتان محليتان للعزم.

تتحقق تحققات الإغلاق: عزم المفصل ≈ 0، وقوة القص والعزم عند الطرف يساويان صفراً، ومحصلة الجزء تساوي نتيجة التكامل الدقيق (174.0 kN/m). ويعطي مخطط العزوم قمة موضعية في الجزء الكابولي العلوي وأكبر قمة تحت قاع الحفر.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

القوة، والطول الحر، والتماسك، وقوة القفل

النظرية

رد فعل الصف الواحد F لكل متر من الجدار. المراسي متباعدة بمسافة s ومائلة بزاوية α عن الأفقي:

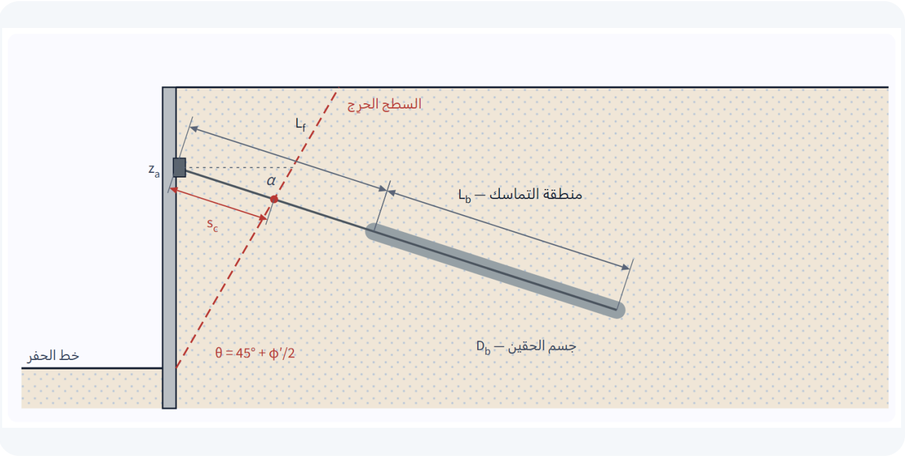
$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

يجب أن تبقى منطقة الحقن (التماسك) **خلف** الإسفين الذي يتحرك مع الجدار. ويبدأ السطح الحرج من ركن الحفر ويرتفع بالزاوية θ = 45° + φ′/2؛ ويتقاطع مع وتر المرساة عند:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\text{ m},\, L/5)$$

السطح تلقائي إذا كان رمل واحد يشكل الارتفاع المسنود كله؛ أما في القطاع الطبقي أو الطيني فليس المستوى الواحد تصوراً سليماً: فيُدخل السطح من تحليل منفصل، وإلا أُبلغ عن التحقق بعبارة «لم يُجرَ».

التماسك: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$؛ $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$. تقفل المرساة بقوة قفل P_0 ويحمل التماسك هذا الحمل منذ البداية: فالطلب هو الأكبر من T و P_0. ويفحص الشرط $P_0/T_{ult} \leq 1$ على حدة بوصفه تحققاً من صحة المدخلات.



المسألة

مثال

المعطيات

المراسي

الصف 1: $z = 1.5\ \text{m}$، $s = 2.5\ \text{m}$، $\alpha = 15^\circ$،

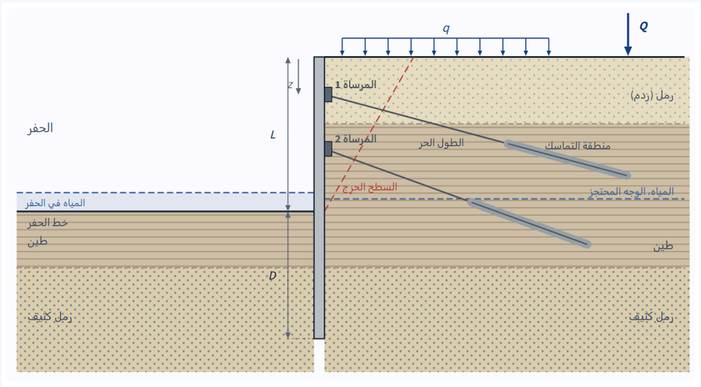
الصف 2: $z = 4.5\ \text{m}$، $\alpha =$ 20°، $F_1 = 41.69\ \text{kN/m}$؛ $F_2 = 132.32\ \text{kN/m}$

الرابط

$D_b = 0.20\ \text{m}$، $L_b = 8\ \text{m}$، $\tau_{ult} = 150\ \text{kPa}$؛ **قوة القفل** $P_0 = 250\ \text{kN}$؛ $FS_{bond,required} = 2.0$

المطلوب

لكل مرساة: **T** و T_V و **T_{ult}** و **FS_{bond}** و P_0/T_{ult}.



الحل (1/2)

الحل

1 قوى المراسي (كل منها على امتداد محور الوتر)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

قوى المراسي تؤثر على امتداد محور الوتر؛ وتعرض المركبتان الرأسيتان $T_{v,1}$ = 27.9 و $T_{v,2}$ = 120.4 kN في التقرير (ولا تنقلان إلى التحقق من الجدار الستائري).

الحل (2/2)

الحل

2 التماسك: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

عند المرساة الأولى يتحدد الربط **بحمل القفل** ($P_0 > T_1$)، وعند الثانية **بقوة الخدمة** (FS 3.02 و 2.14)؛ $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

النظرية

EN 1993-1-1 أو AISC 360-22

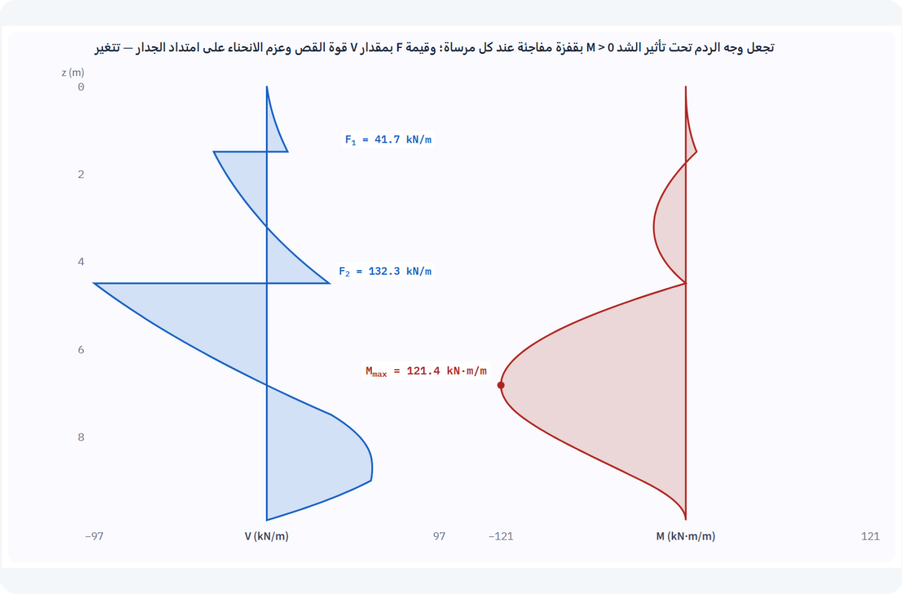
يتحقق من المقطع الفولاذي في الانحناء عند أقصى عزم تصميمي. ويستخدم معامل المقطع W لكل متر من الجدار (من جداول الجدران الستائرية؛ مرن أو لدن بحسب الصنف)؛ وتكتب قيمة W_{req} اللازمة دائماً حتى يمكن اختيار المقطع من الكتالوج:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \le M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}$$

LRFD: $\gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n \ (\phi_b = 0.90)$ ASD: $M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b} \ (\Omega_b = 1.67)$

EN 1993-1-1: $\gamma_F = 1.35$، $\gamma_{M0} = 1.00$. AISC: $\gamma_H = 1.6$ (ضغط التربة الجانبي H)، $M_n = F_y Z$ (مقطع مدمج) أو $F_y S$ (بدء الخضوع).

قص الجدار، والانبعاج الموضعي لعناصره، والفقد بسبب التآكل تقع خارج نطاق التحقق وتُذكر في التقرير. وتؤخذ قوى المراسي والعزم وفق الأكبر بين حالتي عمق التصميم والعمق المعطى.



المسألة

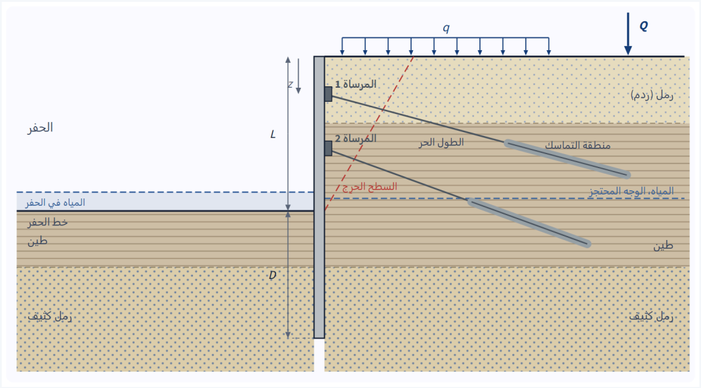
مثال

المعطيات

العزم	المثال 5: $M_{max} = 121.43$ kN·m/m
المقطع	S275 ($f_y = 275$ MPa), $W_{el} = 1\,400$ cm³/m; EN: $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.0$; AISC: $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)

المطلوب

η (EN)، $M_{c,Rd}$، **W_{req}**، **M_{Ed}**؛ وقيمة η لطريقتي LRFD و ASD.



الحل

الحل

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS = 385.0$ kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

الجدار الستائري كاف: **0.426** = η EN 1993-1-1 (W المطلوبة = 1 400 > 596 cm³/m)، AISC LRFD **0.527**، ASD **0.561**.

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

النظرية

شبه الاستاتيكي للتربة الطبقية: Mononobe–Okabe في الرمل، وإسفين غير مصّرف في الطين

يستبدل كل معامل استاتيكي بنظيره شبه الاستاتيكي في طبقته. وتنتج الزاوية الزلزالية عن المعاملين الأفقي والرأسي:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

الطين: $\sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$

يجرى **السيناريوهان** كلاهما للتصميم الاستاتيكي، ولكل منهما باتجاهي k_V؛ وتحدد القيم الأكبر لعمق الاختراق والعزم وقوى المراسي التصميم.

لا يستطيع الجدار المثبت بالمراسي أن يدور حول طرفه السفلي: لذا تتوزع الزيادة الديناميكية في الدفع الفعال **توزيعاً منتظماً على ارتفاع التربة المحتجزة**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. ويضيف الماء الحر في الحفر ضغط Westergaard (7/8 $k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$).

الزلزال حالة عرضية: **لا يطبق معامل** على التربة المنفعلة؛ ويجب ألا يتجاوز D_E، الذي يوازن المخطط الزلزالي، عمق الجدار (D_{design}). وإذا كان الجدار أطول من D_E فإن كل حالة تتوازن أيضاً عند العمق المعطى، ويؤخذ العزم والقوة الأكبر. وتفحص المرساة والتماسك عند T_E أيضاً ($FS_{required,E} \approx 1.5$).



المسألة

مثال

المعطيات

الجدار

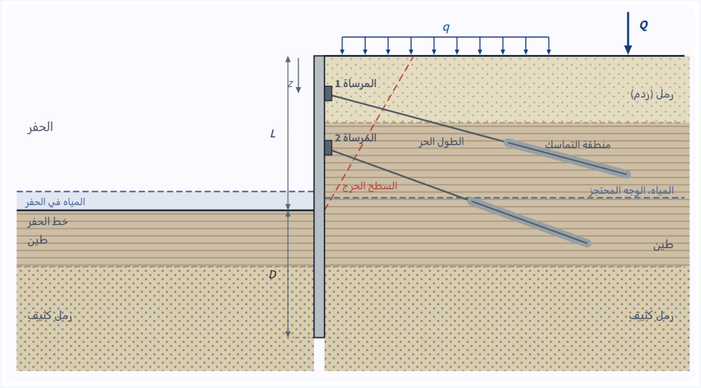
في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحتهما رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ والماء عند 8.5 m على الوجهين؛ $q = 10$ kPa؛ وصفان من المراسي: $z = 1.5$ m (15°) و 4.5 m (20°)، $s = 2.5$ m؛ $f = 1.3$؛ $W_{el} = 1\,400$ cm³/m، S275.

الزلزال

$k_h = 0.15$، $k_v = \pm 0.075$؛ ماء المسام مقيد؛ الشداد: $T_{ult} = 754$ kN، المطلوب $FS_{bond,E} \approx 1.5$

المطلوب

قيم D و M و F للحالات الأربع (سيناريوهان × قيمتان للمعامل k_V)؛ و D_E و $M_{max,E}$ وقوى المراسي والتماسك؛ هل يصمد الجدار أمام هذا الزلزال؟



الحل (1/2)

الحل

1 أربع حالات (سيناريوهان للتصميم الاستاتيكي، و k_V في اتجاهين)

السيناريو	k_V	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
قصير	+0.075	2.900	87.4	132.3	81.0 ; 51.2
قصير	−0.075	3.110	134.9	205.0	122.6 ; 82.4
طويل	+0.075	4.348	277.0	288.5	222.4 ; 66.1
طويل	−0.075	3.958	277.2	315.8	234.3 ; 81.5

عمق الغرس الحاكم **D_E = 4.35 m** (الأجل الطويل، k_V = +0.075)؛ وأقصى عزم **277.2 kN·m/m** (الأجل الطويل، k_V = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

الحل (2/2)

الحل

2 التحققات

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3,\ 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \text{✗}$$

لا يصمد الجدار الابتدائي أمام هذا الزلزال: يتطلب الاتزان الزلزالي عمق دفن 4.35 m (التصميمي 3.12 m)، ولا يكفي تماسك المرساة الثانية ($T_{E,2}$ = 623 kN، $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50). مقطع الستارة كاف (η_E = 0.72): ويجب زيادة عمق الدفن وتماسك الحقن (الطول أو القطر).

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

كتلة الانتفاخ عند القاع في الطين؛ كمرة على أساس نابضي

النظرية

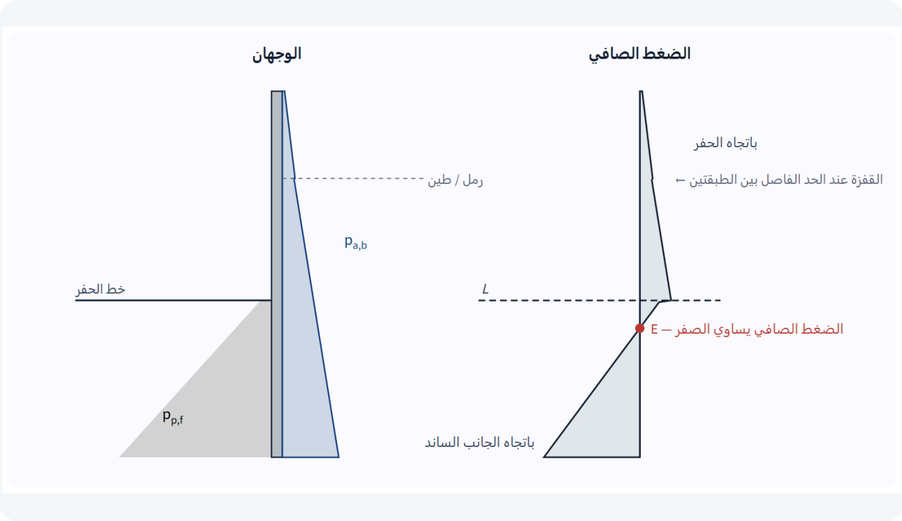
انتفاخ القاع: إذا كان قاع الحفر طيناً ليناً فقد يضغط وزن التربة المحتجزة الطين نحو الحفر. وكما في وحدة الطين، يتحقق منه بكتلة قدرة تحمل عند كعب الجدار ($B' = B/\sqrt{2}$ أو T حتى الطبقة الصلبة، أيهما أصغر؛ $B'' = \sqrt{2}\,B'$):

$$FS = \frac{5.14\,c_u\left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side}H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

تحول الأحمال الشريطية والنقطية ضمن B' إلى حمل إضافي مكافئ؛ وإذا لم تكن التربة عند القاع طيناً فلا يطبق هذا التحقق. **الإزاحة:** الجدار كمرة مرنة (EI)، وعلى كل وجه نوابض مرنة–لدنة (معامل رد فعل تربة التأسيس k_h)؛ وكل مرساة نابض مسبق الإجهاد ($k = E\,A_t\cos^2\alpha/(L_f s)$، ويبدأ بالقيمة $P_0\cos\alpha/s$)، ولا يتحمل إلا الشد:

تبدأ النوابض من ضغط السكون ($K_0\sigma'_v$ في الطبقة المصرفة، و σ'_v في الطين غير المصرف) ولا تتجاوز الحد. و k_h معامل من معاملات النموذج؛ والنتيجة **مميزة وإرشادية**، وتعطى دون حدود؛ وتعتمد بقوة على k_h عندما تكون النوابض لينة، وبدرجة ضئيلة جداً عندما تبلغ الحدود.

قد يخرج عزم نموذج الإزاحة قريباً من عزم الاتزان الحدّي، لكن عزم التصميم هو دائماً عزم الاتزان الحدّي.



المسألة

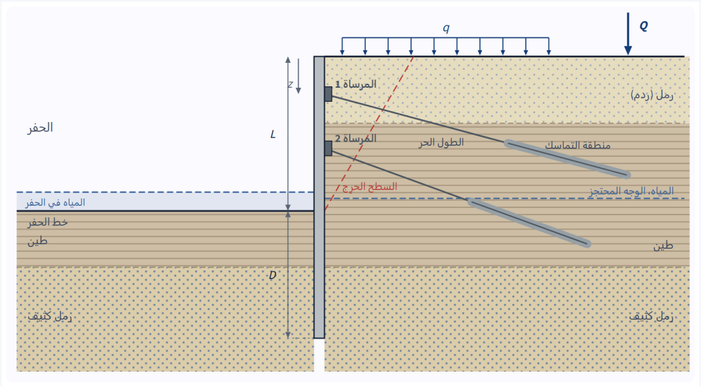
مثال

المعطيات

الجدار	في الأعلى رمل سماكته 3.0 m ($\gamma = 18$، $\varphi' = 30^\circ$)، وطين سماكته 6.0 m ($\gamma = 19$، $c' = 5$ kPa، $\varphi' =$ 24°، $c_u = 45$ kPa)، وتحتهما رمل كثيف ($\gamma = 19$، $\varphi' = 36^\circ$)؛ $L = 7.5$ m؛ والماء عند 8.5 m على الوجهين؛ $q = 10$ kPa؛ وصفان من المراسي: $z = 1.5$ m (15°) و 4.5 m (20°)، $s = 2.5$ m؛ $f = 1.3$؛ $W_{el} = 1\,400$ cm³/m، S275
الحفر والجدار	عرض الحفر $B = 10$ m (طويل، دون طبقة صلبة)؛ طين تحت القاع ($c_u = 45$ kPa)؛ $EI = 44\,100$ kN·m²/m؛ $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (رمل/طين/رمل)؛ $P_0 = 250$ kN

المطلوب

$\mathrm{FS}_{\mathrm{heave}}$ (≥ 1.5؟)؛ **إزاحة** قمة الجدار وقاع الحفر وكعب الجدار؛ وأكبر عزم في نموذج الإزاحة.



الحل

الحل

1 انتفاخ القاع ($B' = B/\sqrt{2} = 7.07$ m؛ لم تدخل L_{exc}: لا يوجد حد للشكل)

$$\sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5 \text{ kPa} \qquad c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0 \text{ kPa} \ \text{(الرمل صفر)}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739} \ \geq 1.5 \ \checkmark$$

2 الإزاحة (طريقة معامل رد فعل تربة التأسيس؛ مراسي مسبقة الإجهاد)

$$y_{tip} = -0.5 \text{ mm} \qquad y_{excavation\ base} = 11.2 \text{ mm} \qquad y_{crest} = -2.6 \text{ mm} \ \text{(إلى الخلف، نحو الجهة المحجوزة)}$$

$$M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4 \qquad M_{max}^{model} = 108.6 \text{ kN·m/m} \ (z = 6.86 \text{ m})$$

معامل الأمان ضد انتفاخ قاع الحفر **1.74** (≥ 1.5). وتسحب المراسي المسبقة الإجهاد قمة الجدار إلى الخلف بمقدار **2.6 mm**؛ وعند قاع الحفر تتحرك **11.2 mm** نحو الحفر (على سبيل الإرشاد، ولا تقارن بحد). وعزم النموذج (108.6) قريب من عزم الاتزان الحدي (121.4).

تحقق من الحل في GeoTerva ↗

فرضيات الوحدة وما لا تقوم به

النظرية

الفرضيات المعلنة: لا يوجد احتكاك للجدار (δ = 0)؛ ويقاس هامش الطول الحر على امتداد الوتر؛ ويؤخذ الحمل النقطي في المقطع الأكثر تحميلاً؛ والمعاملات الزلزالية طبقة بطبقة. **ما يعرض بصورتين:** الأجلان القصير والطويل (يجريان معاً)، والشق الممتلئ بالماء أو الجاف (ويدون الآخر)، والهامش على العمق أو على المقاومة المنفعلة (ويدون الآخر).

أسباب التوقف: مرساة تقع خارج الجدار؛ وطبقة تفتقر إلى المقاومة التي يتطلبها السيناريو؛ وتعذر إيجاد عمق غرس مقبول؛ وبقاء المراسي في حالة ضغط في كل سيناريو؛ واختلال الإغلاق؛ ووقوع منطقة التماسك داخل الإسفين الحرج.

خارج النطاق: تخفيض العزم وفق Rowe (جدار مرن)، والاستقرار العميق والاستقرار الكلي (يذكر «لم يتم التحقق» في كل تشغيل يتضمن مراسي)، والتسرب (مناسيب الماء المختلفة هيدروستاتيكية)، والسطح المحتجز المائل، والحمل الخطي ومراحل التنفيذ.

الحساب **بطريقة الاتزان الحدي وهو تصميم أولي**؛ قد تقترح الشاشة ما ينبغي فعله، أما التقرير فيذكر فقط ما جرى افتراضه وما تم التوصل إليه.

النقاط الرئيسية

الإجهاد: σ_v و u و σ'_v على الوجهين؛ الطبقة المصّرفة وفق Rankine $c'-\varphi$′ (تحدث **قفزة في الضغط** عند حد الطبقة)، والطين غير المصّرف $\sigma_v \mp 2c_u$؛ وعند السطح **شق شد مملوء بالماء** ($z_c = 4.37$ m في المثال)

يجرى التحليل للأجلين **القصير والطويل** معاً؛ ويعتمد عمق الغرس وقوى المراسي والعزم على **الأكبر من السيناريوهين** (وفي المثال يكون الأجل الطويل هو الحاكم في جميع الحالات)

الضغط الصافي = الضغط المسند − ضغط وجه الحفر؛ النقطة E؛ الهامش: $D = f \cdot D_{theoretical}$ (2.403 → 3.124 m) أو FS_p على الجانب المنفعل؛ وعند العمق المعطى **يزداد العزم وقوة المرساة** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

المنظومة: كابولي (D = 10.4 m، η = 4.2)، وصف واحد بالاستناد الحر في التربة (M = 296، η = 1.04)، وصفان بطريقة المفصلة ($F_1 = 41.7$، $F_2 = 132.3$ kN/m؛ M = 121.4؛ η = 0.43)

المرساة: $T = Fs/\cos\alpha$ (107.9 و 352.0 kN)؛ ومعامل أمان التماسك $FS = T_{ult}/\max(T, P_0) = 3.02$ و 2.14؛ **الزلزالي**: $D_E = 4.35 > 3.12$ m و $FS_{bond,E} = 1.21 < 1.5$: لا يتحمل الجدار الابتدائي الزلزال

المقطع: EN 1993-1-1 عند η = 0.426؛ AISC LRFD 0.561، ASD 0.527. **انتفاخ القاع** FS = 1.74؛ **الإزاحة**: القمة −2.6 mm، قاع الحفر 11.2 mm (إرشادية)

المراجع

.Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning

.Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, .Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1)

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil .Engineers, 98, 418–433

.Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill

.Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall

.EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules

.ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings

ملاحظة

جميع الأمثلة العددية مستخرجة بمحرك الحساب الخاص بالوحدة؛ وتعطي الوحدة القيم نفسها. والنموذج الابتدائي في صفحة الوحدة هو هذا الجدار أيضاً (7.5 m رمل–طين–رمل، الماء عند q = 8.5 m، 10 kPa، صفان من المراسي).

حسابات الجيوتكنيك عبر الإنترنت

من النظرية إلى التطبيق

أدخل في GeoTerva القطاع الطبقي لجدارك (رمل وطين) والمياه والحمل الإضافي وصفوف المراسي وعناصرها؛ وتعطي الوحدة معاً ضغوط الوجهين، والأجلين القصير والطويل، وعمق الدفن، وقوى المراسي، والعزم، وفحوص المقطع والتماسك والزلزال وانتفاخ القاع والإزاحة.

افتح الوحدة ←

صفحة النظرية ←

افتح على الهاتف

لا تتطلب الوحدات التجريبية تسجيلاً.