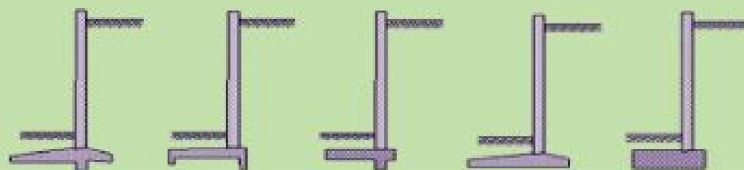
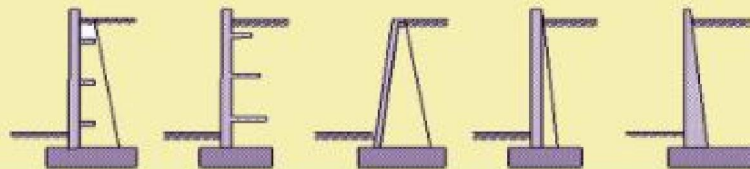


المهندس الاستشاري
عماد درويش

الجدران الاستنادية



2023

المهندس الاستشاري
عماد دمرويش

المجد مران الاستنادية

2022

مقدمة

من أهم النظريات التي تناولت ضغط التربة الجانبي للتربة على الحواجز تلك التي وضعت من قبل العالمين (كولومب ورانكين).

العالم تشارلز كولومب:

CHARLES- AUGUSTINE DE COULOMB

عالم فرنسي عاش بين عامي (1736 - 1806) حيث كان

مهندساً عسكرياً وفيزيائياً شهيراً. فلقد اكتشف القوة

المتولدة بين شاحنين كهربائيين.

أما في الأبحاث الهندسية فقد قدم في عام (1776) دراسة تحليلية

حول تأثير ضغط التربة، ووضع معياراً لكيفية تحليل القوى الجانبية

المنقولة من المنشآت إلى التربة.

العالم وليام رانكين:

WILLIAM J.M. RANKINE

عالم اسكتلندي عاش بين عامي (1820 - 1872) حيث كان مهندساً

وفيزيائياً شهيراً. فلقد اشتهر كواحد من مؤسسي علم الديناميك

الحراري (Thermodynamics)، حيث منحته الملكة فيكتوريا كرسي

الهندسة المدنية لميكانيك التربة في جامعة غلاسكو.



قام (رانكين) بتبسيط نظرية (كولومب) لأكثر الحالات شيوعاً وهي الجدران الاستنادية الشاقولية التي تحتجز ردم أفقي مع إهمال الاحتكاك بينها وبين سطح الجدار الخلفي.

عند حساب ضغط التربة على الجدران الاستنادية بطريقتي (كولومب أو رانكين)، يفترض

تحقيق معادلات التوازن في أية نقطة من موشور الانهيار أية نقطة $(SF = 0)$ و $(SM = 0)$.

ولكن الشرط الثاني لا يحقق لأنه غير ذي أهمية، ويعود عدم التحقق للأسباب التالية:

افتراض أن سطح الانهيار مستوياً. وهذا بعيد نسبياً عن الواقع.

عدم التقدير الدقيق لزواوية الاحتكاك بين التربة والجدار في طريقة (رانكين).

إهمال الاحتكاك بين التربة المردومة والجدار في طريقة (رانكين).

افتراض أن الإجهاد المتولد في مستوي انهيار المنحدر مستوياً وهذا بعيد عن الواقع

أخيراً:

يحتاج التصميم الإنشائي لأي عنصر ملامس للتربة، إلى فهم عميق لسلوك هذا النوع من العناصر ضمن أنواع التربة المختلفة، والإلمام بمعلومات عامة عن النواحي الجيولوجية والجيوفيزيائية والهيدرولوجية والجيوتكنيكية... ومن هذا المنطلق كان الجزء السابع. كلنا أمل أن يحقق هذا العمل الفائدة المرجوة، والله ولي التوفيق.

المهندس الاستشاري عماد يونس درويش - دمشق 2022

الفصل الأول...

متانة التربة واستقرار المنحدرات Soil Strength and Slope Stability

1.1 مفاهيم أساسية في هندسة التربة:

1.1.1 تعريف التربة:

بالإضافة إلى ما تم تناوله في الجزء الأول من هذه الموسوعة، تعتبر هذه الفقرة ذات أهمية خاصة حين البحث في موضوع المنحدرات الترابية. إذ لابد من التطرق إلى بعض الأساسيات في علوم التربة

تعرف التربة بأنها جسم طبيعي غير متجانس ينتج من تفتت الصخور الطبيعية في القشرة الخارجية للأرض، وتكون إما مفككة أو مترابطة بقوى تماسك، ومتانتها أقل بكثير من متانة الجزيئات المعدنية المكونة لها.

تتوضع التربة في الطبقات العليا لقشرة الأرض ويدخل في تركيبها المعقد الحالات الثلاث للمادة: الصلبة والسائلة والغازية، وتتوقف متانتها وشروط عملها الإنشائي على الجزء الصلب، وعلى التأثير المتبادل بينه وبين الجزأين المائي والغازي.

أما الصخور، فتعرف بأنها الكتل الحجرية الضخمة (الاندفاعية أو المتحولة أو الرسوبية) ذات الحبيبات المتماسكة بقوة، وهي تملك مقاومة عالية للضغط البسيط.

2.1.1 ميكانيك التربة أو الجيوتكنيك:

الجيوتكنيك (أو ميكانيك التربة) فرع من فروع المعرفة الهندسية الذي يدرس (نظرياً وعملياً) التربة التي يبني عليها المهندسون منشآتهم، ويتناول بذلك تأثير سلوك وتوازن القوى بالماء والحرارة، كما يدرس التأثير المتبادل بين المنشأ والتربة، ويتعامل هذا العلم مع القوانين

التطبيقية للميكانيك والهيدروليك في المسائل الهندسية، حيث يطبق هذه القوانين على التربة باعتبارها تراكم الجزيئات الصلبة الناتجة من الترسبات والتفكك الميكانيكي والكيميائي للصخور، بمساعدة علوم خواص التربة وسلوكها. لذلك فأحد الأهداف الرئيسية لميكانيك التربة هو حماية المنشآت من الانهيار بسبب الهبوط المفرط للتربة في أو بسبب تطبيق حمولة كبيرة جداً فوق الأرض الحاملة للمنشأ، من خلال الوصول إلى طرق لحساب وتصميم وتنفيذ الجزء الملامس للأرض من المنشأ، مع تحقيق شروط المتانة والاقتصاد والجودة لتحقيق شروط الاستثمار.

3.1.1 الموضوعات ذات الأهمية الهندسية في الجيوتكنيك:

• المعطيات الوزنية والحجمية (الوزن الحجمي، الوزن النوعي، نسبة الفراغ، احتواء الرطوبة وغير ذلك).

• وسائط القوة (معامل الإجهاد والتشوه، نسبة بواسون، التماسك وزاوية الاحتكاك الداخلي).

• قابلية المياه للنفاذ في التربة.

• وسائط أو دلالات الانضغاطية (من أجل تقدير التشوه والهبوط).

أما من حيث التفصيل فيهتم ميكانيك التربة بما يلي:

- تحديد الخواص الميكانيكية للتربة، كالانضغاط والرشح والاحتكاك الداخلي والتماسك والتشوه.
- علاقة الإجهاد/التشوه في القاعدة الترابية من تأثير الحمولات الخارجية وتحديد متانتها وقدرة تحملها، وتوازن الكتل الترابية والمنحدرات، وضغط التربة على الحواجز، وطرق حساب هبوط القواعد الترابية، وتطور هذا الهبوط مع الزمن.

4.1.1 المسائل التي يعالجها علم ميكانيك التربة:

من أهم المسائل التي يعالجها علم ميكانيك التربة هي:

✓ عمق سبور الاستكشاف.

✓ الخواص الميكانيكية (الاحتكاك والتماسك) التي تضمن استقرار أساس أو منحدر.

✓ الحمل الآمن وشدة الإجهادات المتولدة عنه وتوزيعها في التربة، ومن ثم قدرة تحمل على أعماق مختلفة.

✓ مشاكل الهبوط المتولدة عن وزن المنشآت، أو من تخفيض منسوب المياه الجوفية أو من الاهتزازات أو من فتح الأنفاق أو من حفر المناجم.

✓ الوزن المعاكس لمقاومة الحركة الجانبية لكتلة من التربة.

✓ عمق اختراق الصقيع والرفع والذوبان الناتجين منه.

✓ مقدار انتفاخ التربة أو تقلصها بتأثير المياه، وكيفية المعالجة.

تسمح معرفة هذه الخواص الهندسية للتربة بتقدير ما يلي:

- قدرة تحمل تربة التأسيس.
- معدلات ومقادير الهبوطات في التربة.
- الضغط الشاقولي والجانبية.
- الضغوط المسامية وكميات نزح المياه.

5.1.1 مفهوم انهيار التربة:

يمكن القول إن التربة قد انهارت، إذا انضغطت أو انتفخت بمقدار ما يسبب أضراراً للمنشأ. ويعني انهيار التربة بمقياس مقاومة المواد أن حالة الإجهاد فيها قد وصلت إلى درجة التغلب على مقاومة القص، وأن انتقالاً نسبياً مهماً قد حدث بين جزيئين منها. إذا أمكن قياس مقاومة القص أو قوة القص في التربة، أو أمكن التنبؤ بها يصبح المهندس قادراً على دراسة مسائل استقرار كتل التربة، وتقدير عوامل الأمان من حدوث انهيار بالقص ضمنها. يصعب تحديد قوة القص في التربة بدقة لأنها مكونة من مواد غير مثالية، حيث تحدث التغيرات فيها بانزلاق جزيئاتها المفردة. ونتيجة لذلك فإن علاقة الحمولة بالتغيرات تنحرف عن الوضع المثالي.

حين يحدث انزلاق بين جزيئات التربة تحت قاعدة ما، فقد يكون ذلك بسبب طبيعة التربة، أو بسبب تغيرات موضعية على سطح التماس بين التربة والقاعدة، كحالة انهيار منحدر مثلاً. ويختلف قياس قوة القص تبعاً للطبيعة المعقدة لتشكيلات التربة بين طبقة وأخرى، كما يختلف في أي مكان مع اتجاه قياس القوة.

إن نسيج الطبقات أو الشقوق أو أية عيوب أخرى، هي التي تقرر سلوك التربة، ومن الضروري دراسة الكتل الكبيرة بغية الحصول على قيمة ممثلة لقوى القص.

يجب التفريق بين نوعين من الانهيار:

الأول انهيار هش ويحدث في التربة الرملية.

والثاني انهيار مطاوع ويحدث في التربة الغضارية.

نلاحظ انهيار المنحدرات بوضوح حين نتعامل مع تربة متعددة الطبقات حيث تمر سطوح الانزلاق عبر الطبقات الإفرادية. ذات الخواص المختلفة للعلاقة بين الحمولة والتشوه.

تعرف السطوح المتعامدة التي تكون قيمة إجهادات القص عندها مساوية للصفر بالسطوح الرئيسية. وتعرف الإجهادات الناعمة عليها بالإجهادات الرئيسية، وتعد هذه الإجهادات في مصطلحات ميكانيك التربة موجبة إذا كانت ضاغطة. كما يدعى أكبر هذه الإجهادات بالإجهاد الرئيسي الأعظمي، وأصغرها هو الإجهاد الرئيسي الأصغري... وللتبسيط يمكن معالجة كثير من المسائل بصورة مستوية.

يعرف الإجهاد الناعمي بأنه إجهاد الضغط المباشر على السطح على أي مستو، أي (القوة على واحدة السطح). وإجهاد القص هو القوة المطبقة في واحدة السطح والتي تعمل بشكل مماسي للمستوي المدروس في اتجاه محدد.

لمعرفة قوة قص تربة تحت منشأة، يجب دراسة الآلية المحتملة للانهيار ضمن كتلة التربة، إضافة إلى دراسة خصائص هذه التربة، إذ تنهار تحت قاعدة بناء على شكل إسفين بمقطع مثلثي بسبب دفع أو إزاحة موشور على شكل منح إلى سطح الأرض. ويمكن أن تنهار التربة أيضاً خلف أي جدار استنادي، بانفصال موشور مثلثي يدفع الجدار إلى الجهة الأخرى. كما يمكن أن ينفصل جزء منها باتجاه الجهة المنخفضة من الجدار... كل ذلك يعني أن آليات (ميكانزمات) الانهيار النموذجية تشمل دوماً فعل إجهادات قص بين سطحين في منطقة الانزلاق.

يمكن حساب الإجهادات الكلية المطبقة من الحمولات الخارجية على أنها حاصل جمع مركبة الإجهادات الفعالة، وهي الإجهادات المنقولة من الحمولة إلى الحبيبات الصلبة، بالإضافة إلى مركبة الضغط في الماء المسامي.

6.1.1 هبوط التربة:

من أهم أهداف ميكانيك التربة أيضاً تقييم هبوط الأساسات تحت تأثير الحمولات بدلالة خصائص تربة التأسيس، ويمكن في الترب الغضارية تمييز أنواع من الهبوط:

- الهبوط المباشر (immediate settlement):

يحدث هذا الهبوط أثناء تشييد البناء بسبب التزايد التدريجي للحمولات التي تطبق على التربة، وينتج عنه تشوهات مرنة للتربة (وقد تكون تشوهات متبقية).

- الهبوط في مرحلة الإنشاء (consolidation) أو الانضغاط مع الزمن:

يتولد من انضغاط حجم الفراغات المتواجدة في التربة، مما يؤدي إلى زيادة وزنها الحجمي الجاف.

- الهبوط الكلي (total settlement):

وهو مجموع الهبوط المباشر والانضغاط، وإذا هبطت قواعد الأساسات بالمقدار ذاته فيسمى الهبوط منتظماً، ولا يؤثر في العملية الإنشائية.

- الهبوط التفاضلي (differential settlement):

وهو اختلاف قيم الهبوط لأساسين متجاورين في منشأ ما، حيث يحدث توزيع جديد للإجهادات في العناصر الإنشائية، بعد أن تنشأ تشققات فيها.

من الضروري عند تنفيذ حفريات التأسيس، التحقق مما إذا كانت التربة تتعرض إلى انتفاخ، بسبب إزالة وزن الكتلة المحفورة من التربة.

7.1.1 توزع الإجهادات في التربة:

تفترض الدراسات أن الحمولة المؤثرة على مساحة معينة من سطح ما، تتوزع مع العمق ضمن جذع هرم مقطوع قاعدته العليا قاعدة الأساس (سطح تماس الحمولة)، وتميل أضلاعه بزاوية تراوح بين ($20^\circ - 45^\circ$) بحسب نوع التربة، كما تفترض أيضاً أن توزع الإجهادات بالاتجاه الأفقي منتظم، في حين تتناقص شدتها مع العمق.

ظهر فيما بعد أن هذا المفهوم غير صحيح، إذ تبين ما يلي:

- يتوزع الضغط في كافة الاتجاهات على نحو غير منتظم.
- الضغط تحت مركز الحمولة أعلى منه في أية نقطة من النقاط الأخرى الواقعة في مستو أفقي واحد. أي إن الضغط يتناقص من المركز باتجاه الجوانب.
- يتناقص الضغط باتجاه العمق كلما ابتعدنا عن طرف الحمولة.
- تؤثر مرونة (أو صلابة) الأساس تؤثر على كيفية توزيع الإجهادات تحتها.
- يؤثر عدم تجانس التربة على تشوه الطبقات المختلفة لها.

8.1.1 قدرة تحمل التربة:

تتأثر قدرة تحمل التربة بالعوامل الآتية:

1. المياه الجوفية:

عند تقدير قدرة تحمل التربة يجب الأخذ بالاعتبار الوزن الحجمي المغمور لها بدلاً من الوزن الحجمي الرطب، وخاصة عندما يرتفع منسوب المياه الجوفية إلى عمق تحت منسوب التأسيس يعادل عرض الأساس أو أقل.

2. انضغاطية التربة:

يفترض في الحالة العامة أن التربة غير قابلة للانضغاط، وأن الانهيار فيها يحدث بسبب القص العام المطبق عليها، كما يمكن أن يحدث بسبب القص الموضعي. لذلك يجب تخفيض قيمة قدرة تحمل التربة بنسبة الثلث للحصول على المقاومة التصميمية.

3. معامل خشونة سطح الأساس الملامس للتربة.

4. كيفية توزيع الأساسات المجاورة.

5. التجانس أو عدم التجانس بين طبقات تربة التأسيس بالاتجاهين الشاقولي والأفقي.

6. سرعة تطبيق الحمولات وتكرار تطبيقها.

يتعلق انهيار الأساسات عموماً بعاملين رئيسيين يرتبطان بالتصميم هما، أبعاد الجملة الإنشائية للأساسات وانهيار تربة التأسيس.

يجب أن يحقق تصميم أساسات أي منشأ الشروط العامة الآتية:

- السلامة العامة للأساسات.

- إمكانية استثمار الأساسات واستخدامها.

- التكاليف الاقتصادية للتنفيذ.

يجب أن يحقق التصميم الاشتراطات الهندسية الآتية:

- عمق كافٍ للتأسيس.

- ثبات واستقرار الأساسات، وهنا يلعب عمق التأسيس دوراً كبيراً في ذلك، وخاصة في التربة الرملية.

2.1 استقرار التربة: Soil Stabilization

بشكل عام تعني عبارة (استقرار التربة) تحت تأثير الحمولات المختلفة المطبقة عليها من المنشآت الهندسية، قابليتها للثبات دون حدوث تشوهات تضر بكتلة هذه التربة، وبالتالي بالمنشآت المذكورة. وتتم دراسة هذا الاستقرار بالاستناد إلى عدة متغيرات من أهمها ما ذكر في الفقرتين (5.1.1) و (6.11) من هذا الفصل بالإضافة إلى الأمور التالية:

- خصائص التربة الفيزيائية والكيميائية والميكانيكية.

- تقدير مدى تأثير الخصائص المذكورة بسبب إقامة المنشآت عليها، وذلك لأسباب ذاتية ومحيطية.

- الكلفة الاقتصادية لطريقة التثبيت المختارة.

- طرق التصميم والتنفيذ.

يتحكم في عملية تثبيت التربة عاملان رئيسيان هما:

1. مردود عملية التثبيت والمقارنة الفنية بين تعديل تصميم المنشآت لتنفيذ على تربة غير محسنة، وبين تصميم المنشآت على تربة بعد التحسين بهدف التثبيت.

2. الكلفة الاقتصادية أو القيمة المالية المقدرة للعمل.

تستخدم في عملية تثبيت التربة عدة طرق كطريقة الاستقرار الميكانيكي وطريقة خلط التربة بالرماد البركاني فقط أو الخلط بالحجر مع الرماد البركاني القاسي وغيرها. وقد تناول الفصل السابع من الجزء الأول لهذه الموسوعة هذه الموضوعات بشكل أكثر تفصيلاً.

3.1 ظاهرة تمييع التربة (سيولة التربة): Soil Liquefaction

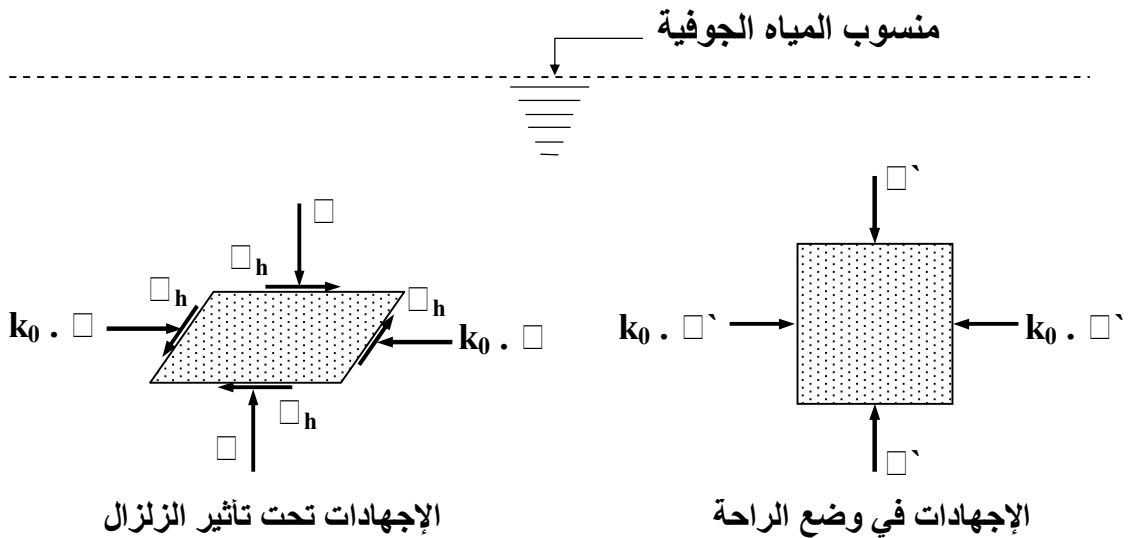
يؤدي انخفاض الإجهادات الفعالة في التربة المشبعة إلى نقصان مقاومتها على القص، حيث تصبح غير قادرة على تحمل الحمولات المطبقة عليها، وتدعى هذه الظاهرة (بتمييع التربة) وتنتج عن تطبيق الحمولات بشكل سريع على هذه الأنواع من التربة. كتطبيق الحمولات الديناميكية كتلك الناجمة عن الزلازل أو مدقات الأوتاد أو ما شابه ذلك، مما يولد زيادة في ضغط الماء فيها، حيث تبدأ التربة بالانهيار... وبالتالي تنهار المنشآت المستندة عليها. أما تأثير التمييع على الجدران فيتجلى بتوليد ضغط إضافي عليها، مما يؤدي إلى انزلاقها أو انقلابها أو هبوط التربة تحتها. تجري دراسة ظاهرة التمييع من الناحية الميكانيكية من خلال حساب مقاومة القص (σ') في التربة من العلاقة التالية والتي توضح أن هذه المقاومة تتعلق بكل من التماسك والإجهادات الفعالة وزاوية الاحتكاك الداخلي.

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad (1.1)$$

حيث (ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلي في التربة، و (c) التماسك، و (σ') الإجهادات العمودية الفعالة والتي تعطى بالعلاقة.. انظر الشكل (1.1):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

(σ) الإجهادات العمودية الكلية... و (u) ضغط الماء الفعال. يلاحظ من أجل التربة الرملية مثلاً، والتي يكون فيها التماسك معدوماً، أن مقاومة القص فيها تتعلق فقط بكل من الإجهادات الفعالة وزاوية الاحتكاك الداخلي، فعندما تقترب الإجهادات الفعالة من قيمة الصفر (بسبب زيادة ضغط الماء الفعال) يتم الوصول إلى حالة تمييع التربة.

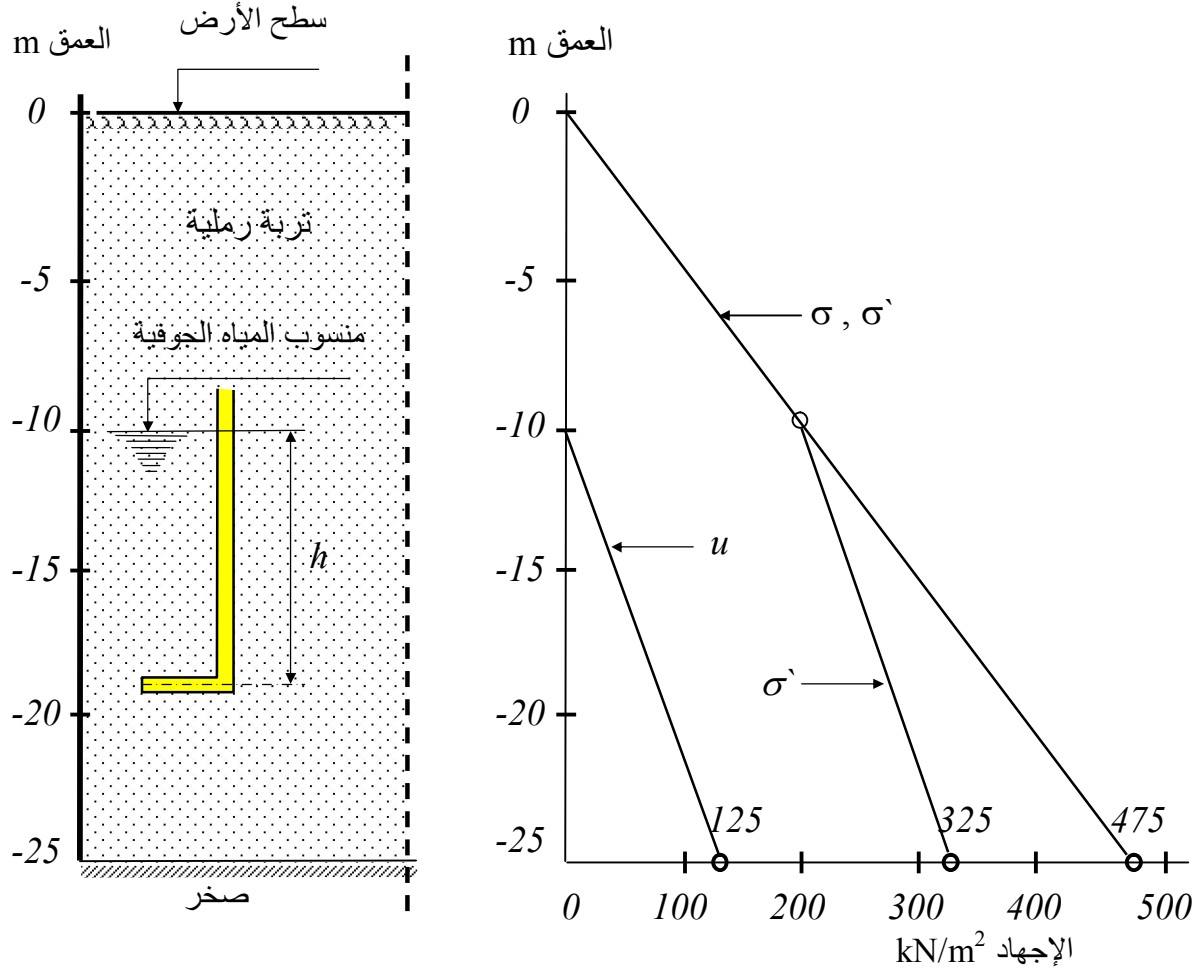


k_0 = معامل الضغط في وضع الراحة. و $k_0 \cdot \sigma' =$ الإجهاد الأفقي

الشكل (1.19)

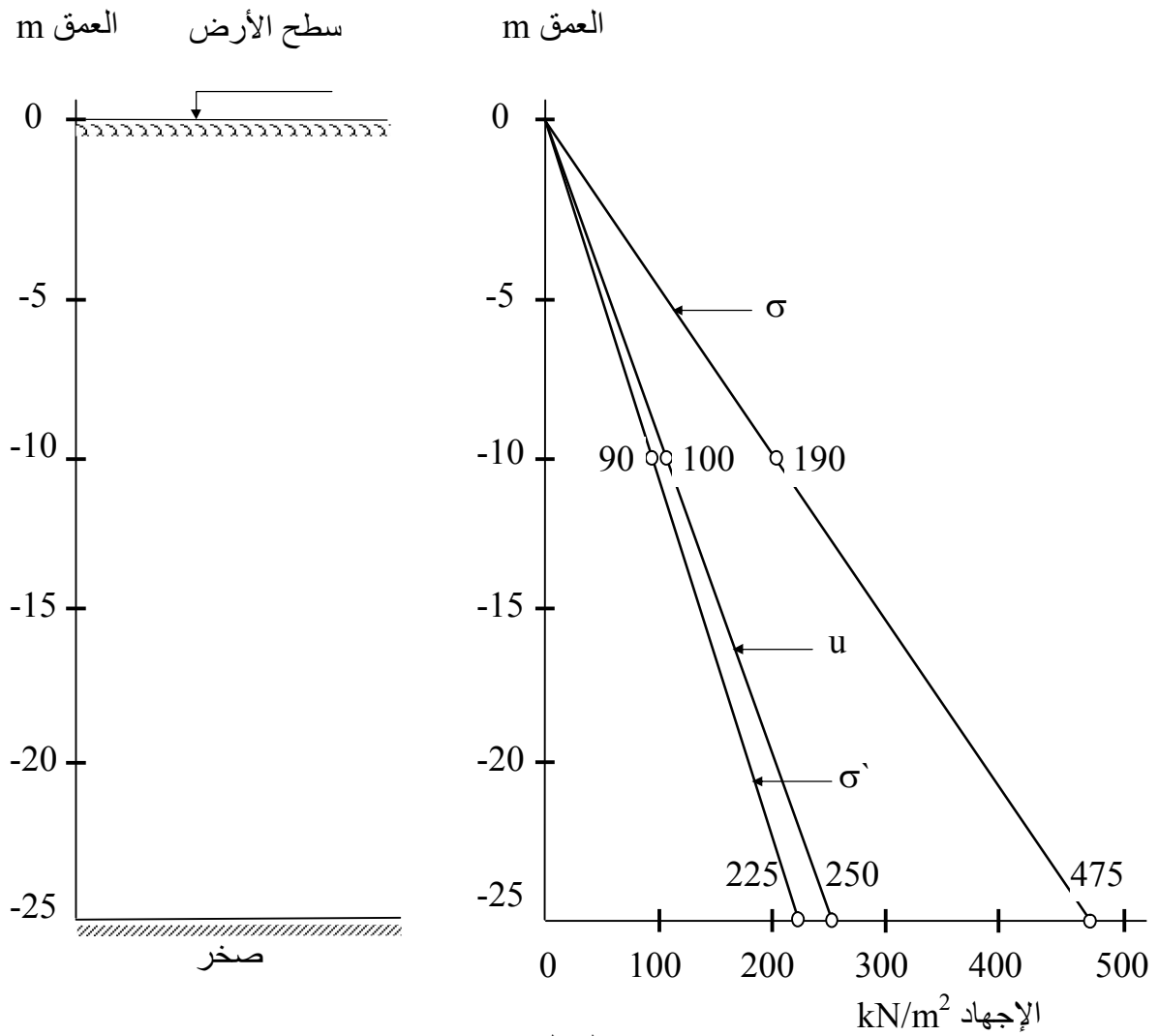
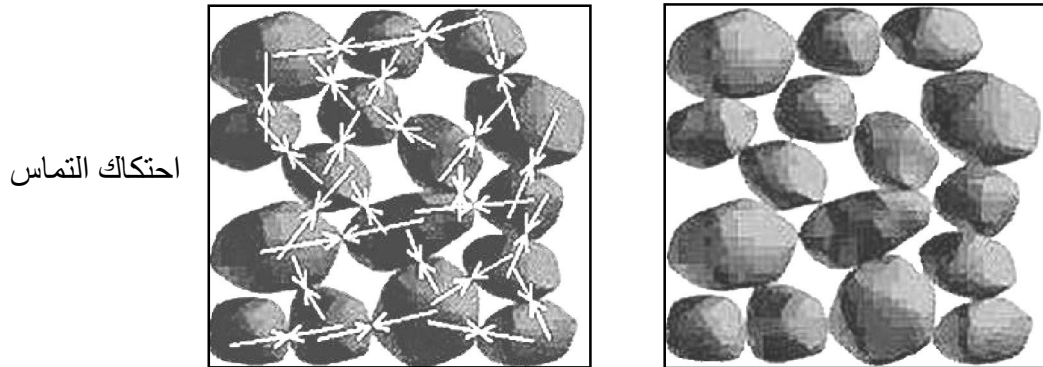
يبين الشكل (2.1) أدناه العلاقات التي تربط بين كل من اختلاف منسوب المياه الجوفية في التربة الرملية والمتغيرات التالية:

- الإجهادات الفعالة.
- الإجهادات الكلية.
- ضغط الماء.



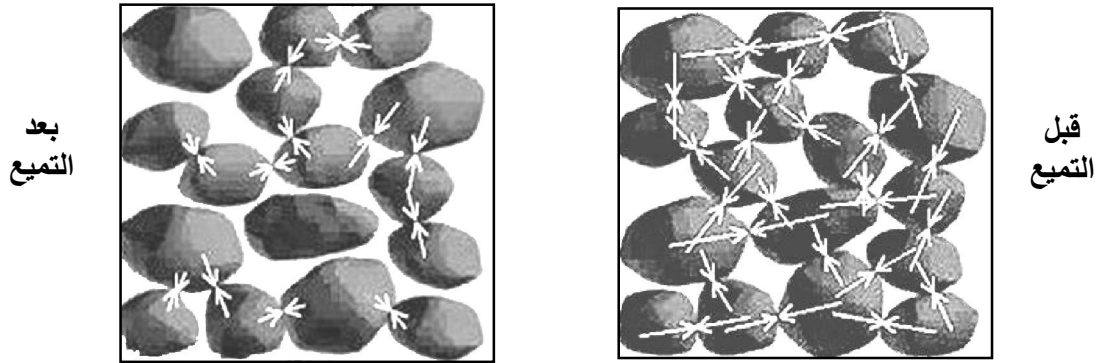
الشكل (2.1)

كما يبين الشكل (3.1) كيفية نشوء قوى الاحتكاك بين حبيبات التربة والتي تقاوم القص في التربة الطبيعية.

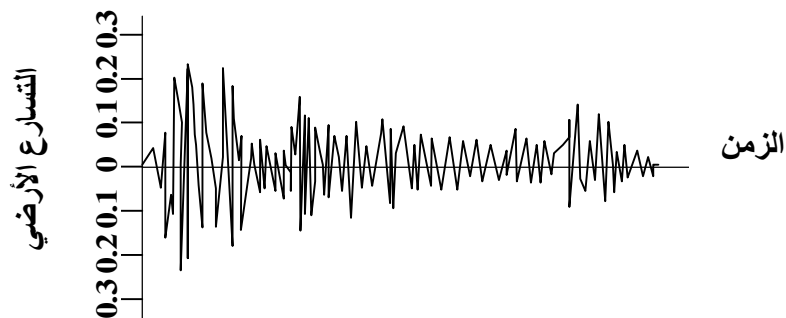
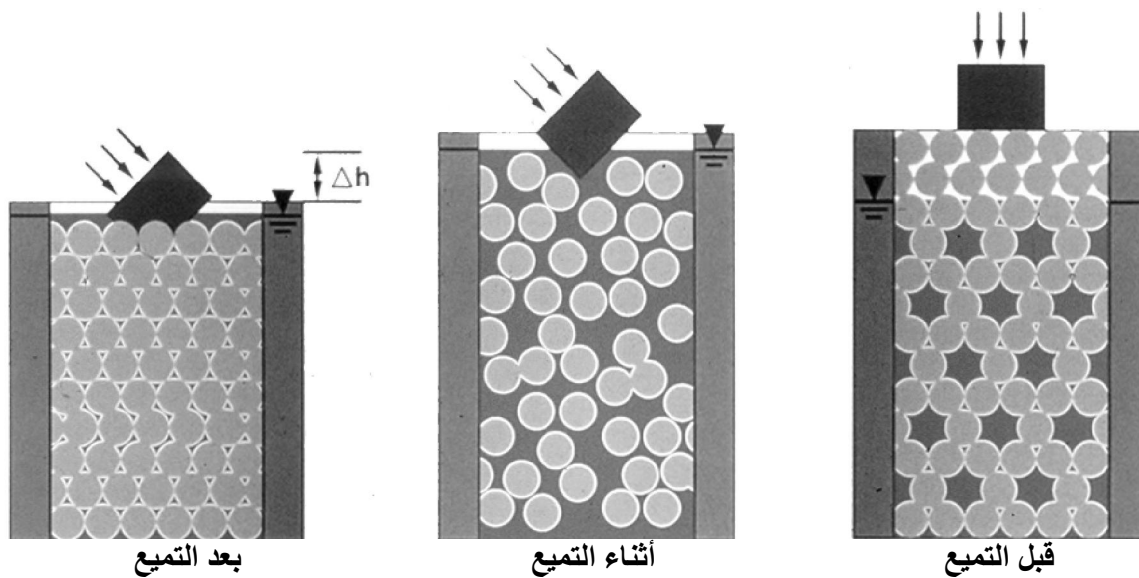


الشكل (3.1)

ويبين الشكل (4.1) حالة التربة عند زيادة ضغط الماء وحدوث ظاهرة التميع. لاحظ انخفاض قوى الاحتكاك بسبب تبعثر الحبيبات مقارنة بالشكل السابق، ويبين الشكل (5.1) وضع التربة الرملية بعد التميع.



الشكل (4.1)



الشكل (5.1)

لدراسة ظاهرة التميع بشكل أكثر تفصيلاً يمكن العودة إلى الفصل السابع من الجزء الأول من هذه الموسوعة.

يمكن تخفيض الأضرار الناجمة عن تميع التربة من خلال معالجة سبب أو أكثر مما يلي:

- تجنب التأسيس على التربة الحساسة لظاهرة التميع.

- بناء المنشآت ذات الأساسات المقاومة لتميع التربة (موضوع الفقرة 6.7 من الفصل

السابع في الجزء الأول من هذه الموسوعة).

- تحسين قابلية التربة للتميع.

إذا كانت أية تربة قد تعرضت للتميع في وقت سابق، فيمكن أن تتعرض له لاحقاً، مع العلم

بأن التربة الرسوبية المشبعة والتي ترسبت من مخلفات الأنهار والبحيرات تكون عرضة للتميع

أكثر من بقية الأنواع. كما أن التربة الغضارية تكون عرضة للتميع إذا كان حد السيولة ($LL < 35\%$)، أو إذا كان محتوى الرطوبة الطبيعية أكبر من ($0.9 LL$).

4.1 المنحدرات الترابية: Slope Soil

يتأثر ثبات واستقرار المنحدر الترابي أو الصخري بالشروط المناخية والهيدرولوجية التي قد تؤدي إلى حالة إشباع هذه المنحدرات بالمياه. كما تؤثر الشروط المعيشية المرتبطة بفعاليات الإنسان بالقرب من المنحدر كالحفريات القريبة من المنحدر والحفريات تحت سطح الأرض على هذا لاستقرار.

يحدث انهيار المنحدرات الترابية بسبب فقدان الاستقرار فيها. أما انهيارات المنحدرات الصخرية فغالباً ما تحدث على فواصل عدم الاستمرار أو على مستويات الضعف الأخرى كالفوالق أو مناطق القص.

كثيراً ما يؤدي انهيار أو انزلاق المنحدرات الترابية إلى نتائج كارثية، إذ تحصل مثل هذه الحوادث على جوانب الطرق أو بجوار المباني والمنشآت الأخرى. وتنشأ هذه الظاهرة لأسباب متعددة تتعلق بميول التربة وخصائصها المختلفة، حيث تلعب كل من زاوية الاحتكاك الداخلي بين حبيباتها ومحتوى الرطوبة فيها، دوراً هاماً في استقرار وتوازن هذه المنحدرات.

تبين مجموعات الأشكال التالية صوراً فوتوغرافية في أماكن مختلفة لبعض أشكال الانهيارات الترابية بجوار الطرق والمباني، قد تغني عن كثير من الشرح.



الشكل (6.1) . انهيار منحدر ترابي بجوار طريق جبلي



الشكل (7.1) . انهيار منحدر ترابي بجوار طريق بحري

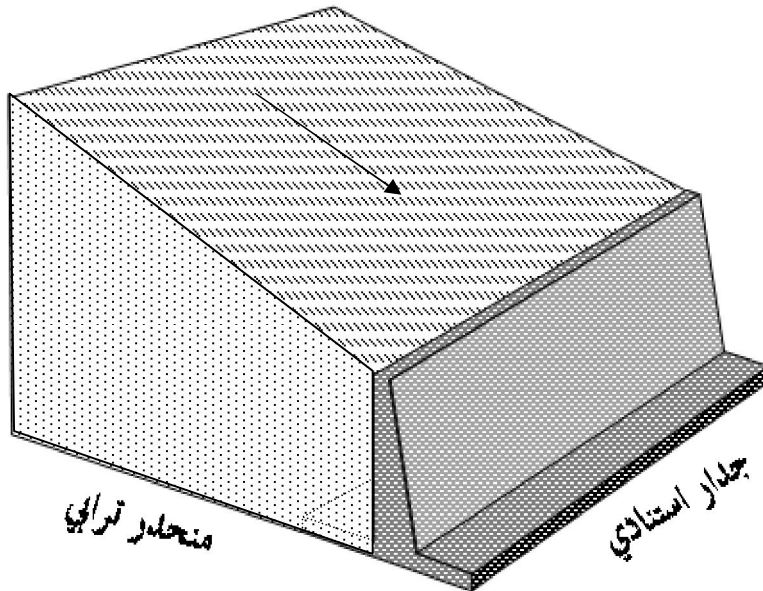


الشكل (8.1) . انهيار منحدر تحت مبنى قائم



الشكل (9.1) . انهيار منحدر بجوار مبنى نفذ فيه جدار استنادي ضعيف

يعالج تثبيت المنحدرات بطرق متعددة من أهمها ما تم بحثه في الجزء السادس من هذه الموسوعة، بالإضافة إلى الحل الأكثر شيوعاً وهو استخدام الجدران الاستنادية. وهناك أنواع عديدة من هذه الجدران تم تناولها في الفصل الثاني من هذا الكتاب. تعتبر الكلفة الاقتصادية من أهم العوامل في اختيار طريقة تثبيت المنحدرات. وفي حال اختيار حل الجدران الاستنادية، تعتبر أيضاً الكلفة المذكورة من أهم معايير اختيار نوع الجدار. ويبين الشكل (10.1) كيفية توضع جدار استنادي أمام منحدر لحمايته من الانهيار.



الشكل (10.1)

يمكن الاستغناء عن استخدام أي طريقة لتثبيت المنحدر فيما لو كان قادراً على الثبات والاستقرار بذاته، شريطة أن تتم دراسة توازن هذا المنحدر وفق الأصول الهندسية المعروفة، وهناك العديد من البرامج الإلكترونية الحديثة التي تقوم بذلك مثل (Prokon، Slide) وغيرها.

1.4.1 سطوح الانهيار في المنحدرات الترابية:

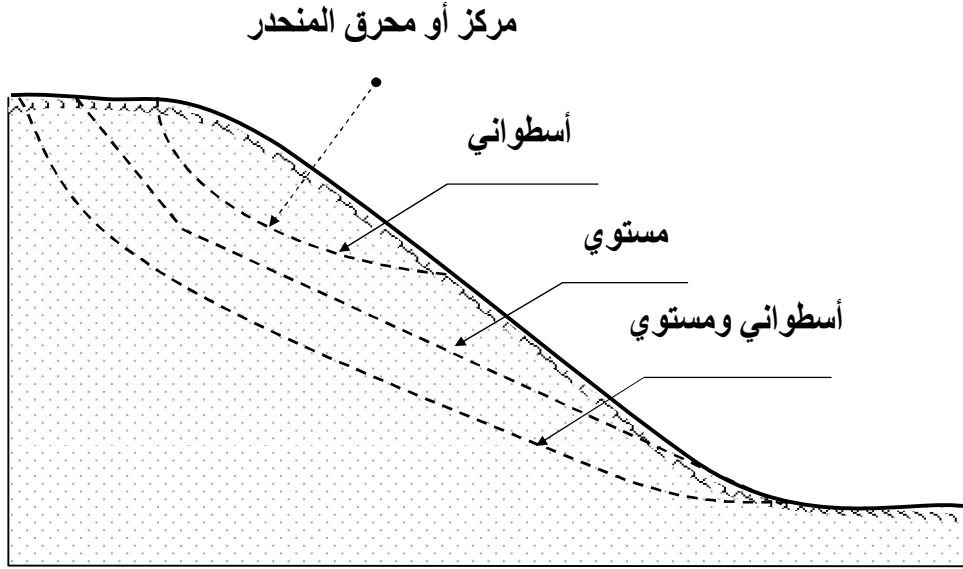
Failure Surfaces at Sloping Soil

تعتمد دراسة انهيار المنحدرات على تحليل توازن كتلة المنحدر واختيار معامل أمان مناسب لسطح الانهيار المحتمل.

يعرف معامل أمان المنحدر بأنه نسبة القوى المقاومة للانزلاق (أو الانزلاق)، إلى القوى المقاومة المطبقة على سطح الانهيار لكتلة التربة. وبعبارة أخرى نسبة القوى الناتجة عن مقاومة القص إلى القوة المحركة لكتلة المنحدر.

وعندما تتساوى هاتان القوتان يكون معامل الأمان مساوياً للواحد، ويكون المنحدر في وضع توازن قلق.

يبين الشكل (11.1) أنماط سطوح الانهيار في المنحدرات الترابية المتجانسة وهي الأسطوانية والمستوية والمشاركة بين النوعين المذكورين.



الشكل (11.1) أنواع سطوح الانهيار في المنحدرات الترابية

يعتمد الشكل النظامي لسطح الانهيار على تجانس تربة المنحدر، ففي حال عدم التجانس يمكن أن يكون شكل منحني الانهيار للسطح المذكور عشوائياً. ويحدث ذلك في المنحدرات الطبيعية، حيث تحدد التشققات الموجودة وأماكن تغير الطبقات، محارق سطوح الانهيار.

في حال كون تربة المنحدر متجانسة يمكن للانهار أن يشكل أكثر من سطح، ويكون السطح الأسطواني أكثر السطوح حرجاً، لأن الدائرة المشكّلة لهذا السطح تعتبر المساحة الدنيا للسطح في واحدة الكتلة. وإذا لم يكن بالإمكان في حالة المنحدرات الطويلة تشكيل دائرة انزلاق كبيرة (حيث يكون عمق المنحدر أصغر بكثير من طوله)، فإن معظم سطوح الانهيار الحرجة تكون مستوية وموازية لميل المنحدر.

إذا ظهرت بعض السطوح الضعيفة، فإن سطوح الانهيار الحرجة تكون مجموعة من المستويات المارة من الطبقات الضعيفة لتربة المنحدر.

1.1.4.1 سطوح الانهيار المستوية: Plane failure surfaces

يبين الشكل (12.1) سطح انهيار مستوي، على طول قاعدة أحد المنحدرات الجانبية لطابق ترابي من طريق عام. لقد تم تأسيس هذا الطريق على قاعدة ترابية ضعيفة وبميل سبب انزلاق المنحدر. يمكن تحديد القوة المقاومة للانهيار على السطح المذكور من خلال نظرية (مور/ كولومب) المعروفة كما يلي:

$$s = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (3.1)$$

حيث:

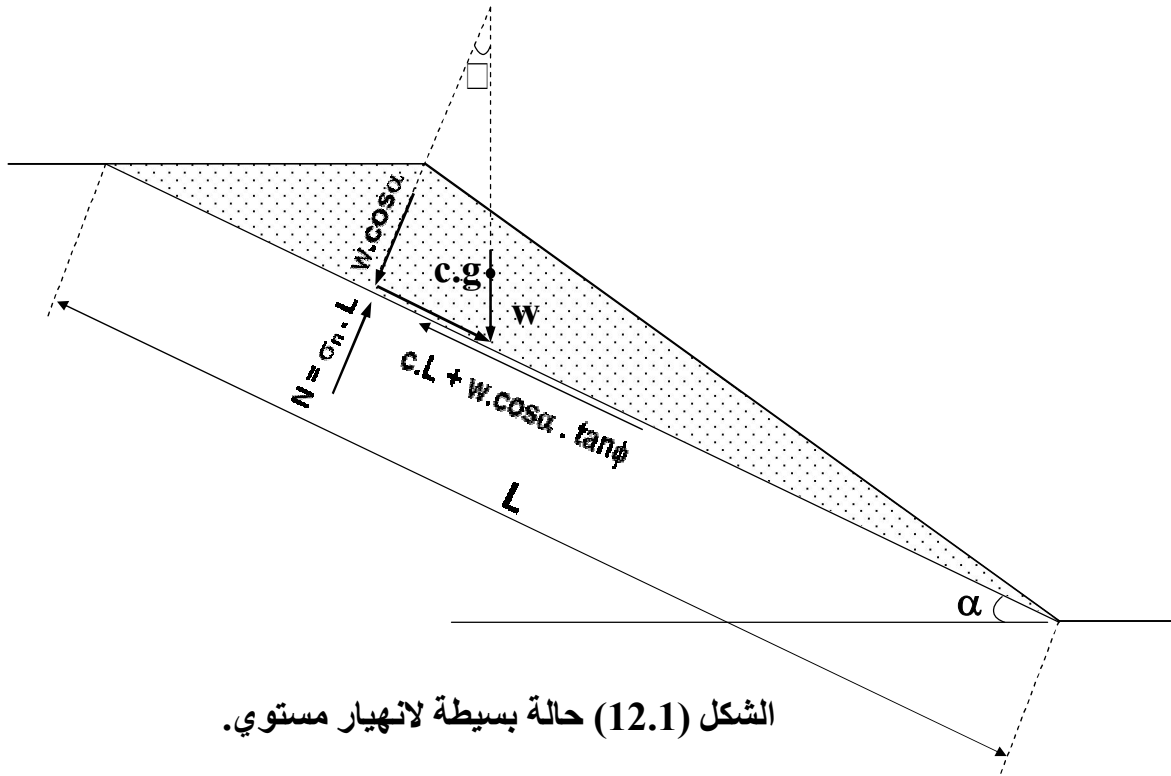
(s) إجهاد مقاومة القص.

(σ_n) الإجهاد الناطمي على مستوي القص.

(c) تماسك تربة المنحدر.

(ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلي فيها.

وتشكل (c و ϕ) مواصفات متانة التربة على طول سطح الانهيار.



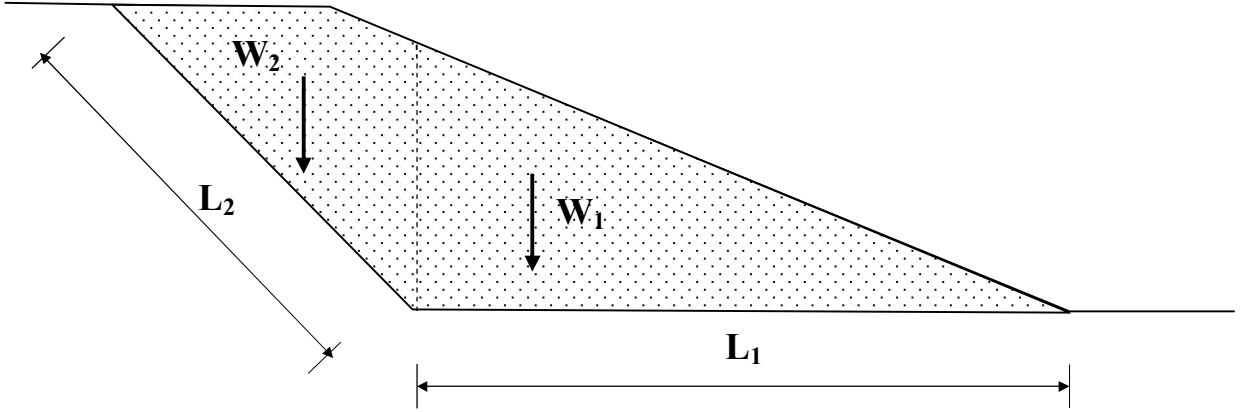
الشكل (12.1) حالة بسيطة لانهيار مستوي.

تمثل العلاقة ($c \cdot L + w \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$) القوة المقاومة لانهيار المنحدر ذي الطول (L) والميل (α) وبعمق يساوي واحدة الطول، حيث (w) وزن التربة فوق مستوي الانهيار.

يحسب معامل أمان الانهيار من نسبة القوة المقاومة إلى القوة الزالقة.
أي:

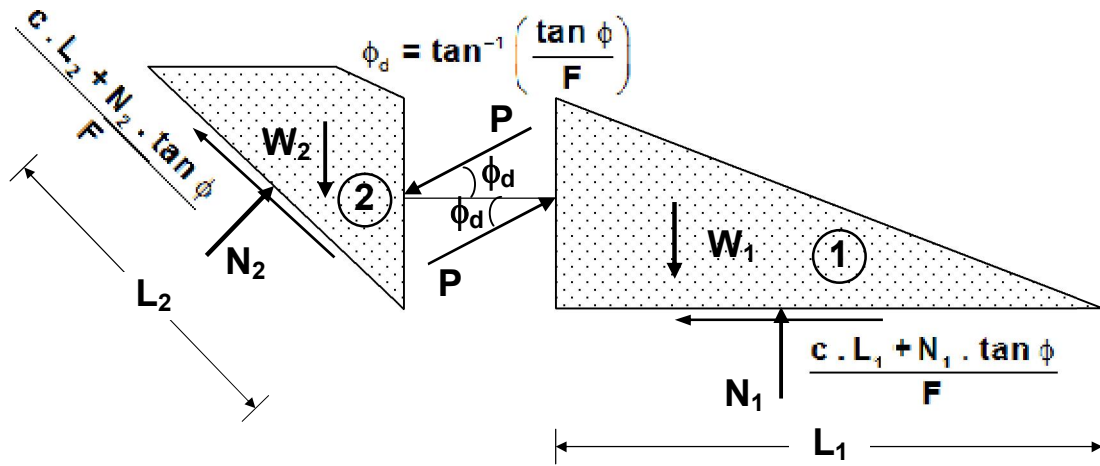
$$F = \frac{c + N \cdot \tan \phi}{T} = \frac{c \cdot L + w \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi}{w \cdot \sin \alpha} \quad (4.1)$$

تصبح هذه الحالة أكثر تعقيداً إذا كان سطح الانهيار مؤلفاً من مستويين أو أكثر كما في الشكل (13.1) مثلاً، حيث يجري هنا تقسيم الكتلة المنزلقة إلى كتلتين.



الشكل (13.1) حالة معقدة لانهيار مستوي.

تعتمد كل من قوة القص والقوة النازمية على كل مستوي على القوى المتبادلة بين الكتلتين والتي يمكن تحديدها فقط من إحدى الكتلتين كما هو موضح في الشكل (14.1).



تعتبر قوة القص على طول سطح الانهيار في الشكل الأخير والذي يبين مخطط الأجسام الحرة للمنحدر، تساوي حاصل قسمة مقاومة القص على معامل الأمان. ففي هذه المسألة أربعة مجاهيل هي (F, P, N_1, N_2) ، وأربع علاقات توازن من إسقاط القوى في كل كتلة على المحورين الأفقي والعمودي. بالتالي يمكن حل هذه المسألة وحساب معامل الأمان.

حيث:

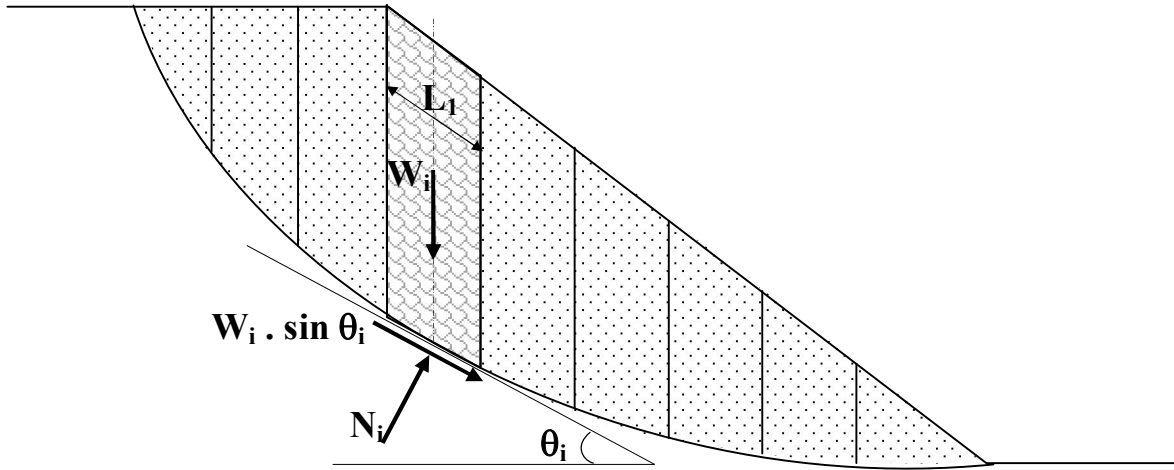
(P) القوة المتبادلة بين الكتلتين.

(F) معامل الأمان ضد الانزلاق.

(N_1, N_2) القوى الناعمية المؤثرة على كل من الكتلتين.

2.1.4.1 سطوح الانهيار الأسطوانية: Cylindrical failure surfaces

يبين الشكل (15.1) سطح انهيار أسطواني لمنحدر ترابي.



الشكل (15.1) سطح انهيار أسطواني.

تتم دراسة انهيار هذه السطوح بالاستناد إلى البحث عن أصغر معامل أمان ممكن. ويتم ذلك بالقيام بعدة محاولات للبحث عن عدد من الدوائر التي تحدد سطح الانهيار واعتماد أكثرها حرجاً. بعد اعتماد الدائرة كما في الشكل السابق يتم تقسيم الكتلة المنزلة إلى (n) شريحة طولها (L_i) ووزن كل منها (w_i) وزاوية ميلها (θ_i) والقوة الناعمية (N_i) .

بحسب نظرية (مور - كولومب) فإن القوة المقاومة للانزلاق هي:

$$c \cdot L_i + N_i \cdot \tan \phi$$

تتعلق (N_i) بالقوتين المؤثرتين على جانبي الشريحة المدروسة. ولا تعتبر هذه المسألة مقررّة ستاتيكيّاً إلا إذا تم اعتماد بعض الفرضيات للتبسيط.
أما القوة الزالقة والتي تمثل مركبة الوزن على طول منحنى الانهيار فهي:

$$w_i \cdot \sin \theta_i$$

وهي مستقلة عن القوتين المؤثرتين على جانبي الشريحة.
يكون معامل الأمان إذاً:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c \cdot L_i + N_i \cdot \tan \phi}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \theta_i} \quad (5.1)$$

عندما يكون منحنى الانهيار دائرياً يحدد معامل الأمان كنسبة بين العزم المثبت إلى العزم الزالق، حيث يتم ضرب بسط ومقام العلاقة السابقة بنفس ذراع العزم، والذي هو نصف قطر الدائرة.

سواءً حسب معامل الأمان من القوى أو العزوم، فإن القوتين المؤثرتين على الجانبين، تعتبران عند قاعدة الشريحة موازيتان لسطح الانهيار. وهذا يعني أن:

$$N_i = w_i \cdot \cos \theta_i$$

ويصبح معامل الأمان:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c \cdot L_i + w_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \theta_i} \quad (6.1)$$

2.4.1 طرق تحليل المنحدرات: Slope Analysis Methods

يتم تحليل توازن المنحدرات عادةً بإحدى الطريقتين التاليتين:

1.2.4.1 طريقة الإجهادات الكلية: Total stress method

تعتمد هذه الطريقة على استخدام متانة القص غير المصروفة لتحديد التوازن اللحظي (أو الآني) للمنحدر، أي فور انتهاء فترة تنفيذ المنحدر فيما لو كان صناعياً. وتسمى في التحليل بطريقة (S_a).

يتم تحديد متانة القص بطريقة الإجهادات الكلية غير المصروفة من خلال الشروط الابتدائية قبل التحميل. لذلك ليست هناك حاجة لتحديد الإجهادات الفعالة خلال مرحلة الانهيار.

في الحالة العامة لهذه الطريقة يجب القيام بإجراء تجارب لتحديد قيم التماسك وزاوية الاحتكاك الحرجين (f_{II} , c_{II}). وفي بعض الحالات الخاصة تعتبر الاحتكاك ($\phi = 0^\circ$) إذا كانت تربة المنحدر مشبعة بالماء.

عند استخدام هذه الطريقة يعتبر الضغط المسامي للتربة مساوياً للصفر على طول سطح الانهيار حتى ولو لم تكن هذه القيمة حقيقة. وذلك لأنه يمكن التعبير عن المتانة غير المصروفة بشكل لا يرتبط بالإجهاد الفعال عند الانهيار. تعتبر هذه الطريقة أكثر حرجاً من طريقة الإجهادات الفعالة المذكورة أدناه، عندما يتعلق الأمر بتحليل المنحدرات المكونة من التربة الناعمة المشبعة بالماء، أو المنفذة على قاعدة مشبعة أيضاً، أو إذا مر سطح الانهيار ضمن طبقة كتيمية من التربة (كالغضار مثلاً)، وذلك بسبب زيادة الضغط المسامي الناتج عن التحميل، وانخفاض هذا الضغط مع الزمن (أي زيادة الضغط الفعال).

2.2.4.1 طريقة الإجهادات الفعالة: Effective stress method

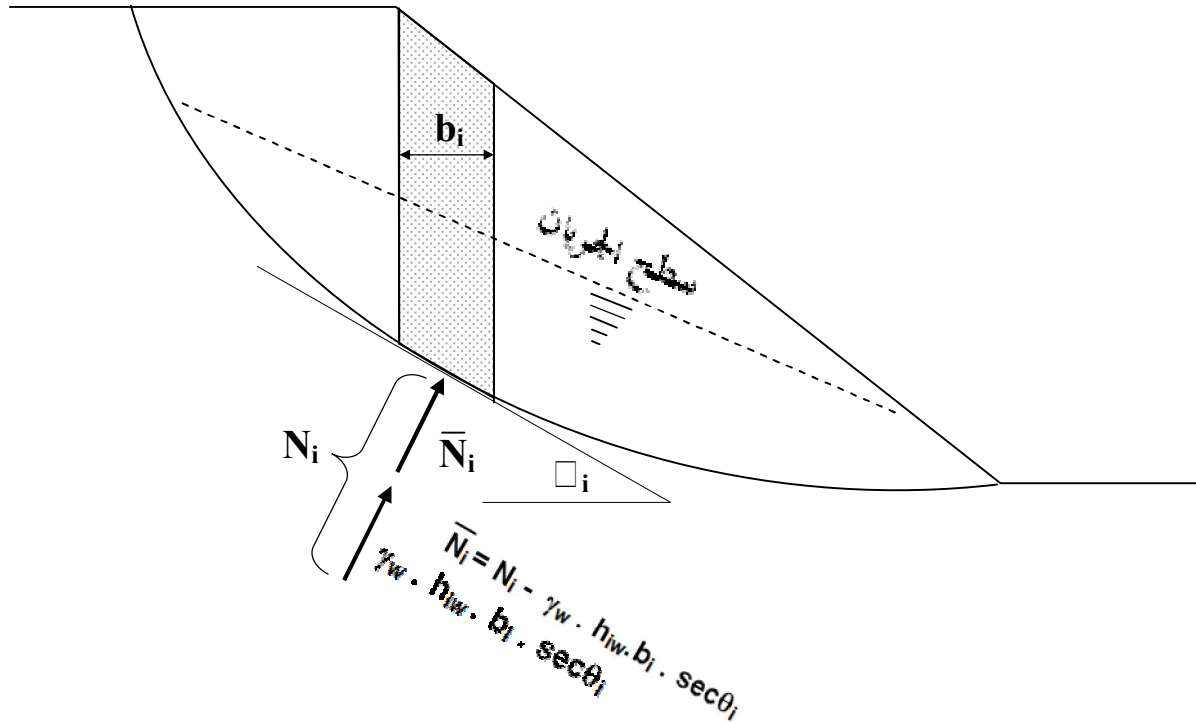
تعتمد هذه الطريقة على متانة القص المصروفة لتحديد التوازن طويل الأجل للمنحدر، أي بعد انتهاء فترة تنفيذ المنحدر بفترة طويلة فيما لو كان صناعياً حيث تسمى في التحليل بطريقة $(\bar{\phi}, \bar{c})$. ويحتاج التحليل بهذه الطريقة إلى معرفة قيمة الضغط المسامي في تربة المنحدر. وتعتبر هذه الطريقة أكثر حرجاً من طريقة الإجهادات الكلية المذكورة أعلاه، عندما يتعلق الأمر بتحليل المنحدرات المكونة من تربة راسحة (رملية أو بحصية)، وذلك بسبب انخفاض الضغط المسامي الناتج عن التحميل، وزيادة هذا الضغط مع الزمن (أي انخفاض الضغط الفعال). يبين الجدول (1.1) مقارنة بين الطريقتين المذكورتين في الفقرتين السابقتين.

الجدول (1.1) - مقارنة بين طرق تحليل المنحدرات

الحالة	الطريقة المفضلة	ملاحظات
فترة تنفيذ بتربة مشبعة قصيرة، وتقارن مع زمن الانضغاط الرشحي (نهاية فترة التنفيذ بتربة مشبعة).	طريقة الإجهادات الكلية مع اعتبار $(\phi = 0^\circ)$ و $(c = S_{II})$.	يسمح التحليل بالتحقق خلال فترة التنفيذ باستخدام الضغط المسامي الحقيقي.
دراسة التوازن طويل الأجل.	طريقة الإجهادات الفعالة مع أخذ الضغط المسامي من شروط توازن المياه الجوفية.	-
فترة تنفيذ بتربة مشبعة جزئياً قصيرة، وتقارن مع زمن الانضغاط الرشحي (نهاية فترة التنفيذ بتربة مشبعة).	طريقة الإجهادات الكلية الناتجة عن التجارب غير المصروفة، أو بالاعتماد على حساب الضغط المسامي.	يسمح التحليل بالتحقق خلال فترة التنفيذ باستخدام الضغط المسامي المحسوب.
التوازن خلال عملية وسطية.	طريقة الإجهادات الكلية مع تقدير الضغط المسامي.	يجب التحقق من الضغط المسامي حقلياً.

تعتمد العلاقة (5.1) على التحليل بالإجهادات الكاملة التي لا يتضمن تأثير الجريان الراشح. وفي حالة وجود مثل هذا الجريان فيتم التعبير عنها كما في الشكل (16.1)، حيث يتشكل الضغط

المسامي في العمق تحت سطح الجريان (h_{iw}) مضروباً بالوزن النوعي للماء (γ_w) على طول سطح الانهيار.
 من أجل ذلك تكون القوة الناعمية الفعالة ($\bar{N}_i$) مساوية للقوة الكلية (N_i) مطروحة منها القوة المحايدة ($\gamma_w \cdot h_{iw} \cdot b_i \cdot \sec\theta_i$).



الشكل (16.1) تأثير سطح الجريان المائي

يمكن تمثيل نظرية (مور/كولومب) بواسطة الإجهادات الفعالة كما يلي:

$$s = \bar{c} + \bar{\sigma}_n \cdot \tan \bar{\phi} \quad (7.1)$$

($\bar{c}$) التماسك الفعال.

($\bar{\sigma}_n$) الإجهاد الناعمي الفعال.

($\bar{\phi}$) زاوية الاحتكاك الداخلية الفعالة.

لذلك يمكن أن نكتب العلاقة (5.1) للانهيار الاسطوانى كما يلي:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{c} \cdot L_i + \bar{N}_i \cdot \tan \bar{\phi}}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \theta_i} \quad (8.1)$$

تفترض إحدى طرق التحليل بالإجهادات الفعالة البسيطة ما يلي:

$$N_i = (1 - r_u) w_i \cdot \cos \theta_i \quad (9.1)$$

حيث (r_u) نسبة الضغط المسامي في تربة المنحدر.

بتعويض هذه العلاقة بتلك التي سبقتها نجد:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{c} \cdot L_i + (1 - r_u) w_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \bar{\phi}}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \theta_i} \quad (10.1)$$

تسمى هذه العلاقة حين استخدامها بالطريقة الناعمة.

بالرغم من أن الطريقة آفة الذكر هي الأكثر أماناً، فهناك أيضاً طرق أخرى شهيرة مثل طريقة (بيشوب) التي تفترض أن القوتين المؤثرتين على جانبي كل شريحة أفقيتان... ويشار هنا إلى أن كافة الطرق في حالة ($\phi = 0$) تؤدي إلى نفس القيم لمعامل الأمان. يبقى في الختام موضوع توازن المنحدرات أوسع بكثير مما تناوله هذا الفصل، حيث يتناول موضوع السدود والطرق والمنحدرات الترابية للأغراض الأخرى، إلا أن ما يهمنا منها تلك المنحدرات الطبيعية أو الصناعية غير المستقرة، والتي تحتاج لدعمها بالجدران الاستنادية موضوع هذا الكتاب.

3.4.1 استخدام المنحنيات البيانية في تحليل وتوازن المنحدرات:

Use of Charts For Analysis Of Slope Stability

يمكن استخدام مجموعة من المنحنيات البيانية لدراسة تحليل المنحدرات بشكل سريع، حيث تساعد مثل هذه الدراسات على تقييم القصر في التربة، وعلى الحصول على نتائج توازن المنحدر. تبين الأشكال الموضحة في نهاية هذه الفقرة مجموعة من المنحنيات التي تتعلق بأنواع التربة التالية:

- المنحدرات المكونة من تربة عديمة الاحتكاك فيها ($\phi = 0$) ومتانتها منتظمة في الطبقات المتغيرة مع العمق.
 - المنحدرات المكونة من تربة متماسكة.. فيها ($c > 0$) و ($\phi > 0$) ومتانتها منتظمة في الطبقات المتغيرة مع العمق.
 - المنحدرات ذات الميول غير المحدودة (infinite slope) المكونة من تربة عديمة الاحتكاك فيها ($c = 0$) والمنحدرات التي فيها ($\phi > 0$) و ($c > 0$) و ($\phi > 0$).
 - المنحدرات المكونة من تربة عديمة الاحتكاك فيها ($\phi = 0$) ومتانتها تزداد خطياً مع عمق الطبقة.
- أما الأشكال المعطاة في نهاية هذه الفقرة فهي على النحو التالي:

1. الشكل (17.1): المنحنيات البيانية لتوازن المنحدرات المكونة من تربة عديمة الاحتكاك فيها ($\phi = 0$).

2. الشكل (18.1): معاملات تعديل الحمولة المطبقة على المنحدرات المكونة من تربة فيها ($\phi = 0$) و ($\phi > 0$).

3. الشكل (19.1): معاملات تعديل التسرب والإشباع لمنحدرات مكونة من تربة فيها ($\phi = 0$) و ($\phi > 0$).

4. الشكل (20.1): معاملات تعديل التشققات الناجمة عن الشد لمنحدرات مكونة من تربة فيها ($\phi = 0$) و ($\phi > 0$).

5. الشكل (21.1): المنحنيات البيانية لتوازن المنحدرات التي فيها ($\phi > 0$).

6. الشكل (22.1): معامل تعديل التسرب المنتظم لمنحدرات فيها ($\phi > 0$).

7. الشكل (23.1): منحنيات توازن المنحدرات ذات الميول غير المحددة.

8. الشكل (24.1): منحنيات توازن لمنحدرات فيها ($\phi = 0$) لتزايد متانتها مع العمق.

4.4.1 مقدمة حول استخدام المنحنيات البيانية:

1.4.4.1 الميل الوسطي للمنحدرات والأوزان الحجمية ومئاته القص:

Averaging slope inclinations, weights, and shear strengths

تم تبسيط المخططات أو المنحنيات الموضحة في نهاية هذه الفقرة بغية تقريب شروط تربة المنحدر غير المتجانسة إلى شروط متجانسة، إذ يتم تقريب وضع الشروط الحقيقية ضمن ميل مكافئ متجانس ليوافق المنحدر الطبيعي المدروس بتقريب مقبول. لحساب قوة القص الوسطية من الرسوم البيانية المعطاة، يجب معرفة مكان سطح الانزلاق الحرج، ولو بشكل تقريبي.

توفر الرسوم البيانية في نهاية هذه الفقرة وسيلة لتقدير دائرة الانزلاق الحرجة، حيث يتم حساب قيمة المتانة الوسطية عن طريق رسم دائرة حرجة على المنحدر تحدد من المنحنيات، وتميل عن زاوية انزلاق المنحدر المركزية داخل قوس دائرة الانزلاق.

تقاس زاوية الدائرة لقوس الانزلاق في كل طبقة من التربة بواسطة المنقلة، وتستخدم الزوايا المركزية باعتبارها تمثل الوزن الحجمي الوسطي لتربة المنحدر، ولهذا نحسب متوسط القوة الناجمة عن التماسك والاحتكاك (c_{av} , ϕ_{av}). انظر المثال (1) في الفقرة (6.3.4.1) أدناه.

$$c_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot c_i}{\sum \delta_i} \quad (11.1)$$

$$\phi_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot \phi_i}{\sum \delta_i} \quad (12.1)$$

حيث:

(c_{av}) التماسك الوسطي (average cohesion).

(ϕ_{av}) زاوية الاحتكاك الداخلي الوسطية مقدرة بالدرجات. (average angle of)

(internal friction - degrees).

(ϕ_i) زاوية القوس المركزية بالدرجات مقاسة حول مركز الدائرة الحرجة ضمن المنطقة

(i).

(c_i) التماسك في المنطقة (i).

(□_i) الاحتكاك في المنطقة (i).

ملاحظة:

يفضل عدم استخدام المعادلين (11.1 , 12.1) لحساب قوة القص الوسطية إذا وجدت طبقة تعلو وتحصر تربة غضارية ضعيفة ومشبعة بالماء، ولكن من أجل التربة الضعيفة يجب استخدام المنحنيات المبينة في الشكل (21.1)، بالاستناد إلى دوائر الانزلاق التي تمر تحت قدم المنحدر (Toe circle)، والتي تناسب هذه التربة، حيث تعتبر زاوية الاحتكاك الداخلي صغيرة ($\square_{av} > 0$) $5^\circ - 2^\circ$ كما هو مذكور أدناه.

2.4.4.1 Soil With $\square = 0$: ($\square = 0$) عديمة الاحتكاك

تستخدم من أجل المنحدرات المكونة من هذه التربة المنحنيات المبينة في الأشكال (17.1)

وحتى (20.1).

يبين الشكل (17.1) المنحنيات البيانية المتعلقة بتوازن المنحدرات المكونة من تربة فيها

($\square = 0$) والتي وضعها (JANBU) في عام (1968).

يمكن تعديل معاملات التحميل فوق سطح المنحدر من المنحنيات (18.1) والتي تبين حالات

التحميل الممكنة.

إذا كانت تربة المنحدر مشبعة بالماء أو نفوذه بشكل يسمح للماء بالتسرب إليها حتى حد

الإشباع، تستخدم المنحنيات (19.1).

يستخدم الشكل (20.1) لتعديل معاملات تشققات الشد في التربة.

تستخدم المنحنيات المذكورة كما يلي:

الخطوة 1:

من أجل شروط موحدة لتربة المنحدر، يتم وبالاتماد على الخبرة تحديد نطاق معين من

أعماق دوائر الانزلاق الحرجة المحتملة،

إذا كان ميل المنحدر أكثر حدة من (1/1)، تمتد دائرة الانزلاق الحرجة عادةً تحت المستوي

الأفقي لأسفل المنحدر (Toe circle)، وذلك في حالة التربة المتجانسة.

يستخدم الرسم البياني في الشكل (17.1) لحساب عوامل الأمان للدوائر المذكورة والتي تمتد

إلى أي عمق، وينبغي تحليل ثلاثة أو أكثر من الأعماق للتأكد من دائرة الانزلاق الحرجة المطلوبة

ومن معامل الأمان الأدنى.

الخطوة 2:

يمكن استخدام المعايير التالية لتحديد تحليل أي احتمال في هذه المنحدرات:

أ. إذا وجدت مياه خارج المنحدر فإن دائرة الانزلاق المارة فوق مستوي سطح الماء هي

الأكثر حرجاً... انظر المثال (1) في الفقرة (6.4.4.1) أدناه.

ب. إذا كان المنحدر مكون من طبقتين من التربة أو أكثر، فيهما السفلى أضعف من العليا،

فالدائرة الحرجة تمتد إلى الطبقة الأضعف (أي تمر من الطبقة الأسفل) و ينطبق هذا على كافة

الطبقات فوق وتحت المستوي قدم المنحدر (Toe).

ج. إذا كان المنحدر مكون من طبقتين من التربة أو أكثر، فيهما السفلى أقوى من العليا،

فالدائرة الحرجة تكون مماسة لسطح الطبقة الأقوى.

ومن أجل أية دائرة انزلاق حرجة محتملة يتم تنفيذ الخطوات التالية:
الخطوة 3:

يتم حساب معامل العمق (d) من العلاقة التالية:

$$d = \frac{D}{H} \quad (13.1)$$

حيث (D) العمق الواقع بين المستوي المحدد لأسفل المنحدر (L) أو إصبع القدم (Toe circle)، وأدنى نقطة في دائرة الانزلاق (موضح في الأشكال أدناه).
(L) طول المنحدر.

(H) الارتفاع فوق المستوي المحدد لأسفل المنحدر (Toe circle).

تكون قيمة (d) مساوية للصفر إذا لم تمر دائرة الانزلاق الحرجة من المستوي المحدد

لأسفل المنحدر (L)، أي قدم المنحدر.

إذا وقعت دائرة الانزلاق التي يجري تحليلها فوق المستوي المحدد لأسفل المنحدر فينبغي أن تؤخذ نقطة تقاطع هذه الدائرة مع المنحدر باعتبارها المستوي المعدل أو الجديد المحدد لأسفل المنحدر (L) (Toe circle) وتعديل كل من قيم (H, H_w, D) على هذا الأساس.

الخطوة 4:

نوجد مركز دائرة الانزلاق الحرجة للعمق التجريبي من الجزء السفلي للمخطط المبين في الشكل (17.1)، ونرسم هذه الدائرة بالمقياس المعتمد على المقطع العرضي للمنحدر.

الخطوة 5:

باستخدام المعادلة التالية نحدد (c = s_u) القيمة الوسطية لمتانة القص في المنحدر (تقاس بوحدة الإجهاد) المتعلقة بدائرة الانزلاق الحرجة، والتي تستخدم مع (□) في تحليل المنحدر:

$$(s_u)_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot (s_u)_i}{\sum \delta_i} \quad (14.1)$$

حيث (□_i) زاوية القوس المركزية المقاسة حول دائرة الانزلاق الحرجة ضمن المجال (i) بالدرجات.

(s_u)_i قيمة (s_u) في الطبقة (i) ... (تقاس بوحدة الإجهاد).

الخطوة 6:

نحسب القوة الوسطية (P_d) باستخدام المعادلة التالية:

$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} \quad (15.1)$$

حيث:

(□) الوزن الحجمي الوسطي للتربة.

(H) ارتفاع المنحدر فوق القدم (أو المستوي المحدد لأسفله L).

(q) الحمولة المطبقة على المنحدر.

(□_w) الوزن النوعي للماء.

(H_w) ارتفاع المياه فوق المستوي (L).

($\square_q$) معامل تعديل الحمولة من الشكل (18.1). ويعتبر ($\square_q = 1$) إذا لم تكن هناك حمولة مطبقة على المنحدر.

($\square_w$) معامل الغمر المعدل من الشكل (19.1).. ويعتبر ($\square_w = 1$) إذا لم تكن هناك مياه.

($\square_t$) معامل تشقق الشد المعدل من الشكل (20.1).. ويعتبر ($\square_t = 1$) إذا لم تكن هناك تشققات شد.

الخطوة 7:

نحدد باستخدام الجزء العلوي من المخطط (17.1) قيمة رقم التوازن (N_0) والذي يعتمد على كل من زاوية الانحدار ($\square$) والقيمة (d) المحسوبة من العلاقة (13.1).

الخطوة 8:

نوجد معامل الأمان (F) من العلاقة التالية:

$$F = \frac{N_0 \cdot c}{P_d} \quad (16.1)$$

حيث:

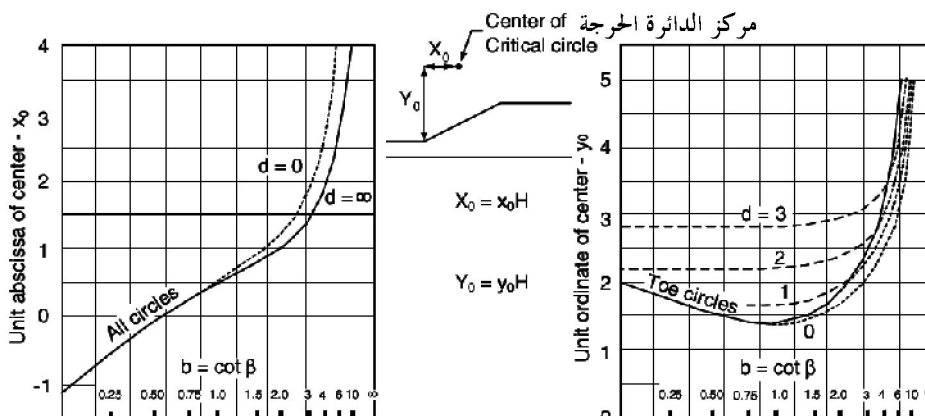
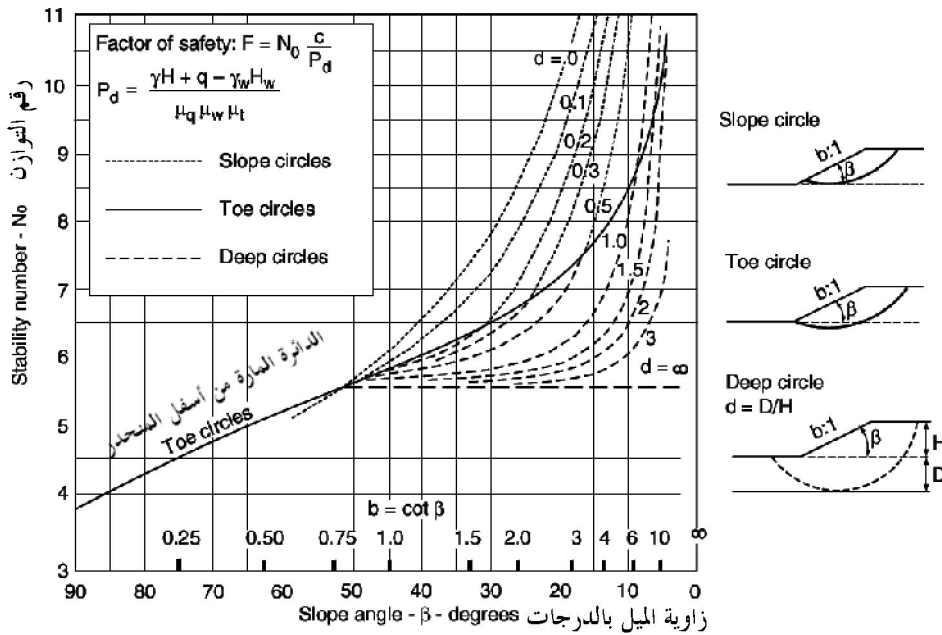
(c) مقاومة القص الوسطية = $(S_u)_{av}$.

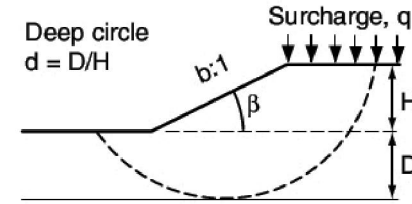
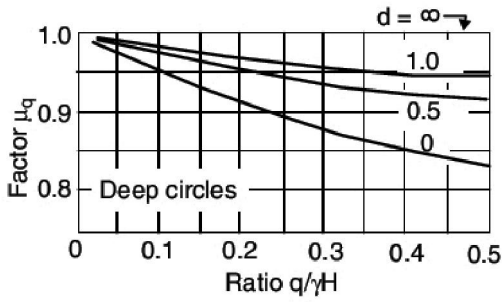
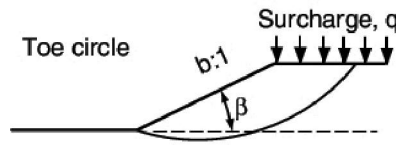
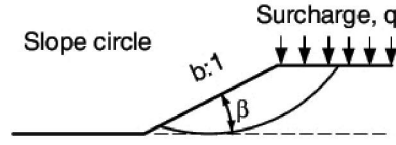
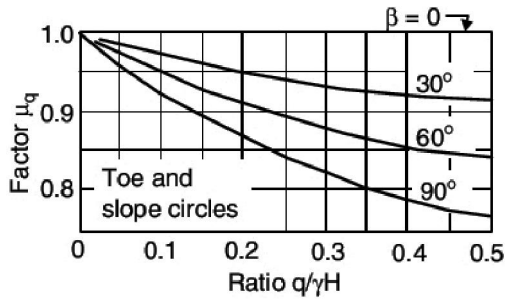
أخيراً:

يوضح المثالان (2 , 1) المعطيان في بداية الفقرة (6.4.4.1) كيفية استخدام وتطبيق الطريقة التي سبق شرحها.

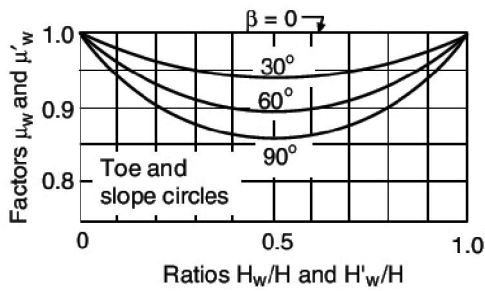
ملاحظة:

إن الفرق بين المثالين المذكورين، واللذان يمثلان نفس المنحدر في الفقرة (6.4.4.1)، هو عمق دائرة الكتلة المنزلقة فقط.

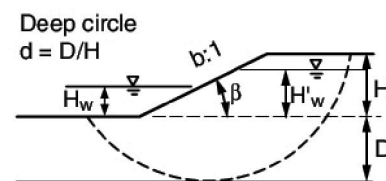
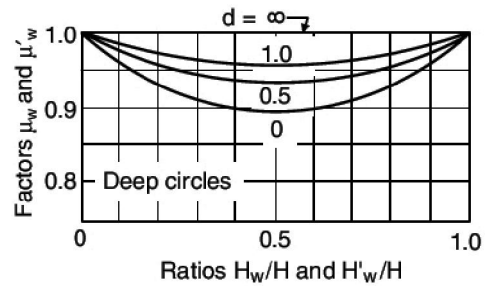
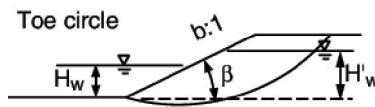
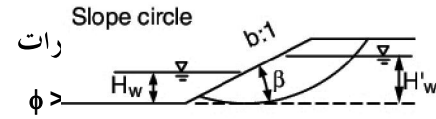




الشكل (18.1)



ملاحظات

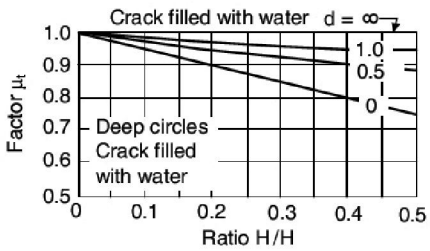
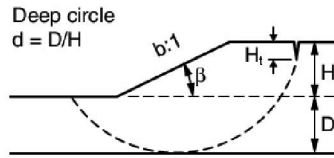
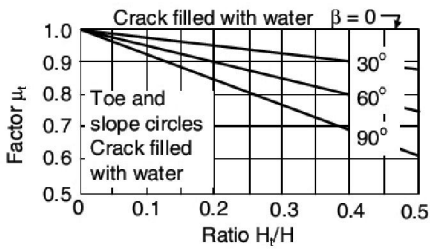
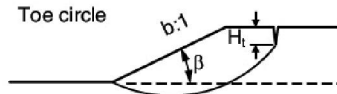
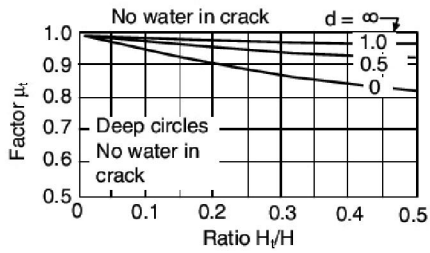
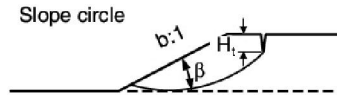
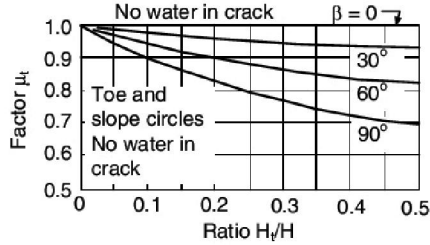


μ_w = submergence factor, depends on H_w

μ'_w = seepage factor, depends on H'_w

الشكل (19.1)

معاملات تعديل تسرب المياه والإشباع



3.4.4.1 المنحنيات

($\square > 0$, $c > 0$)

طورت منحنيات الـ

(JANBU) في عام (68)

يستخدم الشكل 1.

الخطوة 1:

نحدد موقع دائرة التوازن (Ncf)، مع اعتبار أن ($c = 0$). كما يمكن استخدام الشكل (21.1) من أجل المنحدرات الضحلة، مع الإشارة إلى أنه إذا ارتفعت المياه فوق أسفل المنحدر، فتعتبر دائرة الانزلاق مارة فوق منسوب المياه المذكورة.

إذا كانت التربة غير متجانسة، تمر دائرة الانزلاق الحرجة من فوق أو من تحت المستوي الأفقي لأسفل المنحدر.

يمكن استخدام المعايير المذكورة في الخطوة (2) من الفقرة (2.4.4.1) السابقة لتحديد أي احتمال في هذه المنحدرات:

يمكن استخدام الشكل (21.1) لشروط مختلفة من الاحتكاك والتماسك (c , ϕ) حيث يتم اعتماد الخطوات التالية لكل دائرة انزلاق.

الخطوة 2:

نحسب المقدار (P_d) من العلاقة (15.1) السابقة.

الخطوة 3:

نحسب المقدار (P_e) من العلاقة التالية:

$$P_e = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w} \quad (17.1)$$

حيث:

(H_w) ارتفاع المياه فوق أسفل المستوي المحدد لأسفل المنحدر. فإذا كانت شروط تسرب المياه إلى المنحدر ثابتة، يستخدم الشكل (22.1)، حيث تمر دائرة الانزلاق الحرجة فوق المستوي (L) المذكور، وتقاس عندها (H_w) بالتناسب مع المستوي المعدل المحدد لأسفل المنحدر (Toe circle). وتعتبر ($H_w = 0$) إذا لم توجد مياه متسربة إلى المنحدر.

(ϕ_w) معامل تعديل التسرب أو الرش المائي من الشكل (19.1)... وتعتبر ($\phi_w = 1$) وكذلك ($\phi_q = 1$) إذا لم توجد مياه متسربة إلى المنحدر.

بقية الرموز شُرحت في الفقرة السابقة.

الخطوة 4:

نحسب الوسيط ($\phi_{c\phi}$) من العلاقة التالية:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \cdot \tan \phi}{c} \quad (18.1)$$

حيث (c , ϕ) القيم الوسطية لإجهادات التماسك وزاوية الاحتكاك الداخلي على التوالي.

إذا كانت (c = 0) تكون ($\phi_{c\phi}$) غير محددة (infinite)، وفي هذه الحالة نستخدم المنحنيات المتعلقة بالمنحدرات غير المحددة المذكورة في الفقرة (4.4.4.1) أدناه، باستخدام القيم الأولية لكل من (c , ϕ).

الخطوة 5:

يجري التحقق من دائرة الانزلاق بمساعدة الرسم البياني من الجزء العلوي في الشكل

(21.1). حيث يتم رسم دائرة الحرجة على المقطع العرضي لتحديد المنحدر وحساب القيم لكل من

(c , ϕ) من جديد باستخدام المعادلتين (11.1 , 12.1).

نعود إلى الخطوة (4) ونستخدم القيم الوسطية المذكورة، حيث نوجد قوة القص من جديد...

ثم نكرر هذه العملية التكرارية حتى تصبح قيمة ($\phi_{c\phi}$) ثابتة.

الخطوة 6:

باستخدام الجزء الأيسر من المخطط (21.1) نحدد رقم التوازن (N_{cf}) المتعلق بزاوية الميل ($\square$) وبقيمة ($\square_{c\phi}$).

الخطوة 7:

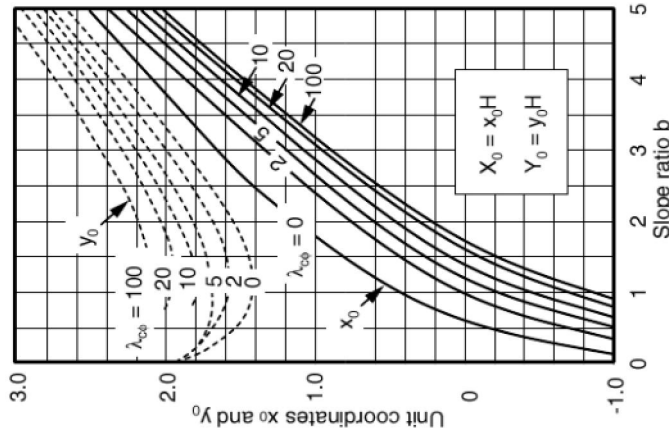
نحسب معامل الأمان من العلاقة التالية:

$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d} \quad (19.1)$$

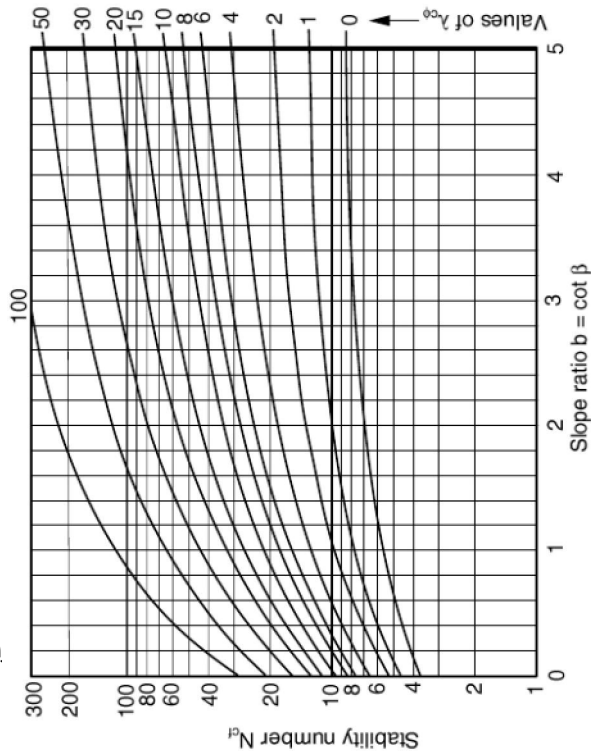
أخيراً:

يوضح المثالان (4 , 3) في الفقرة (6.4.4.1) كيفية استخدام وتطبيق الطريقة التي سبق

شرحها.



Stability numbers and center coordinates for circles passing through the toe of the slope.



ية.

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_{qt} \gamma_w H_t}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_{qt}' \gamma_w}$$

$$F = N_{cf} \frac{c}{P_d}$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \tan \phi}{c}$$

4.4.4.1 المنحنيات الخاصة

infinite slope charts

تبين المنحنيات البيانية في

المنحدر هما:

1. المنحدرات المكونة من

2. المنحدرات المكونة من

تستخدم هذه المنحنيات وفق

الخطوة 1:

الشكل (21.1) — المخططات البيانية لتوازن المنحدرات المكونة من

نحسب نسبة الضغط المسامي (r_u) (راجع الجزء الأول من هذه الموسوعة) من العلاقة التالية:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot H} \quad (20.1)$$

حيث:

(u) الضغط المسامي في العمق (H).

(□) الوزن الحجمي للتربة.

(H) العمق الموافق للضغط المسامي.

يحدد الضغط المسامي في تربة المنحدر المدروس بالقياسات الحقلية البيزومترية ضمن العمق المتوقع أن يحدث الانزلاق فيه، أو من خلال بيانات محفوظة لإحصائيات سابقة.

يمكن أيضاً حساب نسبة الضغط المسامي (r_u) من العلاقة التالية:

$$r_u = \frac{X}{T} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (21.1)$$

حيث:

(X) المسافة بين عمق سطح الانزلاق وبين سطح الرش أو التسرب المقاسة بشكل عمودي على مستوي الانزلاق المائل... (انظر الشكل السابق) أدناه.

(T) المسافة بين عمق سطح الانزلاق وبين مستوي الانزلاق المائل.

تستخدم العلاقة التالية من أجل حالة تسرب المياه من المنحدر، والتي تعتبر أكثر أهمية من حالة التسرب إلى المنحدر:

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 + \tan \beta \cdot \tan \theta} \quad (22.1)$$

حيث:

(□) زاوية التسرب اعتباراً من المستوي الأفقي.

تحدد المعاملات الأخرى كما سبق.

يمكن تحديد عمق التسرب أو الغمر مع عدم وجود ضغط مسامي زائد، مع اعتبار أن ($r_u = 0$) و ($\square = \square_b$) حيث ($\square_b$) الوزن الحجمي المشبع للتربة.

الخطوة 2:

تحدد الوسائط اللابعدية (A , B) من الشكل (23.1).

الخطوة 3:

نحسب معامل الأمان من العلاقة:

$$F = A \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \cdot \frac{c'}{\gamma \cdot H} \quad (23.1)$$

حيث:

(□') زاوية الاحتكاك الداخلي في أطراف منطقة الإجهادات الفعالة.

(c') التماسك في أطراف منطقة الإجهادات الفعالة.

(H) عمق الكتلة المنزلقة المعامد للمستوي (L).

تحدد بقية المعطيات كما سبق.

الخطوة 4:

تستخدم المنحنيات البيانية من أجل الإجهادات الكلية كما يلي:

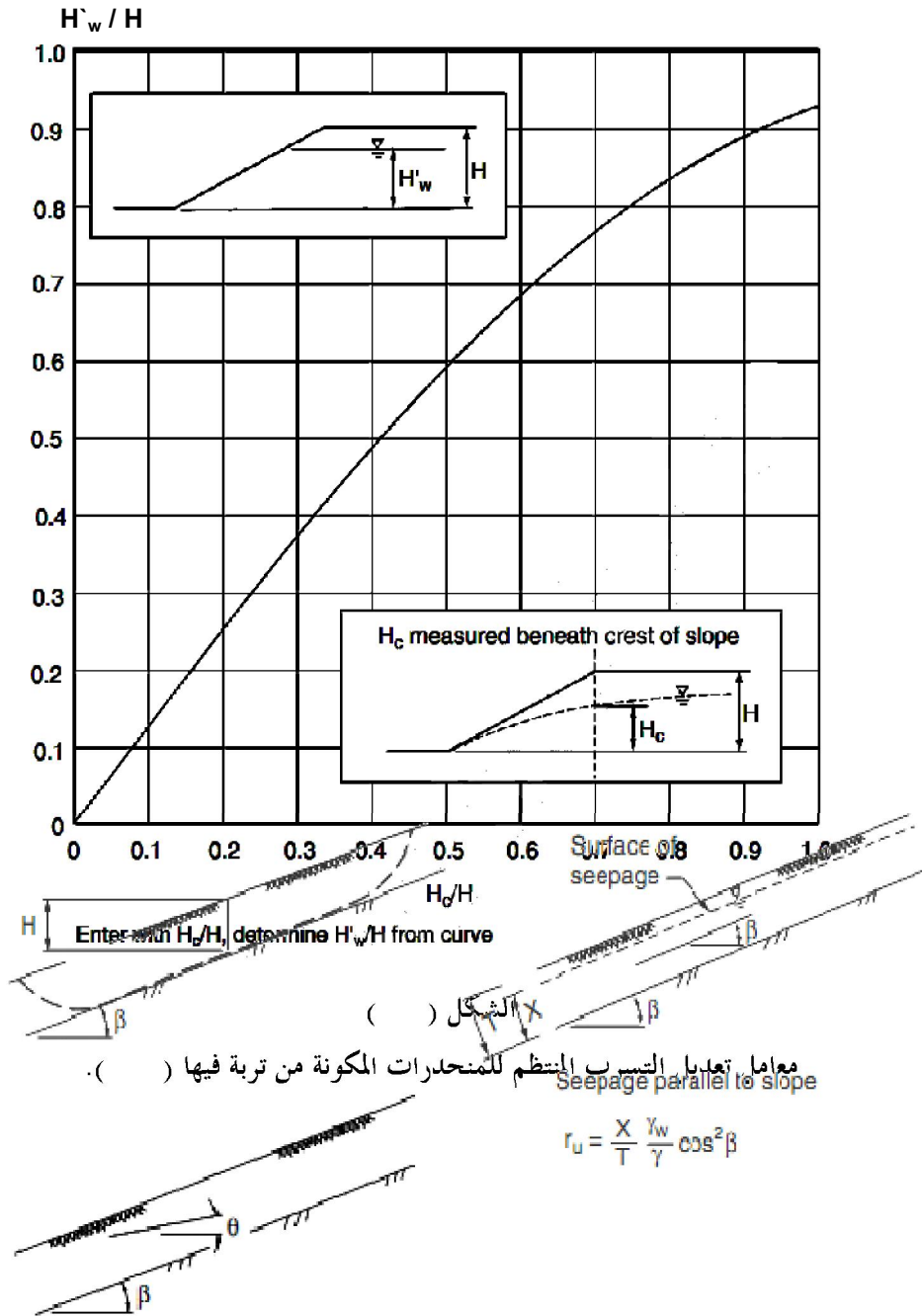
1. نحدد قيمة الوسيط (B) من الشكل (21.1)

2. نحسب معامل الأمان من العلاقة التالية:

$$F = A \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \beta} + B \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (24.1)$$

أخيراً:

يوضح المثال (5) المعطى في الفقرة (6.4.4.1) كيفية استخدام وتطبيق الطريقة التي سبق شرحها.



5.4.4.1 المنحنيات الخاصة بالتربة عديمة الاحتكاك ($\phi = 0$) ومتانتها تزداد في الطبقات المتغيرة مع العمق:

Soils with ($\phi = 0$) and strength increasing with depth
تستخدم المنحنيات الموضحة في الشكل (22.1) لمثل هذه المنحدرات، وذلك وفق الخطوات التالية:

الخطوة 1:

نحدد على الشكل (24.1)، وبالاستناد إلى المتانة المفترضة أو المقاسة، التغير الخطي لتزايد هذه المتانة مع العمق، حيث نوجد ارتفاع المستقيم (H_0).

الخطوة 2:

نحسب النسبة (H_0 / H) حيث (H) ارتفاع المنحدر.

الخطوة 3:

نحدد رقم التوازن (N) من المخطط الموضح أسفل الشكل (22.1).

الخطوة 4:

نحدد قيمة المتانة (c_b) من الرسم أعلى الشكل (22.1).

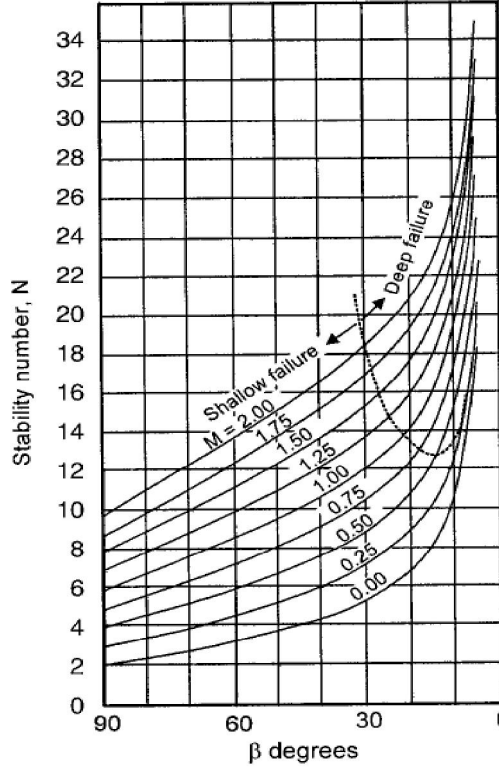
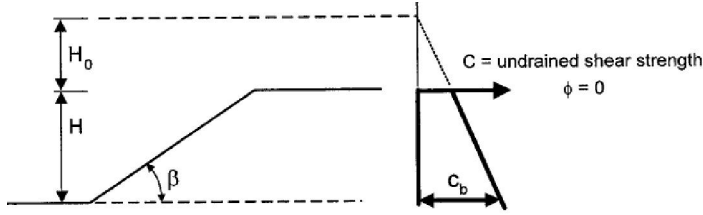
الخطوة 5:

نحسب معامل الأمان من العلاقة التالية:

$$F = N \cdot \frac{c_b}{\gamma \cdot (H + H_0)} \quad (25.1)$$

حيث (ϕ) الوزن الحجمي لتربة المنحدر فوق الطبقة المشبعة، وإذا كانت التربة مشبعة بالماء يستخدم الوزن الحجمي المغمور.
أخيراً:

يوضح المثال (6) المعطى في الفقرة (6.4.4.1) كيفية تطبيق ما سبق.



واحد،

6.4.4.1 أمثلة على استخدام المنحنيات

ملاحظة:

يعتبر المثالان (1, 2) تطبيقاً لاستخدام

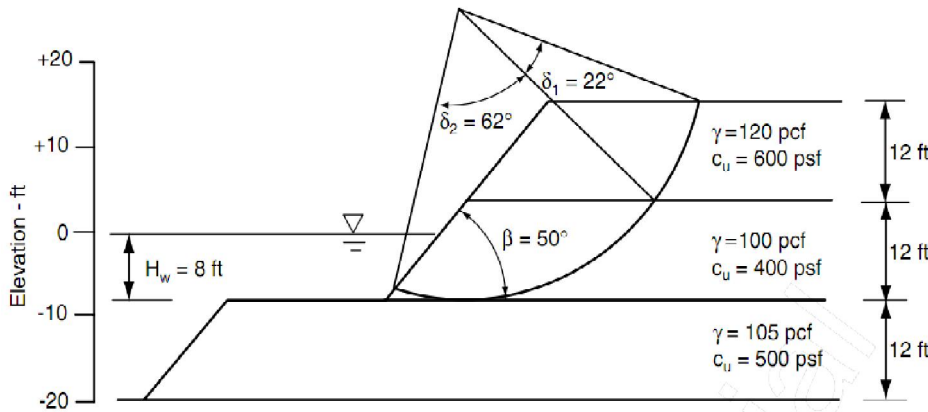
ويختلفان فقط في عمق دائرة الانزلاق.

المثال 1 - مثال أول على المنحنيات الـ

يبين الشكل (23.1) منحدرًا ترابياً مكون من تربة متماسكة عديمة الاحتكاك ($\phi = 0$)، وهو يتألف من ثلاث طبقات مختلفة المماسكة، (22.1) يخطط لتوليد المنحدرات غير المحددة وذات متانة تتزايد مع العمق.

يطلب استخدام المنحنيات البيانية لإيجاد معامل الأمان لهذا المنحدر علماً بأن مماس دائرة

الانزلاق يقع على عمق (8 ft).



الحل:

يتم تحليل هذا اله

نحسب العمق (d) الواقع بين المستوي المحدد لأسفل المنحدر وأدنى نقطة في دائرة الانزلاق كما يلي (الشكل 19.1):
من العلاقة (13.1) كما يلي:

$$d = \frac{D}{H} = \frac{0}{24} = 0$$

(H) الارتفاع فوق المستوي المحدد لأسفل المنحدر (Toe circle).
إن قيمة (d) مساوية للصفر لأن دائرة الانزلاق المدروسة لا تمر من المستوي المحدد لأسفل المنحدر.
باستخدام المخطط السفلي في الشكل (17.1) ومن أجل (d = 0) و ($\phi = 50^\circ$) الإحداثيات التالية:

$$x_0 = 0.35 \quad , \quad y_0 = 1.4$$

إذا:

$$X_0 = H \cdot x_0 = 24 \times 0.35 = 8.4 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 24 \times 1.4 = 33.6 \text{ ft}$$

نرسم الدائرة الحرجة على المنحدر كما في الشكل (25.1) السابق، ثم نقيس زاوية القوس المركزية في كل طبقة من المنحدر باستخدام المنقلة (protractor).
نحسب التماسك الوسطي (c_{av}) من العلاقة (11.1) كما يلي:

$$c_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot c_i}{\sum \delta_i} = \frac{22 \times 600 + 62 \times 400}{22 + 62} = 452 \text{ psf}$$

نجد من الشكل (19.1) من أجل (d = 0) و ($\phi = 50^\circ$) أن ($\phi_w = 0.93$).
نستخدم سماكات الطبقات لحساب الوزن الحجمي الوسطي والذي تكون قيمته الوسطية أسفل دائرة الانزلاق الحرجة.

$$\gamma_{av} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{120 \times 12 + 100 \times 12}{12 + 12} = 110$$

نحسب القوة الوسطية (P_d) من العلاقة (15.1) كما يلي:

$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t}$$

حيث:

(ϕ) الوزن الحجمي للتربة.

(H) ارتفاع المنحدر فوق المستوي المحدد لأسفله (L).

(q) الحمولة المطبقة على المنحدر.

(ϕ_w) الوزن النوعي للماء.

(H_w) ارتفاع المياه فوق المستوي (L).

(ϕ_q) معامل الحمولة المعدلة من الشكل (18.1). ويعتبر ($\phi_q = 1$) إذا لم تكن هناك حمولة مطبقة على المنحدر.

$$P_d = \frac{110 \times 24 + 0 - 62.4 \times 8}{1 \times 0.93 \times 1} = 2302$$

نجد من الشكل (17.1) من أجل ($d = 0$) و ($\beta = 50^\circ$) أن ($N_0 = 5.8$).
نحسب أخيراً معامل الأمان من العلاقة (16.1) كما يلي:

$$F = \frac{N_0 \cdot c}{P_d} = \frac{5.8 \times 452}{2302} = 1.14$$

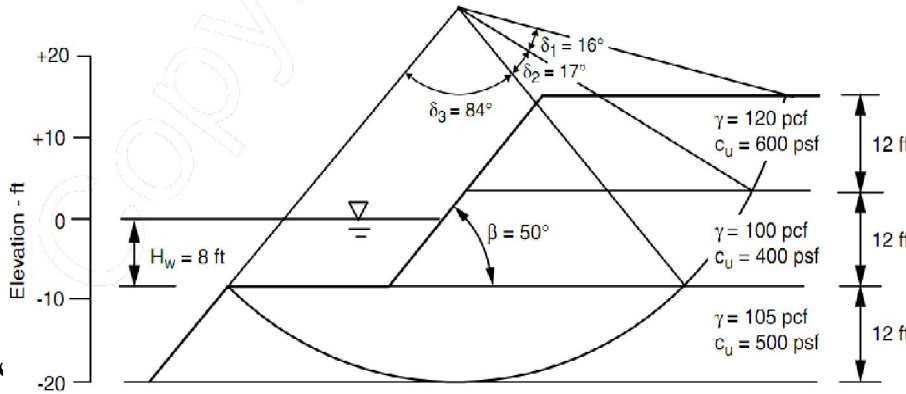
المثال 2 - مثال ثاني على المنحنيات التربة عديمة الاحتكاك:
يطلب استخدام المنحنيات البيانية لإيجاد معامل الأمان للمنحدر السابق علماً بأن مماس دائرة الانزلاق يقع على عمق (20 ft).
يبين الشكل (24.1) دائرة الانزلاق المطلوبة،

الحل:

نحسب العمق (d) كما في المثال السابق

$$d = \frac{D}{H} = \frac{12}{24} = 0.5$$

$$\frac{H_w}{H} = \frac{8}{24} = 0.333$$



باستخدام المخطط

التالية:

الشكل (2246.1)

$$x_0 = 0.35, \quad y_0 = 1.5$$

إذا:

$$X_0 = H \cdot x_0 = 24 \times 0.35 = 8.4 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 24 \times 1.5 = 36 \text{ ft}$$

نرسم الدائرة الحرجة على المنحدر كما في الشكل (24.1) السابق، ثم نقيس زاوية القوس المركزية في كل طبقة من المنحدر باستخدام المنقلة (protractor).
نحسب التماسك الوسطي (c_{av}) من العلاقة (11.1) كما يلي:

$$c_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot c_i}{\sum \delta_i} = \frac{16 \times 600 + 17 \times 400 + 84 \times 500}{16 + 17 + 84} = 499 \text{ psf}$$

من أجل ($d = 0.5$) و ($H_w/H = 0.33$) نجد من الشكل (19.1) أن ($\square_w = 0.95$).
نستخدم سماكات الطبقات لحساب الوزن الحجمي الوسطي، مع ملاحظة أن ($\square = 0$) في
تربة الطبقة السفلية. وبالتالي فالوزن الحجمي الوسطي يحسب من الطبقتين العلويتين، لأن الوزن
تحت أسفل المنحدر ليس له أي تأثير على الاستقرار عندما يكون ($\square = 0$).

$$\gamma_{av} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{120 \times 12 + 100 \times 12}{12 + 12} = 110$$

نحسب القوة الوسطية (P_d) من العلاقة (15.1) كما يلي:

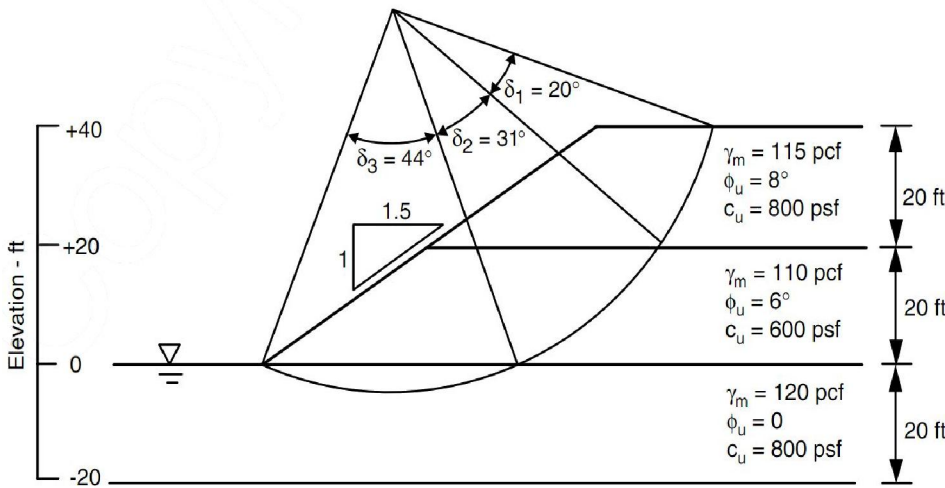
$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t}$$

$$P_d = \frac{110 \times 24 + 0 - 62.4 \times 8}{1 \times 0.95 \times 1} = 2253$$

نجد من الشكل (17.1) من أجل ($d = 0$) و ($\square = 50^\circ$) أن ($N_0 = 5.6$).
نحسب أخيراً معامل الأمان من العلاقة كما يلي:

$$F = \frac{N_0 \cdot c}{P_d} = \frac{5.6 \times 499}{2253} = 1.24$$

وبالتالي فدائرة الانزلاق الحرجة هي الدائرة المعطاة في المثال الأول.
المثال 3 - مثال آخر حول كيفية استخدام منحنيات التربة ذات الاحتكاك ($c > 0$, $\square > 0$):
يطلب استخدام المنحنيات البيانية لإيجاد معامل الأمان للمنحدر المبين في الشكل (17.1)
والمؤلف من ثلاث طبقات من التربة مختلفة المتانة وفيها ($\square > 0$) و ($c > 0$) ولا توجد مياه
خارج المنحدر..



الحل:

نوجد متوسط الوزن الحجمي لتربة ا على استقراره.

$$\gamma_{av} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{115 \times 20 + 110 \times 20}{20 + 20} \approx 112.5$$

نحسب القوة الوسطية (P_d) من العلاقة (15.1) كما يلي:

$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} = \frac{112.5 \times 40}{1 \times 1 \times 1} = 4500 \text{ psf}$$

حيث:

($\square_q = 1$) بسبب عدم وجود حمولات فوق المنحدر.

($\square_w = 1$) بسبب عدم وجود مياه فوق مستوي الأفق المحدد لأسفل المنحدر.

($\square_t = 1$) بسبب عدم وجود تشققات شد.

نستخدم طريقة التقريب المتتالي لحساب ما يلي:

لنفترض بشكل أولي أن ($c_{av} = 700 \text{ psf}$) و ($\square_{av} = 7^\circ$)، ثم نحسب قيمة ($\square_{c\square}$) الأولية

كما يلي:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \cdot \tan \phi}{c} = \frac{4500 \times 0.122}{700} = 0.8$$

من أجل قيم (نسبة ميل المنحدر $b = 1.5$, $\square_{c\square} = 0.8$) نجد من الشكل (21.1) أن:

$$x_0 = 0.6 \quad , \quad y_0 = 1.5$$

$$X_0 = H \cdot x_0 = 40 \times 0.6 = 24 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 40 \times 1.5 = 60 \text{ ft}$$

نرسم الدائرة الحرجة على المنحدر كما في الشكل (27.1) السابق، ثم نحسب (c_{av}) و

($\square_{c\square}$) و ($\square_{av}$) الفعلية كما يلي:

$$c_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot c_i}{\sum \delta_i} = \frac{20 \times 800 + 31 \times 600 + 44 \times 800}{20 + 31 + 44} = 735 \text{ psf}$$

$$\tan \phi_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot \tan \phi_i}{\sum \delta_i} \quad \tan \phi_{av} = \frac{20 \cdot \tan 8^\circ + 31 \cdot \tan 6^\circ + 44 \cdot \tan 0^\circ}{20 + 31 + 44} = 0.064$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \cdot \tan \phi}{c} = \frac{4500 \times 0.064}{735} = 0.4$$

من أجل قيم ($b = 1.5$, $\square_{c\square} = 0.4$) نجد من الشكل (21.1) أن:

$$x_0 = 0.65 \quad , \quad y_0 = 1.45$$

$$X_0 = H \cdot x_0 = 40 \times 0.65 = 26 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 40 \times 1.45 = 58 \text{ ft}$$

إن دائرة الانزلاق هذه هي الأكثر حرجاً. نعتبر إذاً أن ($c_{av} = 735 \text{ psf}$) و ($\square_{c\square} = 0.4$).

بمساعدة الشكل (21.1) ومن أجل قيم ($N_{cf} = 0.6$, $b = 1.5$, $\square_{c\square} = 0.4$) نحسب

معامل الأمان كما يلي:

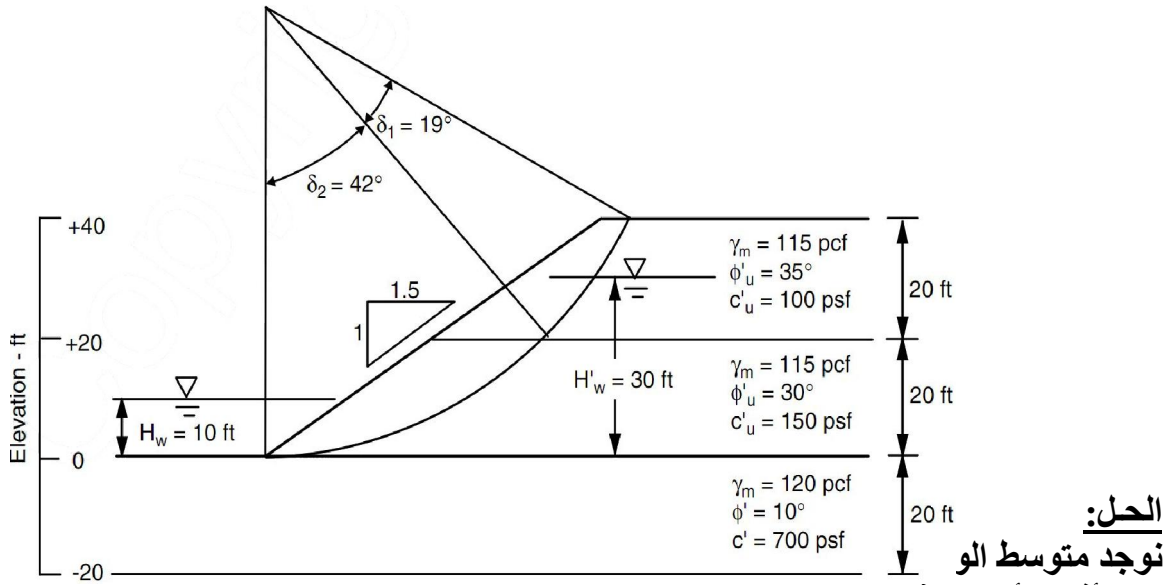
$$F = \frac{N_{cf} \cdot c}{P_d} = \frac{6 \times 735}{4500} = 1.0$$

إذا فالمنحدر بحالة توازن قلق.

المثال 4 - مثال آخر حول كيفية استخدام منحنيات التربة ذات الاحتكاك ($c' > 0$, $\square' > 0$)

(0):

يطلب استخدام المنحنيات البيانية لإيجاد معامل الأمان للمنحدر المبين في الشكل (28.1)، والمماثل للمنحدر المعطى في المثال (3) ولكن مع وجود تسرب للمياه الجوفية إلى جسم المنحدر، ووجود مياه خارجة.



الشكل (28.1)

المستوي الأفقي لأسفل هذا المنحدر.

$$\gamma_{av} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{115 \times 20 + 115 \times 20}{20 + 20} = 115$$

من أجل هذا المنحدر يكون:

$$\frac{H_w}{H} = \frac{10}{40} = 0.25, \quad \frac{H'_w}{H} = \frac{30}{40} = 0.75$$

وبما أن المنحدر غير محمل بحمولات خارجية فوقه، يكون ($\square_q = 1$).

نستخدم الشكل (19.1) من أجل دائرة انزلاق تمر من المستوي المحدد لأسفل المنحدر، حيث

($H_w/H = 0.25$) و ($\square = 33.7^\circ$). فنجد أن ($\square_w = 0.96$).

كما نستخدم الشكل نفسه مع القيم ($H'_w/H = 0.75$) و ($\square = 33.7^\circ$) فنجد أن ($\square'_w = 0.95$).

وبما أن ($\square_w = 1$) بسبب عدم وجود تشققات شد، نحسب القوة الوسطية (P_d) كما يلي:

$$P_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t} = \frac{115 \times 40 + 0 - 62.4 \times 10}{1 \times 0.96 \times 1} = 4141 \text{ psf}$$

نحسب القوة الوسطية (P_e) من العلاقة التالية:

$$P_e = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H'_w}{\mu_q \cdot \mu'_w} = \frac{115 \times 40 - 0 + 62.4 \times 30}{1 \times 0.95} = 2870 \text{ psf}$$

ومع قيم ($c_{av} = 120 \text{ psf}$, $\square_{av} = 33^\circ$) نجد:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \cdot \tan \phi}{c} = \frac{2870 \times 0.64}{120} = 15.3$$

من الشكل (21.1) ومن أجل ($b = 1.5$, $\phi_{c\phi} = 15.3$) يكون:

$$x_0 = 0.0 \quad , \quad y_0 = 1.9$$

$$X_0 = H \cdot x_0 = 40 \times 0 = 0 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 40 \times 1.9 = 76 \text{ ft}$$

نرسم الدائرة الحرجة على المنحدر كما في الشكل السابق، ثم نحسب (c_{av}) و (ϕ_{av}) كما يلي:

$$c_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot c_i}{\sum \delta_i} = \frac{19 \times 100 + 42 \times 150}{19 + 42} = 134 \text{ psf}$$

$$\tan \phi_{av} = \frac{\sum \delta_i \cdot \tan \phi_i}{\sum \delta_i}$$

$$\tan \phi_{av} = \frac{19 \tan 35^\circ + 15 \tan 30^\circ}{19 + 42} = 0.62$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{2870 \times 0.62}{134} = 13.3$$

بالعودة مرة أخرى للشكل (21.1) ومن أجل ($b = 1.5$, $\phi_{c\phi} = 13.3$) نجد:

$$x_0 = 0.02 \quad , \quad y_0 = 1.85$$

$$X_0 = H \cdot x_0 = 40 \times 0.02 = 0.8 \text{ ft}$$

$$Y_0 = H \cdot y_0 = 40 \times 1.85 = 74 \text{ ft}$$

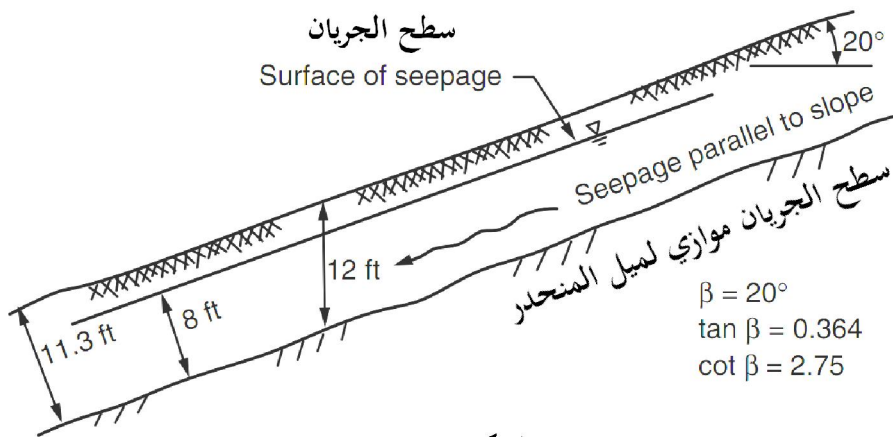
نلاحظ أن دائرة الانزلاق هذه أكثر حرجاً، لذا نستخدم قيمة ($\phi_{c\phi} = 13.3$) وقيمة ($c_{av} = 134 \text{ psf}$)، حيث نجد من الشكل (21.1) من أجل قيم (b , $\phi_{c\phi}$) الأخيرة أن ($N_{cf} = 35$)، ونحسب معامل الأمان كما يلي:

$$F = \frac{N_{cf} \cdot c}{P_d} = \frac{35 \times 134}{4141} = 1.13$$

إن معامل الأمان الصغير الناتج، يعني أن المنحدر قريب من الانهيار.

المثال 5 - مثال حول كيفية استخدام المنحنيات الخاصة بالمنحدرات غير المحددة:

يطلب استخدام المنحنيات البيانية لدراسة توازن المنحدر المبين في الشكل (29.1) حيث تتوضع طبقة رقيقة نسبياً من التربة فوق طبقة ثابتة.



الحل:

الشكل (29.1)

تتمثل آلية الانهيار الحرجة في هذا المنحدر بانزلاق الجزء العلوي على طول مستوي موازي للميل.

يجري تحليل هذا المنحدر باستخدام الرسم البياني الموضح في الشكل (23.1) حيث يحسب معامل الأمان من أجل مستوي التسرب الأفقي ومستوي التسرب الموازي للميل.

1. من أجل مستوي التسرب الموازي للمنحدر يكون:

$$\text{لدينا: } X = 8 \text{ ft} , T = 11.3 \text{ ft}$$

نستخدم العلاقة (23.1) لحساب نسبة الضغط المسامي في تربة المنحدر:

$$r_u = \frac{X}{T} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta = \frac{8}{11.3} \times \frac{62.4}{120} 0.94^2 = 0.325$$

من أجل ($r_u = 0.325$, $\cot \phi = 2.75$) نوجد العوامل اللابعدية (A . B) من الشكل (23.1):

$$A = 0.62 , B = 3.1$$

نحسب معامل الأمان من العلاقة (24.1):

$$F = A \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H} = 0.62 \times \frac{0.577}{0.364} + 3.1 \times \frac{300}{120 \times 12}$$

$$F = 0.98 + 0.65 = 1.63$$

2. من أجل مستوي التسرب الموازي للمستوي الأفقي حيث ($\phi = 0$):

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 + \tan \beta \cdot \tan \theta} = \frac{62.4}{120} \times \frac{1}{1 + 0.364 \times 0} = 0.52$$

من أجل ($r_u = 0.52$, $\cot \phi = 2.75$) نوجد العوامل اللابعدية (A . B) من الشكل (23.1):

$$A = 0.41 , B = 3.1$$

نحسب معامل الأمان:

$$F = A \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + B \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H} = 0.41 \times \frac{0.577}{0.364} + 3.1 \times \frac{300}{120 \times 12}$$

$$F = 0.65 + 0.65 = 1.30$$

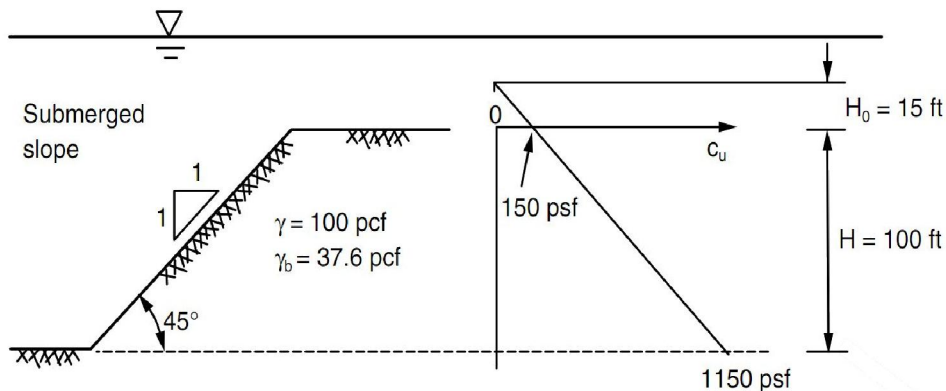
إن معامل الأمان المعتمد هو القيمة الأدنى في الحالتين السابقتين وهو (1.3).

المثال 6 - مثال حول كيفية استخدام المنحنيات الخاصة بتربة عديمة الاحتكاك ($\phi = 0$)

ومتانتها تزداد في الطبقات المتغيرة مع العمق:

المثال 6: يطلب استخدام المنحنيات البيانية لدراسة توازن المنحدر المبين في الشكل

(30.1) والمغمور بالمياه، حيث ($\phi = 0$) ومتانة تربة هذا المنحدر تزداد مع العمق في الطبقات المتغيرة



الشكل (30.1)

الحل:

يحسب معامل الأمان باستخدام مساعدة الشكل (24.1) حيث نوجد تزايد المتانة من الأعلى حتى الصفر فنجد ($H_0 = 15 \text{ ft}$).
نوجد النسبة (M):

$$M = \frac{H_0}{H} = \frac{15}{100} = 0.15$$

من أجل ($M = 0.15$, $\square = 45^\circ$) نجد من الشكل (24.1) نحصل على القيمة ($N = 5.1$).
يكون معامل الأمان المطلوب:

$$F = N \frac{c_b}{(H + H_0)} = 5.1 \times \frac{1150}{37.6 \times 115} = 1.36$$

الفصل الثاني...

الجدران الاستنادية

الأنواع والحمولات والاستقرار والتأسيس Retaining Walls – Types, Loads, Stability, and Founding

1.2 التعريف والمهمة: Definition and Function

تصنف الجدران الاستنادية من المنشآت التي تؤدي مهمة احتجاز التربة بين منسوبين مختلفتين، سواءً أكان هذا الاختلاف طبيعي أو صناعي، إذ يمكن أن تكون التربة بين المنسوبين المذكورين أفقية أو مائلة باتجاه الجدار الاستنادي. كما تستخدم الجدران الاستنادية لمنع المنحدرات الترابية من الانزلاق.

تتعرض هذه المنشآت نتيجة المهام التي تقوم بها إلى الحمولات الجانبية المختلفة والناجمة عن دفع التربة الجافة أو الرطبة المتوضعة خلفها، وفي العديد من الحالات تتعرض بالإضافة لما ذكر إلى حمولات شاقولية ناجمة عن مصادر متعددة، كالأوزان الذاتية لكتل التربة فوق المنسوب الأعلى، وردود أفعال بعض العناصر الإنشائية التي يمكن أن تستند عليها مثل الأدراج والممرات وغيرها، علاوةً على الحمولات الحية الستاتيكية والديناميكية التي يولدها مرور العربات والآليات بجوار طرفي الجدار. وقد تم بحث هذه الحمولات في الفقرة (3.2) من هذا الفصل.

تعتبر الجدران الاستنادية من وجهة النظر الإنشائية عناصر تقاوم الحمولات المختلفة بفضل عملها المستوي الشاقولي حيث يمكن اعتباره خطياً في كثير من الحالات بغية تبسيط في الحسابات، من خلال دراسة مقطع عرضي للجدار.

يتم اختيار الجدران الاستنادية بناءً على الضرورات التي تفرضها طبيعة الموقع من نوعية تربة التأسيس وفروق المناسيب، ونوعية المواد التي يمكن أن تردم خلفها. ويستغنى عن هذه العناصر في الأماكن التي تسمح بأن تتوضع فيها التربة بميلها الطبيعية أو بميل أقل من ذلك. تلعب الجدران الخارجية في أقبية المباني المردومة كلياً أو جزئياً، دور الجدران الاستنادية من حيث تحملها لدفع التربة المردومة، إضافةً إلى تلقيها الحمولات الشاقولية التي تعتبر مطبقة على مستوياتها الوسطى، والتي تنقلها بلاطة سقوف الأقبية أو أعمدة المبنى المستند عليها. تعمل الجدران الاستنادية في الأقبية على حماية الأخيرة من المياه الراشحة عبر تربة الردم، وذلك بعد أن يتم عزل هذه الجدران وفقاً للشروط الفنية الخاصة بأعمال العزل، (انظر الفقرة 8.2). هذا وتقوم الجدران الاستنادية في المنشآت المائية إضافةً للمهام المذكورة، بحجز المياه فقط.

2.2 أنواع الجدران الاستنادية: Retaining Walls Types

تنفذ الجدران الاستنادية الخاصة بحجز التربة أو لمنع انزلاق المنحدرات من مواد متعددة كالبيتون العادي أو المسلح (المصبوب بالمكان أو مسبق الصنع) أو المغموس أو من البيتون المقذوف أحياناً، كما يمكن أن تنفذ من الحجر أو صفائح خشبية معالجة أو معدنية مطلية ضد التأكل. وغالباً ما يستخدم النوعان الآخران للأعمال المؤقتة.

تعتبر الجدران البيتونية (بمختلف أنواعها المسلح أو العادي أو المغموس) من أكثر أنواع الجدران الاستنادية استخداماً، نظراً لسهولة تنفيذها ولديمومتها العالية، إذ غالباً ما تتوافق هذه الجدران مع متطلبات الإنشاء مثل موقع التنفيذ والتكاليف وسرعة الإنجاز ومقاومة التربة وسهولة التشكيل المعماري وغيرها.

تؤدي الجدران الاستنادية مهامها الإنشائية بإحدى طريقتين أساسيتين هما:

1 - العمل الظفري للجدار.

2 - وزن أو كتلة الجدار.

يقسم هذا التصنيف الجدران الاستنادية إلى ظفرية وثقلية (أو كتلية). وغالباً ما تكون الجدران الاستنادية الظفرية من البيتون المسلح، في حين أن الجدران الكتلية تنفذ من البيتون الكتلي (أي المغموس) أو العادي. وتمتاز الجدران من البيتون المسلح قياساً بالجدران الكتلية، بإمكانية تحقيق الرشاقة حين الحاجة إلى ارتفاعات كبيرة نسبياً، بالإضافة إلى إمكانية إنشائها وتأسيسها على الترب الضعيفة، حيث يمكن أن تصل السماكات في بعض الحالات إلى ربع سماكة الجدار الكتلي الذي يؤدي نفس المهمة.

يمكن في بعض الحالات أن يكون المسقط الأفقي للجدار الاستنادي البيتوني المسلح قوسياً بدلاً من الشكل المستقيم. كما تختلف أشكال ونماذج الأساسات لهذه الجدران. وتبين مجموعة الأشكال (1.1.2) بعضاً من النماذج المختلفة للجدران البيتونية الأكثر استخداماً.

بالإضافة إلى الجدران الاستنادية هناك طرق أخرى لحجز التربة كالشدادات المختلفة (الأنكوراج والنيلينغ) وغيرها من العناصر التي بحثت في الجزء السادس من هذه الموسوعة. ونورد أخيراً تصنيفاً عاماً لهذه المنشآت كما في المخطط الانسيابي المبين في الشكل (2.1.2).

3.2 الحمولات المطبقة على الجدران الاستنادية:

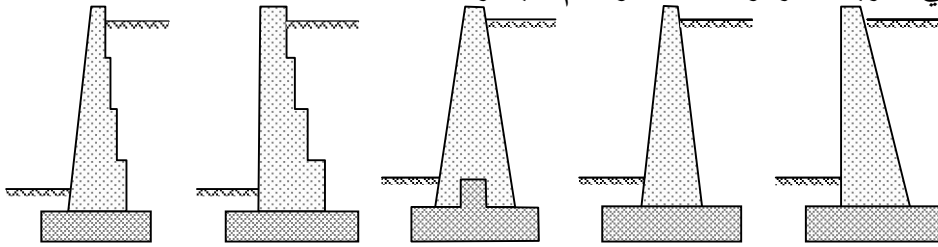
Loads Applied to Retaining Walls

1.3.2 الحالة العامة للحمولات على الجدران الاستنادية:

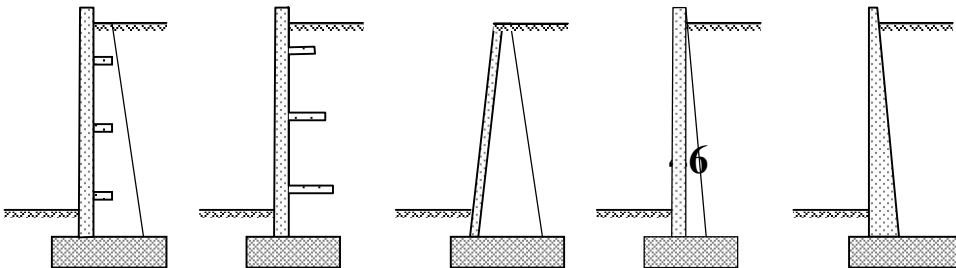
تخضع الجدران الاستنادية عموماً إلى قوى وحمولات مختلفة، تتلخص مصادرها فيما يلي:

1. الحمولات الناجمة عن الأوزان الذاتية، حيث تتولد هذه الحمولات عن كل من:

- الوزن الذاتي للجدار والعناصر الإنشائية التابعة له.
- الوزن الذاتي للتربة المردومة خلف وأمام الجدار.



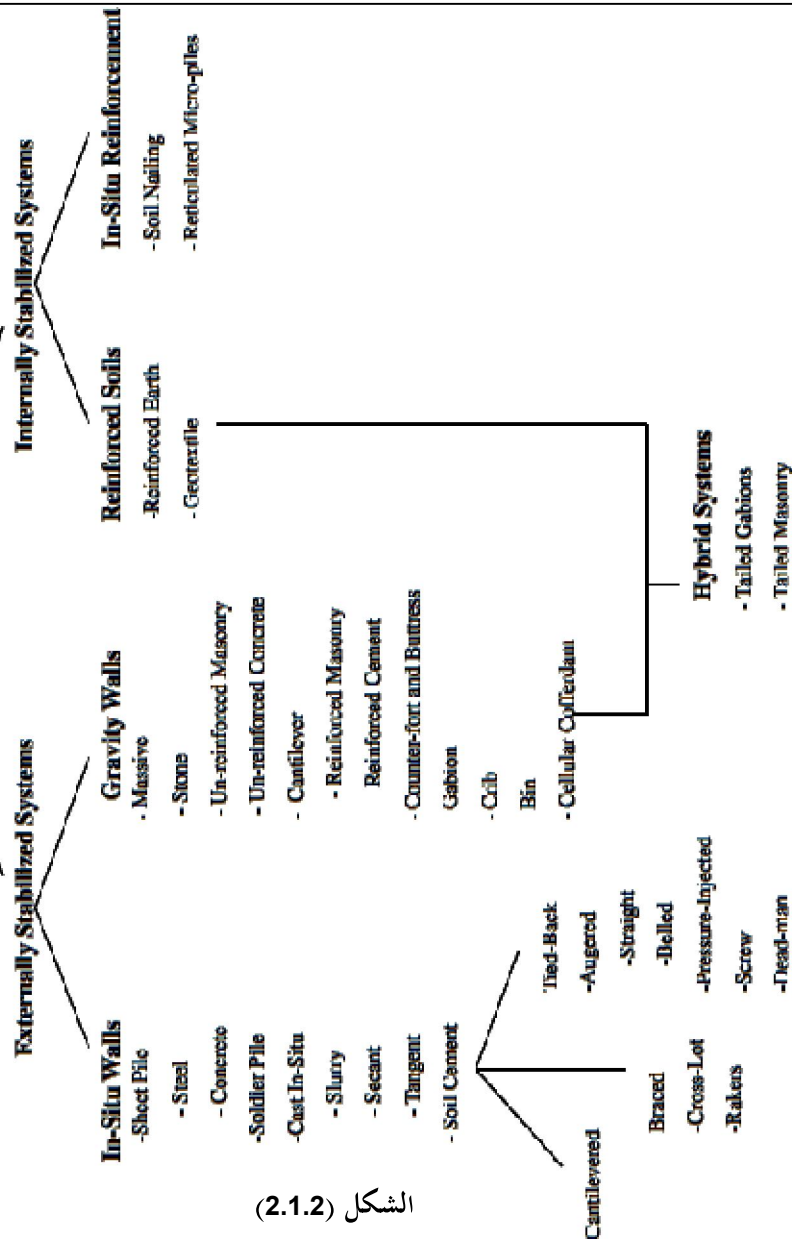
نماذج لمقاطع الجدران الاستنادية الكتلية



نماذج لمقاطع الجدران الاستنادية المسلحة



Earth-Retaining Structures



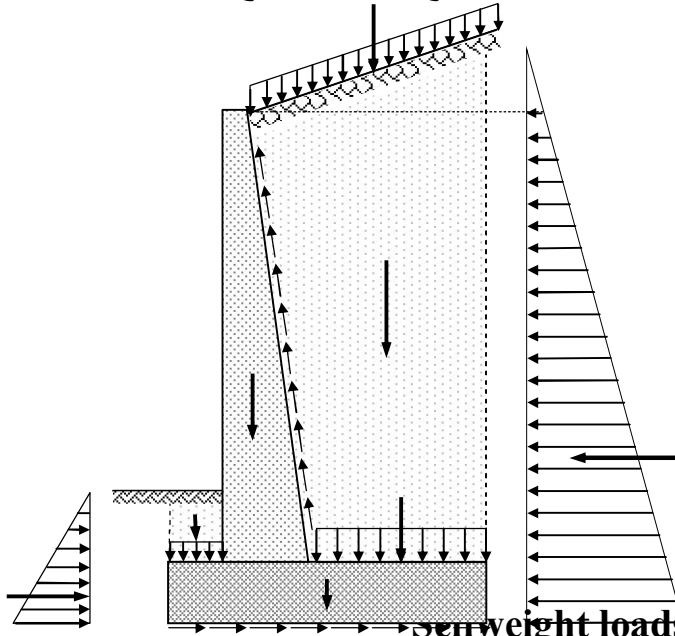
الشكل (2.1.2)

- الوزن الذاتي الجدار، كتلك الناجمة عن وتعتبر كافة هذه الحمولات الناجمة عن وزن هذه التربة (الحالة عن انتفاخ التربة تحت أقدامه إذا كانت تربة التأسيس

3. الحمولات الديناميكية الناجمة عن مصادر مختلفة كتوضع الآليات المولدة للحركة والاهتزاز فوق الأجزاء المردومة خلف الجدار، بالإضافة إلى تلك الناجمة عن عمليات التفجير في الترب المجاورة.

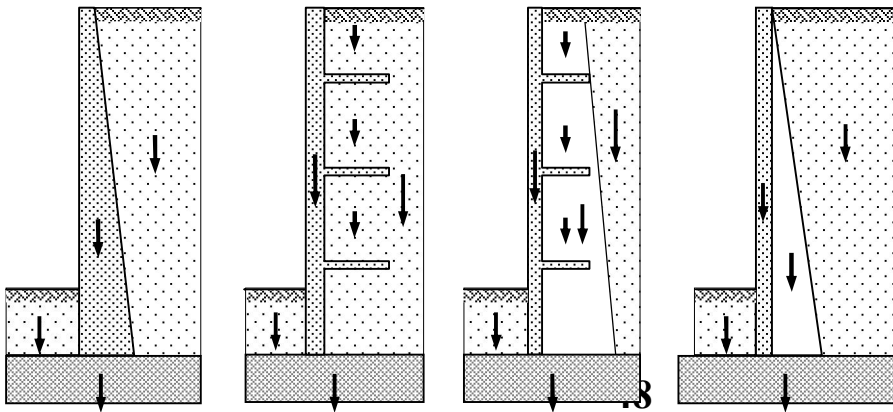
4. الحمولات المتولدة عن الزلازل أو الهزات الأرضية.
وقد تم تناول الأنواع المذكورة من الحمولات بشكل أكثر تفصيلاً في الفقرات أدناه.
يبين الشكل (2.2) الحالة العامة لتمثيل تطبيق الحمولات المختلفة على الجدران الاستنادية بشكل عام:

تتبادل الحمولات بين التربة والجدران الاستنادية كما جميع المنشآت، فنتيجة لتطبيق حمولات خارجية على الجدران بالإضافة إلى وزنها الذاتي، تنقل هذه الجدران حمولاتها إلى التربة عن طريق كل من السطح السفلي لأساس الجدار والسطوح الجانبية لجذع الجدار.



2.3.2 حمولات الوزن الذاتي: self weight loads

تنشأ هذه الحمولات عن كل من الوزن الذاتي لجذع الجدار والأساس وأعضاء الجدران الإنشائية الأخرى إن وجدت كبلطات التوازن الأفقية والمساند الخلفية الأفقية والشاقولية بالإضافة إلى الأوزان الذاتية للعناصر الإنشائية التي يمكن أن تستند الشكل (3.2) على الوزن الذاتي للتربة المردومة خلف وأمام الجدار. ويوضح الشكل (3.2) تمثيل هذه الحمولات لنماذج متعددة من الجدران الاستنادية.



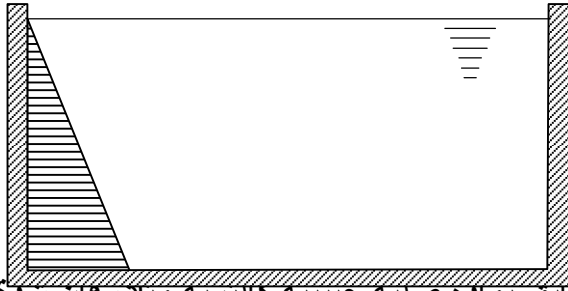
الأوزان في حالة الجدران الظرفية
الأوزان بوجود بلاطات توازن
الأوزان بوجود بلاطات ودعامات خلفية شبه منحرفة
الأوزان بوجود دعامات خلفية مثلثية

4.2 حمولات ضغط التربة: Soil Pressure load

بالإضافة إلى الوزن الذاتي للتربة خلف الجدران الاستنادية، تتعرض هذه المنشآت إلى حمولات أخرى مصدرها التربة أيضاً، تتمثل في الضغوط المختلفة المتبادلة بينها وبين الجدار، وقد تم تناول هذه الضغوط بالتفصيل في الفقرة التالية.

1.4.2 ضغط التربة على الحواجز:

عندما تتعرض جدران خزانات السوائل إلى الضغط الناجم عن هذه المواد، تكون شدة الضغط الأفقي أسفل الجدار مساوية إلى حاصل ضرب العمق بالوزن النوعي (يساوي الوزن الحجمي في السوائل) كما في الشكل (4.2).



إذا استبدل السائل في الشكل السابق بمادة صلبة حبيبية كالتراب مثلا، فإن سدة الضغط المذكورة تخفّض للسببين التاليين اللذان يتعلقان بحبيبات التربة (الشكل 4.2):

- قوى الاحتكاك بين الحبيبات الصلبة.

- إجهادات التماسك بين الحبيبات.

وتختلف قيم الاحتكاك والتماسك هذه بحسب نوع التربة.

يتولد ضغط التربة المحجوزة خلف الجدران الاستنادية، عن محاولة حجم معين من كتلة هذه التربة الانزلاق باتجاه الجدار، مع الإشارة إلى أن خصائص التربة خلف تلك الجدران تتغير مع الزمن بسبب تغير الرطوبة ونسبة الارتصاص فيها.

ظهرت نظريات ضغط المواد السائبة على الحواجز من قبل المهندس الفرنسي (هنري كولون) في عام (1773) حين قدم أول بحث يتعلق بالمواد المذكورة (انظر مقدمة الكتاب)، فقد كان هذا البحث وعلى مدى سنوات طويلة بمثابة النظرية الوحيدة في هذا المجال، حيث طبقت بنجاح في حساب ضغط التربة على الجدران الاستنادية.

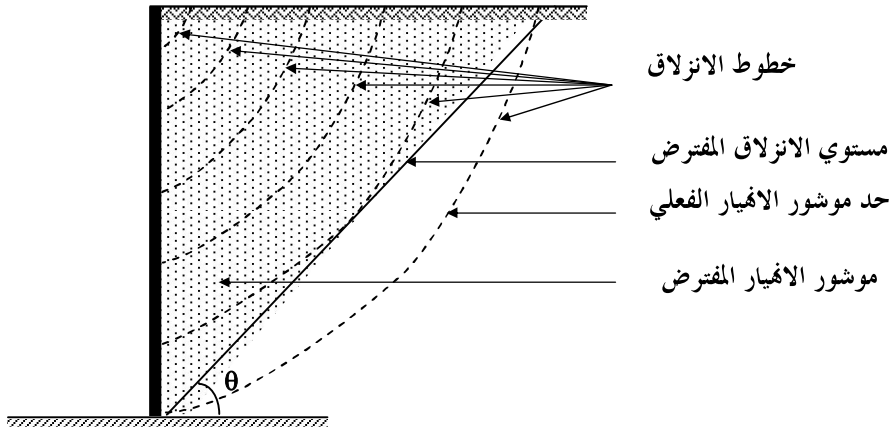
تم تطوير النظرية المذكورة على يد العالم (رانكين) في منتصف القرن التاسع عشر. وفي عام (1885) نشر العالم (بوسينسك) في فرنسا بحثاً حول توزيع الإجهادات الناجمة عن تأثير القوة المركزة في التربة المرنة، والذي أصبح فيما بعد أساساً لتحديد الإجهادات في التربة عند تعرضها لمختلف أنواع الحمولات.

في عام (1923) وضع العالم السوفييتي (بوزيرفسكى) النظرية العامة للإجهادات في تربة باستخدام نظرية المرونة في حساب القواعد الأرضية.

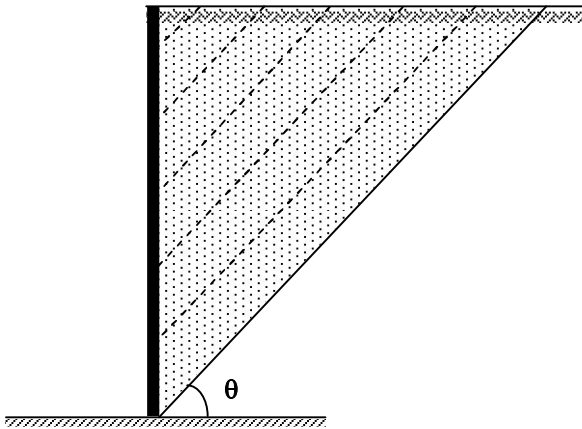
تتحرك الجدران الاستنادية أثناء تعرضها إلى قوى الدفع الأفقية أو المائلة، باتجاه التربة أو بعيداً عنها. ومن أجل مسافة محددة للانزياح المذكور، تصل الجدران إلى حالة توازن حرج، تبدأ بعده كتلة التربة المحجوزة بالانهيار. حيث تنزلق الحبيبات عبر سطوح منحنية تدعى بسطوح الانزلاق كما في الشكل (5.2).

تنحصر مسألة تحديد ضغط التربة الفعلي على الجدار الاستنادي بمعرفة سطوح الانزلاق بدقة، من أجل ذلك جرى تبسيط المسألة بافتراض عدة تقريبات كتجانس التربة خلف الجدار واعتبار سطح موشور الانهيار مستوياً ويحدده خط مستقيم يميل عن الأفق بزاوية (α) . وضمن هذه الافتراضات تصبح الجملة المطلوب دراستها كما في الشكل (6.2).

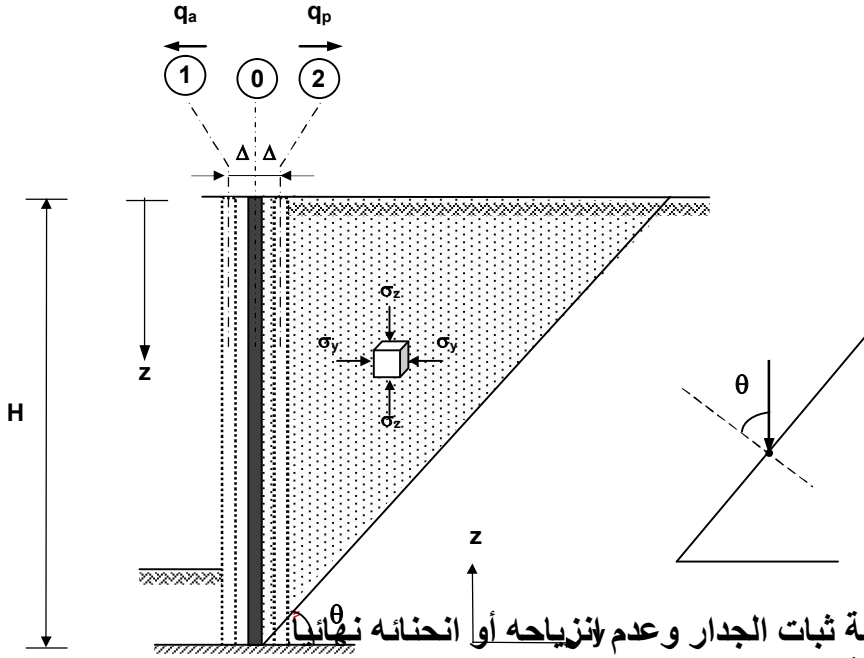
تتعلق قيمة الزاوية (α) التي تحدد ميل موشور الانهيار أو الانزلاق، بكل من زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (ϕ) وشكل الجدار الحاجز لها (أي بالاحتكاك بين الجدار وتربة الردم)، وعلى ضوء ما سبق يمكن تبسيط مفهوم تبادل القوى بين الجدار والتربة ضمن ثلاثة حالات موضحة في الشكل (7.2). وهذه الحالات هي:



الشكل (5.2) الجدار والمنحدر بحسب الواقع



الشكل (6.2) الجدار والمنحدر بحسب الافتراضات



1. الحالة (0) - حالة ثبات الجدار وعدم انزياحه أو انحنائه نهائياً.
 2. الحالة (1) - حالة انزياح الجدار بالاتجاه المكشوف في الشكل (7.2).
 3. الحالة (2) - حالة انزياح الجدار بالاتجاه المردوم أو باتجاه التربة.
- وتتناول الفقرات التالية هذه الحالات بإيجاز. انظر الأمثلة في الفصل السادس.

2.4.2 ضغط التربة في وضع الراحة: Soil Pressure at Rest

إذا لم يحدث أي انزياح للجدار باتجاه التربة أو بالاتجاه المعاكس، يكون الضغط الحدي في التربة مستقلاً عن وجود الجدار، وكأن التربة كتلة متوازنة بذاتها، حيث يدعى الضغط في هذه الحالة بالضغط في وضع الراحة ويرمز له بالرمز (q_0) .
يدرس هذا الضغط على عمق (z) كما يلي.
لنأخذ عنصر جزيئي صغير من التربة على العمق المذكور اعتباراً من السطح (z) كما في الشكل السابق، فنجد أن الإجهاد الشاقولي المطبق عليه هو:

$$s_z = g \cdot z \quad (1.2)$$

حيث $(\square)$ الوزن الحجمي للتربة خلف الجدار.
وباعتبار أن التربة تتعرض لتوسع جانبي تحت هذا الإجهاد، يتولد إجهاد أفقي يطبق على العنصر المدروس في الاتجاه المذكور (y) هو:

$$\square_y = f_0 \cdot \square_z \quad (2.2)$$

حيث (f_0) معامل يتعلق بنوع التربة. ويدعى بمعامل الضغط الجانبي في وضع الراحة، ويعطى بالعلاقة التالية:

$$f_0 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$$

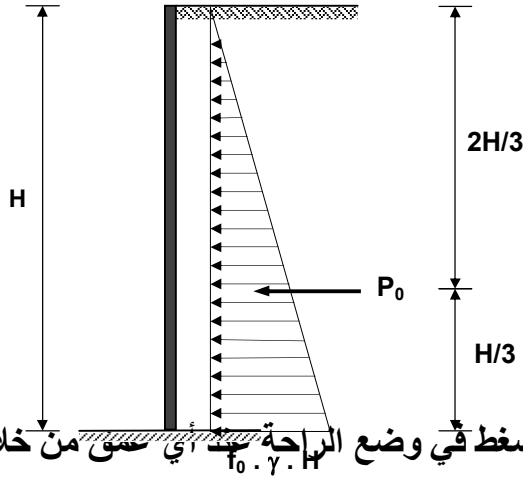
حيث (μ_0) معامل التمدد أو التوسع الجانبي للتربة (معامل بواسون).
بالتبديل في العلاقة (2.2) نجد:

$$s_y = f_0 \cdot g \cdot z = q_r \quad (3.2)$$

يكون مخطط ضغط التربة في وضع الراحة من أجل جدار ارتفاعه (H) كما في الشكل (8.2)... انظر الأمثلة من الفصل السادس.

بطريقة أخرى يعطى معامل الضغط الجانبي في وضع الراحة (f_0) بدلالة زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (ϕ) بالعلاقة التالية:

$$f_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.2)$$



ومن خلال هذه العلاقة يمكن تحديد الضغط في وضع الراحة في أي عمق من خلال معرفة خصائص التربة خلف الجدار.

نحصل من خلال ما سبق على قوة الضغط الكلية في وضع الراحة والتي تساوي مساحة مثلث الضغط كما يلي:

$$P_0 = \frac{H}{2} (f_0 \cdot \gamma \cdot H) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 (1 - \sin \phi) \quad (5.2)$$

وتطبق هذه القوة في مركز ثقل مثلث الضغط، أي على عمق من السطح قدره $(2H / 3)$.

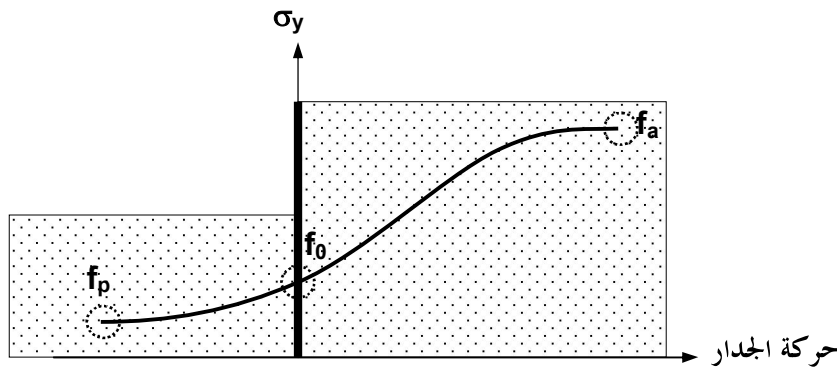
2. الحالة (1) - حالة انزياح الجدار بالاتجاه المكشوف (الجهة الأمامية):

يكون الضغط الحدي المؤثر في هذه الحالة هو الضغط الفعال (q_a) حيث تضغط التربة على الجدار.

3. الحالة (2) - حالة انزياح الجدار بالاتجاه المردوم (الجهة الخلفية):

يكون الضغط الحدي المؤثر في هذه الحالة هو الضغط السلبي (q_p) حيث ضغط الجدار على التربة.

أخيراً يبين الشكل (9.2) العلاقة التي تربط الإجهاد الأفقي (σ_y) بحركة الجدار تحت الضغط الإيجابي والسلبي وفي وضع الراحة.

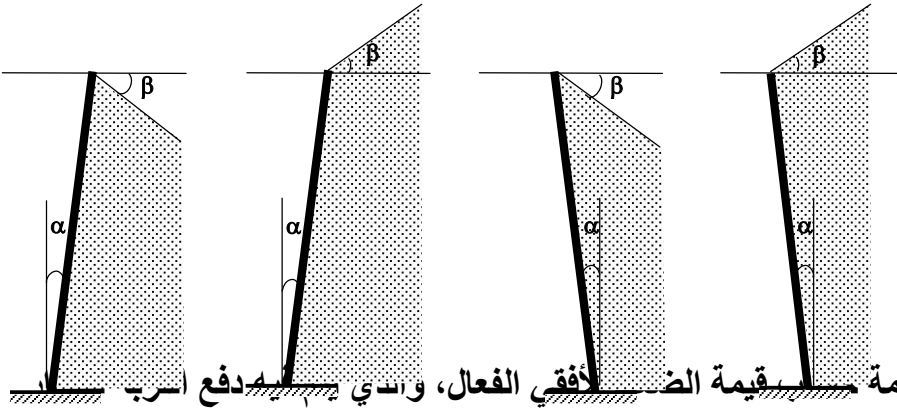


الشكل (9.2)

3.4.2 ضغط التربة الفعال: Active Soil Pressure

1.3.4.2 الضغط الفعال في حالة التربة المفككة:

يسبب الضغط الايجابي انقلاب الجدار الاستنادي، ففي الحالة الأكثر عمومية لهذه الجدران يكون سطح التربة المحتجزة خلف هذه الجدران مائلاً عن الأفق بزاوية ما (α) . كما يكون سطح الجدار الملامس للتربة مائلاً أيضاً عن الشاقول بزاوية (β) ، وذلك كما في الشكل (10.2).



يمكن في الحالة العامة من القيمة الضريبية الفعالة، والذي يدفعه استر
وانزياحه باتجاه الخارج، من خلال دراسة جملة (الجدار/التربة) إيجاد معادلات التوازن فيها.
لنأخذ مثلا الحالة العامة المبينة في الشكل (11.2)، ولنفترض ما يلي:

(□) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة.

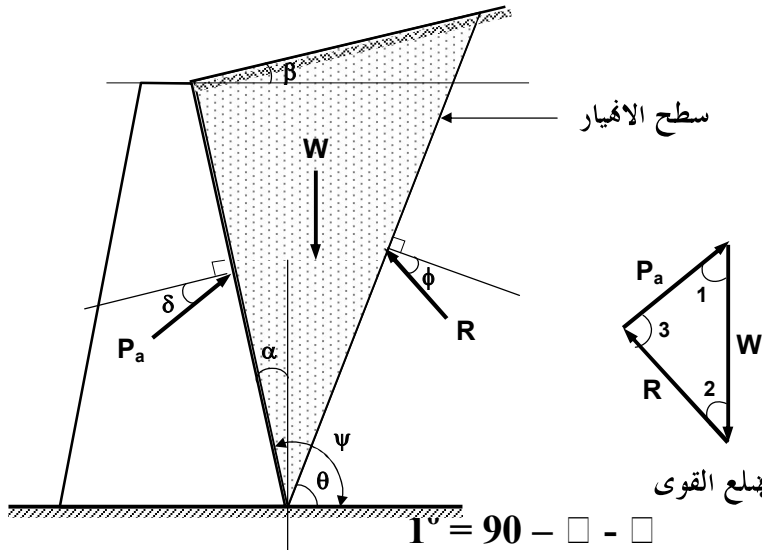
(□) زاوية الاحتكاك بين التربة وسطح الجدار الملامس لها، وتتراوح وفق النظم البريطانية

بين $(\frac{2}{3} - \frac{1}{2})$ ، كما يمكن أن تؤخذ في الحسابات العملية $(\frac{2}{3})$.

(q) زاوية ميل موشور الانهيار للتربة.

(□) زاوية ميل سطح الجدار الملامس للتربة عن الشاقول.

(□) زاوية ميل سطح التربة خلف الجدار عن الأفق.



الزوايا في مضلع القوى $\mathcal{M}$ $\square$
الزاوية (1):

الشكل (11.2)

$$\text{الزاوية (2): } 2^\circ = q - f$$

$$\text{الزاوية (3): } 3^\circ = 180 - 90 + \square + a + \square - f$$

وكافة الزوايا المذكورة أعلاه مقدرة بالدرجات.

(W) وزن التربة ضمن موشور الانهيار

(R) رد فعل التربة خلف موشور الانهيار، وهو يتعلق بالزاوية ($\square$) لأن التأثير بين كتلة

الموشور وبين التربة الأصلية متبادل.

(P_a) الضغط الفعال المتمثل برد فعل الجدار على موشور الانهيار، والمتعلق بالزاوية ($\square$).

نوجد معادلة التوازن من خلال عملية إسقاط بسيطة للقوى المؤثرة على موشور الانهيار

كما في مضع القوى الموضح في الشكل المذكور، ومنها نوجد قوة الضغط الفعال (P_a) كتابع

لزاوية ميل موشور الانهيار للتربة ($\square$).

ومن الوجهة الرياضية تكون قيمة (P_a) عظمى، عندما يكون تغير هذه القوة مع تغير

الزاوية ($\square$) معدوماً... أي أن ($dP_a / d\square = 0$).

تعتمد طريقة الحساب المبسطة هذه على عدة افتراضات تبسيطية منها مثلاً:

- قوى الاحتكاك بين الموشور والتربة الأصلية موزعاً بانتظام على طول المستوي المحدد

لموشور للانهيار.

- التربة المحتجزة خلف الجدار متجانسة.

بالنتيجة يتم الحصول على شدة الضغط الفعال من العلاقة التالية:

$$q_a = f_a \cdot \gamma \cdot H$$

حيث:

(f_a) معامل الضغط الفعال.

($\square$) الوزن الحجمي للتربة المحجوزة.

وتكون بالتالي قوة الضغط الفعال كما يلي:

$$P_a = \frac{H}{2} \cdot q_a = \frac{H}{2} (f_a \cdot \gamma \cdot H) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_a \quad (6.2)$$

وبعيداً عن الدخول بتفصيلات الحسابات النظرية يحسب معامل الضغط الفعال في هذه الحالة

من العلاقة التالية:

$$f_a = \frac{\cos^2 (\phi - \delta)}{\cos^2 (\alpha) \cdot \cos (\alpha + \delta) \cdot (1 + \sqrt{n})^2}$$

حيث:

$$n = \frac{\sin (\phi - \delta) \cdot \sin (\phi - \beta)}{\cos (\alpha + \delta) \cdot \cos (\alpha - \beta)}$$

إذاً:

$$f_a = \frac{\cos^2 (\phi - \delta)}{\cos^2 (\alpha) \cdot \cos (\alpha + \delta) \cdot (1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \cdot \sin (\phi - \beta)}{\cos (\alpha + \delta) \cdot \cos (\alpha - \beta)}})^2}$$

بتبديل ما سبق بالعلاقة (6.2) نحصل على قوة الضغط الفعال:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_a \quad (7.2)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2 (\phi - \delta)}{\cos^2 (\alpha) \cdot \cos (\alpha + \delta) \cdot (1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi - \delta) \cdot \sin (\phi - \beta)}{\cos (\alpha + \delta) \cdot \cos (\alpha - \beta)}})^2}$$

من الواضح أن هذه العلاقة ترتبط بالمتحولات التالية:

- خصائص التربة المختلفة كالوزن الحجمي وزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة والمسامية ونسبة الرطوبة ودرجة الإشباع...

- ميل سطح التربة المحتجرة خلف الجدار عن الأفق.

- ميل وجه الجدار الخلفي الملامس للتربة المحتجرة.

- الحمولات الإضافية التي يمكن أن تتوضع فوق سطح التربة المحتجرة.

لتبسيط الحساب وزيادة إجراءات الأمان يهمل في الدراسات العملية عادةً الاحتكاك بين التربة المحتجرة وسطح الجدار الملامس لها. ويقترب هذا الافتراض من الواقع كلما زادت نسبة الرطوبة في التربة، وتعتبر حالة الإشباع الأقرب لهذا الافتراض حيث تصبح مركبة الضغط الفعال على السطح الموازي لوجه الجدار الملامس لها قريبة من الصفر، ويصبح الضغط الكلي حينئذٍ مساوياً للضغط الناطمي على الجدار.

2.3.4.2 الضغط الفعال في حالة التربة المتماسكة:

إذا كانت التربة خلف الجدار متماسكة (كالتربة الزراعية أو الغضارية أو السيلتية) وجافة أو قليلة الرطوبة، ومعامل تماسكها (c)، فإن هذا التماسك يولد ضغطاً معاكساً على الجدار. ليخفف بذلك من قيمة الضغط الفعال. أما في حال زيادة الرطوبة فتزداد قيمة الضغط المذكور. لذلك نجد أن التربة المتماسكة المشبعة بالماء، تولد ضغطاً على الجدران الاستنادية أعلى من تلك المفككة الجافة.

في هذه الحالة تصبح العلاقة (6.2) كما يلي:

$$P_a = \frac{1}{2} (\gamma \cdot H^2 \cdot f_a) - 2c \cdot H \sqrt{f_a} \quad (8.2)$$

يمكن تمثيل الضغط النهائي الذي تعطيه هذه العلاقة كما في الشكل (12.2). يمثل (q_c) في هذا الشكل ضغط التماسك حيث يحسب من العلاقة التالية:

$$P_c = 2c \cdot H \sqrt{f_a} \quad (9.2)$$

ومن هذه العلاقة نوجد العمق (H_c):

$$H_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{f_a}}$$

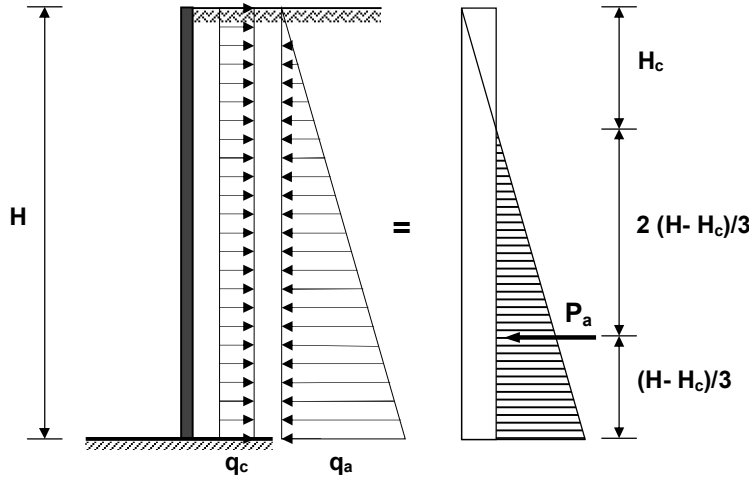
3.3.4.2 الضغط الفعال في الحالة البسيطة الأكثر انتشاراً:

في الحالات الأكثر شيوعاً للجدران الاستنادية كما في الشكل (13.2) يكون:

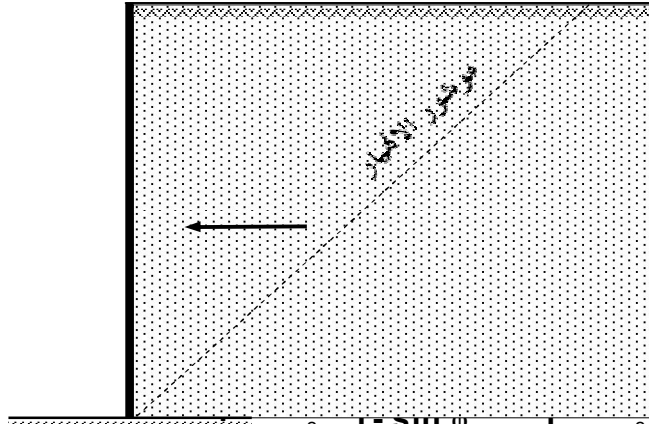
✓ الجدار شاقولي... أي أن (□ = 0°, y = 90°).

✓ التربة خلف الجدار أفقية... أي أن (□ = 0°).

✓ يهمل الاحتكاك بين التربة وسطح الجدار الملامس لها... أي أن (□ = 0°).



الشكل (12.2)



تصبح قيمة معامل الضغط الفعال

$$\tan^2(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}) \quad (10.2)$$

تبقى قيمة الضغط الفعال في هذا
بالنسبة للتربة المفككة

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi^\circ}{1 + \sin \phi^\circ} \right) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}) \quad (11.2)$$

بالنسبة للتربة المتماسكة كما في العلاقة (8.2):

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi^\circ}{1 + \sin \phi^\circ} \right) - 2c \cdot H \sqrt{\frac{1 - \sin \phi^\circ}{1 + \sin \phi^\circ}} \quad (12.2)$$

4.4.2 ضغط التربة السلبي: Passive Soil Pressure

يعرف الضغط السلبي والذي يدعى أحياناً بالضغط المعاكس بأنه ضغط الحاجز على التربة المحتجزة (على الجدار) حيث يعمل هذا الضغط فقط في الجدران الظرفية ليقاوم الانزلاق. في حال ضمان عدم حدوث حفر مستقبلي خلف الجدار (أي كشف الوجه المردوم للجدار)، يجب حساب الضغط السلبي في حالتي الانقلاب والانزلاق. ويهمل حساب هذا الضغط في حال توقع حدوث الحفر المذكور خلف الجدار.

تكون ظاهرة الضغط السلبي للتربة أكثر وضوحاً حين استخدام أوتاد التدعيم مثلاً أو في حالات استخدام شدادات التربة (موضوع الجزء السادس من هذه الموسوعة) أو حين جفاف التربة

التماسكة ذات الرطوبة العالية والمحتجزة خلف الجدار الاستنادي. ففي الحالة الأخيرة تبتعد التربة عن الجدار نتيجة الانكماش بسبب انخفاض الرطوبة فيها، وتصبح مسافة التباعد عظمى حين الجفاف التام.

نعتبر في مثل هذه الحالة وكأن الجدار ينزاح باتجاه التربة حتى يعود على تماس معها حيث يبدأ الضغط السلبي عليها.

يحسب الضغط السلبي بنفس طريقة حساب الضغط الفعال المذكور في الفقرتين (1.2.6.2) و (2.2.6.2) للتربة المفككة والتماسكة على التوالي.

1.4.4.2 الضغط السلبي في حالة التربة المفككة:

يمكن استخدام العلاقة (6.2) لحساب الضغط السلبي في التربة المفككة بعد استبدال معامل الضغط الفعال (f_a) بمعامل الضغط السلبي (f_p) كما يلي:

$$P_p = \frac{H}{2} \cdot q_p = \frac{H}{2} (f_p \cdot \gamma \cdot H) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_p \quad (13.2)$$

حيث تعطى (f_p) بالحالة العامة الموضحة في الشكل (10.2) كما يلي:

$$f_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot (1 - \sqrt{m})^2} \quad (14.2)$$

حيث:

$$m = \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \quad (15.2)$$

2.4.4.2 الضغط السلبي في حالة التربة التماسكة:

نستخدم العلاقة (8.2) على الصفحة (101) لحساب الضغط السلبي مع استبدال المعامل (f_a) بالمعامل (f_p) واستبدال إشارة (-) بإشارة (+) للحد الأخير أي:

$$P_a = \frac{1}{2} (\gamma \cdot H^2 \cdot f_p) + 2c \cdot H \sqrt{f_p} \quad (16.2)$$

3.4.6.2 الضغط السلبي في الحالة البسيطة الأكثر انتشاراً:

في الحالة الأكثر شيوعاً للجدران الاستنادية كما في الشكل (13.2) السابق يكون $\square = 0$, $y = 90$ و $(\square = 0)$ و $(\square = 0)$ ، وبالتالي تستخدم العلاقة (16.2) مع اعتبار أن:

$$f_a = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (17.2)$$

يعطي الجدول التالي حدود كل من الوزن الحجمي الجاف والوزن الحجمي الرطب وزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة المفككة.

يمكن الاستعانة بهذه القيم لتصميم الجدران الاستنادية ذات الارتفاعات الصغيرة. أما بالنسبة للجدران الكبيرة، فيجب الحصول على خصائص التربة خلف الجدران من التجارب المخبرية. كما يعطي الجدولان التاليان خصائص التربة الغضارية الجافة والرطبة والمشبعة. ويمكن الاستئناس بهذه الجداول لحساب الضغط الفعال والضغط السلبي... (انظر الفصل الأول من الجزء الأول لهذه الموسوعة).

خصائص التربة المفككة

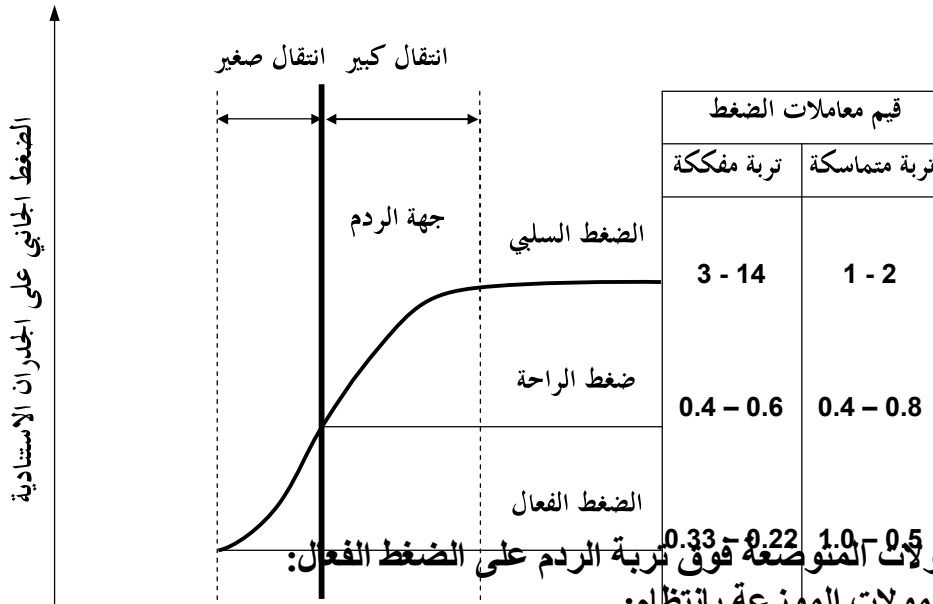
الوزن الحجمي □ t/m ³		زاوية الاحتكاك الداخلي ° □	نوع التربة
الرطب	الجاف		
-	73 – 1 20.2	35 – 45	البحص العادي
-	81.1	40	البحص الصفحي
-	04.2	35 – 45	خليط البحص والرمل
-	1.89	35 – 40	بحص الصخر المتفكك
-	1.57	30 – 35	الرمل الجاف
-	1.81 – 1.89	10 – 30	الرمل الرطب
1.89 – 2.20	1.73 – 1.89	40 – 45	الرمل منتظم التدرج
1.73 – 1.89	1.57 – 1.73	35 – 40	رمل الصخر المتفكك المنتظم
1.73 – 2.12	1.57 – 1.73	35 – 40	رمل سيلتي ناعم مرتص
1.57 – 1.73	1.41 – 1.57	30 – 35	رمل ناعم مفكك
1.89 – 2.04	1.57 – 1.73	35 – 40	رمل سيلتي خشن مرتص
1.65 – 1.89	1.41 – 1.57	30 – 35	رمل متوسط الخشونة مفكك
-	1.57 – 2.04	35 – 45	صخر غرانيتي
-	1.25 – 1.89	35 – 45	صخر بازالتي
-	1.25 – 1.89	35 – 45	صخر كلسي
-	1.50 – 1.90	35 – 45	حجر رملي أو كلسي

خصائص التربة الغضارية الجافة		
نوع التربة	الوزن الحجمي $\square$ t/m^3	إجهاد التماسك $c \text{ kg/m}^2$
غضار عادي جاف.	1.73	يحدد من الاختبارات
غضار مبلل يجف تدرجياً.	1.81	
غضار عادي رطب يجف تدرجياً.	1.89	
غضار كتلي رطب يجف تدرجياً.	1.96	
التربة الزراعية عموماً.	1.34	تطبق علاقة الغضار المشبع في حال عدم توفر النتائج المخبرية حيث $\square = 0$ (انظر الفصل الأول من الجزء الأول لهذه الموسوعة).
الأرض الطبيعية بشكل عام	1.57	
الأرض الطبيعية الجافة.	1.42	
الأرض الطبيعية الرطبة.	1.57	
الأرض الطبيعية الرطبة جداً.	1.65	
الأرض الطبيعية الموحلة.	1.57	

خصائص التربة الغضارية الرطبة والمشبعة بالماء			
نوع التربة	زاوية الاحتكاك الداخلي $\square^\circ$	الوزن الحجمي $\square$ t/m^3	إجهاد التماسك $c \text{ kg/m}^2$
غضار جلمودي قاسي مشبع.	16	1.9 – 2.2	> 1.70

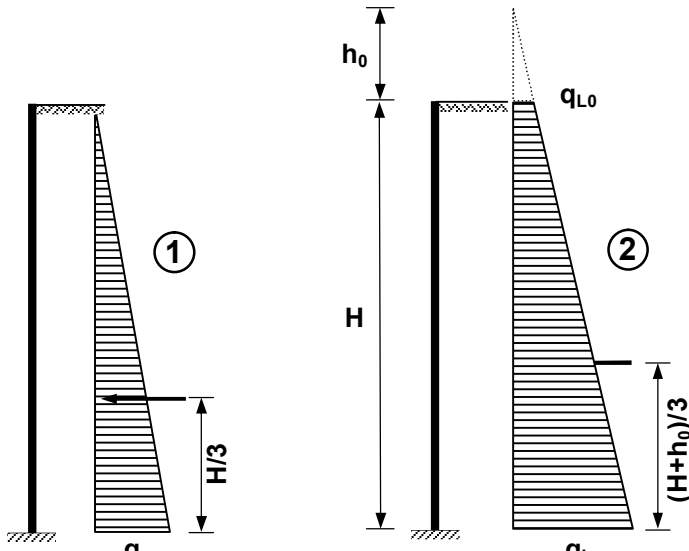
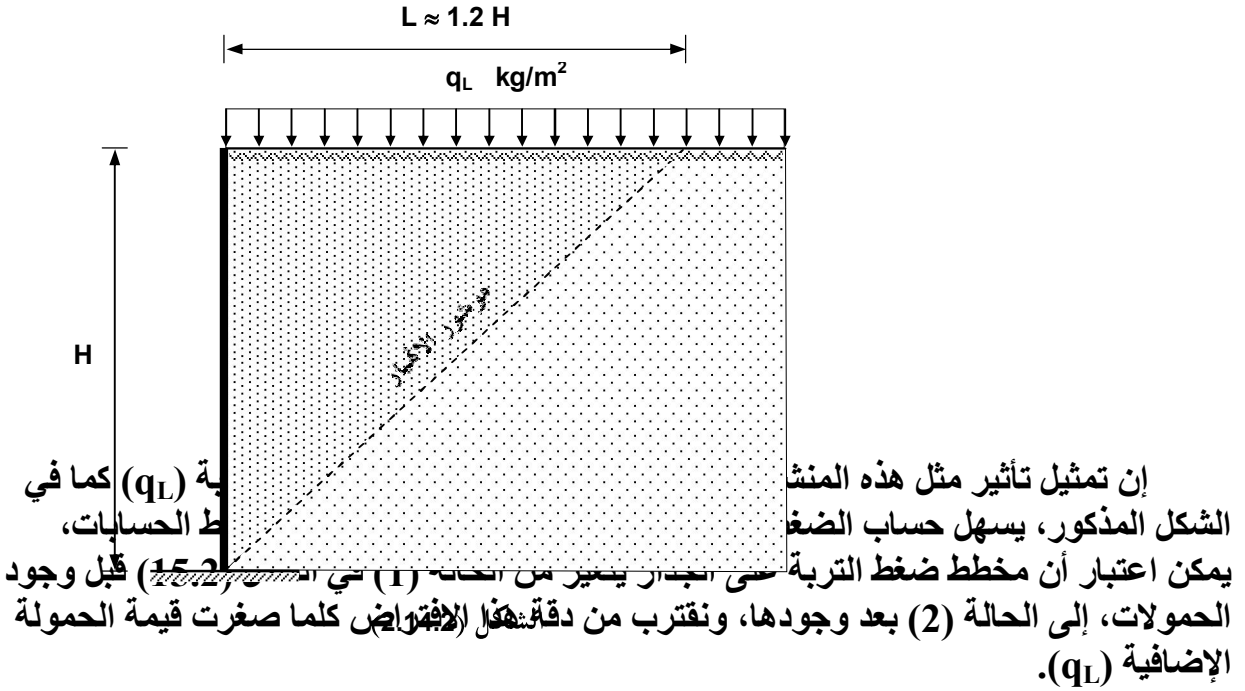
1.4 0 – 1.70	1.9 – 2.2	7	غضار صفيحي قاسي مشبع.
0.7 0 – 1.40	1.75 – 2.05	6	غضار عادي قاسي مشبع.
0.3 5 – 0.70	1.75 – 1.90	5	غضار عادي متوسط القساوة مشبع.
< 1.80	1.55 – 1.90	4	غضار عادي طري مشبع.
0.1 8 – 0.35	1.55 – 1.90	3	غضار عادي طري جداً مشبع.
0.3 2	1.55 – 1.90	3	غضار ملاطي طري مشبع.
0.2 1	1.55 – 1.90	0	غضار ملاطي طري جداً مشبع.
0.1 4 – 0.70	1.55	-	غضار رملي طري مشبع.
0.3 5 – 0.70	1.55	-	غضار رملي قاسي مشبع.

يبين الشكل (1.14.2) تمثيلاً لمفهوم ضغط التربة الجانبي في الحالات المختلفة، وذلك أنواعها المتماسكة أو المفككة، من خلال حركة الجدار.. باتجاه التربة المحتجزة أو بعكس هذا الاتجاه.



الشكل (1.14.2)

في حالات كثيرة تتوضع خلف الجدران الاستنادية طرق أو منشآت دائمة أو مؤقتة، أو غيرها مما يولد حمولات إضافية موزعة بانتظام على تربة الردم خلف الجدار. ينحصر تأثير الحمولات الإضافية فوق التربة خلف الجدار في مثل هذه الحالة ضمن موشور الانزلاق أو الانهيار فقط والذي يقدر بشكل تقريبي بحدود $(1.2 H)$ كما في الشكل (2.14.2).



بدراسة شريحة من الجدار عرضها يساوي واحدة الأطوال، يمكن افتراض أننا نستبدل الحمولة الإضافية (q_L) ، بطبقة ردم وهمية فوق سطح التربة كما في الشكل (1) عمقها (h_0) . كما يمكن أن نعتبر أن قيمة هذا العمق هو $(h_0 = q_L / \gamma)$ حيث (γ) الوزن الحجمي لتربة الردم خلف الجدار.

مع هذه الافتراضات يصبح حساب الضغط الفعال على الجدار بسيطاً حيث نستخدم العلاقتين (11.2) و (12.2) للتربة المفككة والتماسكة على التوالي.. أي:

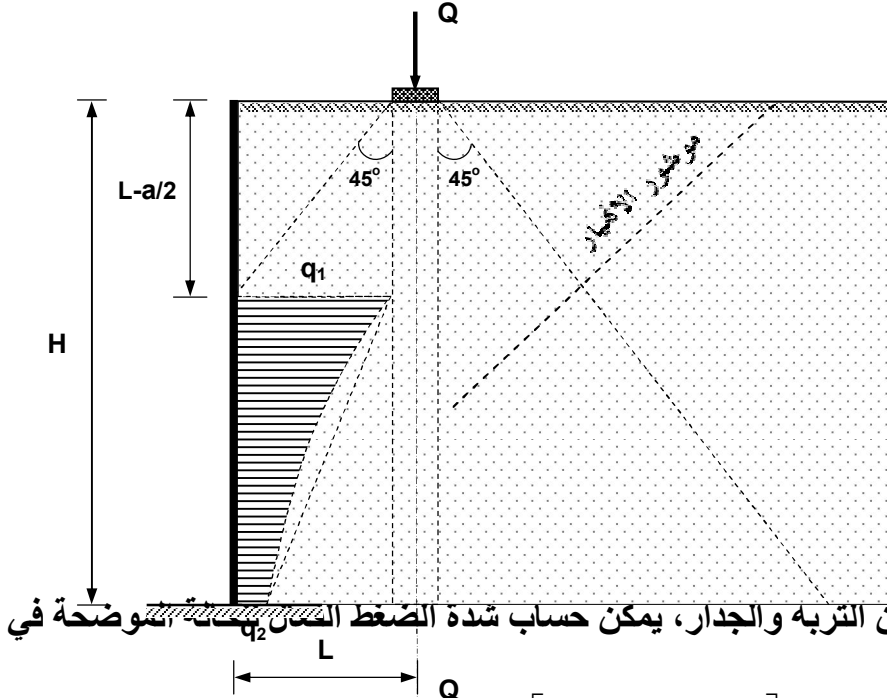
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot (H + h_0)^2 \cdot \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (18.2)$$

$$P_a = (H + h_0)^2 \left[\frac{1}{2} \gamma \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \sqrt{\tan^2(45 - \frac{\phi}{2})} \right] \quad (19.2)$$

2.5.4.2 حالة الحمولات المركزة:

يبين الشكل (16.2) حمولة مركز (Q) مطبقة على مساحة صغيرة فوق التربة خلف الجدار. حيث ينحصر تأثيرها على التربة ضمن حدود موشور الانزلاق.

يمكن التعامل مع هذه الحالة بافتراض أن الحمولة (Q) تنتشر بزاوية (45°) على عمق التربة، وتولد ضغطاً على الجدار ينخفض مع العمق ويضاف إلى الضغط الناجم عن تربة الردم.



مع إهمال الاحتكاك بين التربة والجدار، يمكن حساب شدة الضغط الناجم عن الحمولة (Q) في الشكل (16.2) كما يلي:

$$q_1 = \left[\frac{Q}{2L(2L + b - a)} \right] \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (19.2)$$

$$q_2 = \frac{Q}{(2H + b) \cdot (2H + L + \frac{a}{2})} \cos^2 \phi \quad (20.2)$$

حيث:

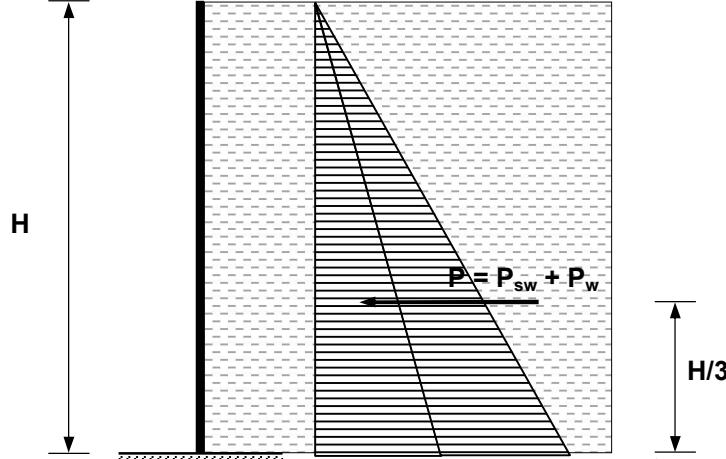
(L) بعد الحمولة المركزة عن الجدار.

(a , b) أبعاد المنطقة التي تطبق ضمنها الحمولة المركزة.

بعد حساب قيم (q1 , q2) يتم جمع مخطط شدة الضغط الناجم عن (Q) مع المخطط الناجم عن ضغط التربة خلف الجدار، وتحسب القوى المؤثرة عند منسوبي (q1) وأسفل الجدار.

6.4.2 تأثير الرطوبة والمياه الجوفية على الضغط الفعال:
يختلف ضغط التربة على الجدران الاستنادية بحسب نسبة الرطوبة فيها. ونميز هنا الحالات المذكورة في الفقرات التالية.

1.6.4.2 حالة تربة الردم المشبعة بالماء:
إذا تسربت المياه الجوفية أو السطحية إلى التربة خلف الجدار بحيث أصبحت مشبعة على كامل عمقها، يتغير تأثيرها على الجدار ليصبح مخطط شدة الضغط كما في الشكل (17.2).



تعطى شدة الضغط في هذه الحالة من حاصل جمع الضغط المتولد عن التربة المغمورة، مع ضغط الماء على الجدار. وذلك كما يلي:

الشكل (17.2)

$$q = q_{sw} + q_w$$

حيث:

$$q_{sw} = \gamma_{sw} \cdot H \cdot f_{a\ sw} = \gamma_{sw} \cdot H \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2})$$

$$q_w = \gamma_w \cdot H$$

إذا...

$$q = \gamma_{sw} \cdot H \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2}) + \gamma_w \cdot H$$

حيث:

(□_{sw}) الوزن الحجمي للتربة المغمورة بالماء، ويمكن اعتباره بشكل تقريبي بحدود (60%) من الوزن الحجمي الجاف.

(f_{sw}) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة المغمورة بالماء.

وتكون محصلة الضغط الكلية على الجدار:

$$P = P_{sw} + P_w$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma_{sw} \cdot H^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2}) + \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

$$P = \frac{H^2}{2} \left[\gamma_{sw} \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2}) + \gamma_w \right] \quad (21.2)$$

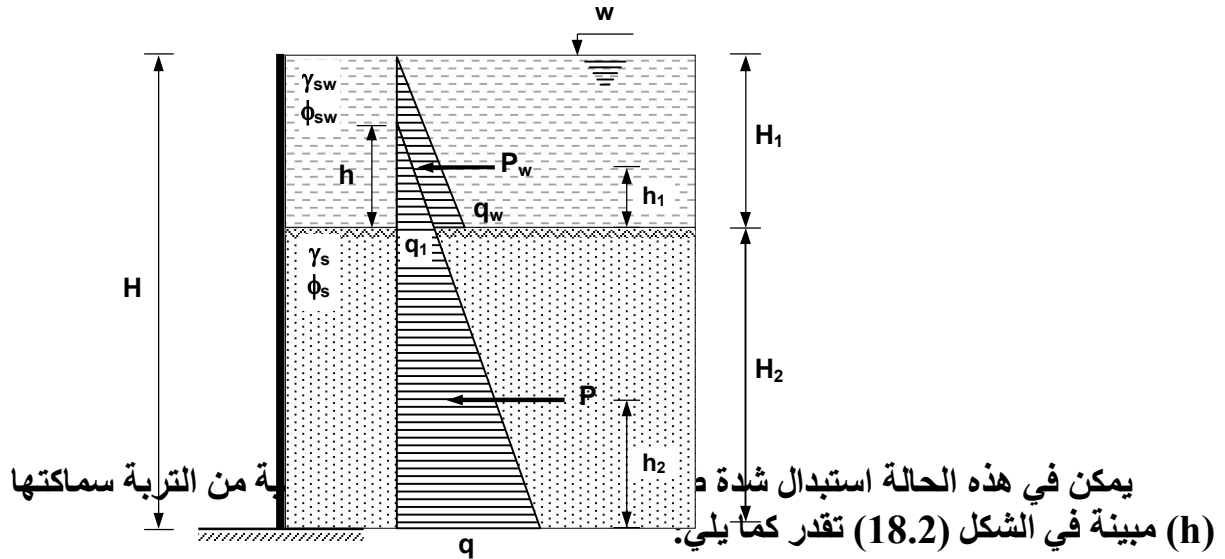
وتطبق هذه القوة على عمق من سطح التربة الأفقية يساوي ثلثي العمق الكلي للجدار $(2H/3)$.

2.6.4.2 حالة طبقة التربة العلوية من الردم مشبعة بالماء:

نصادف الكثير من الحالات التي تتسرب فيها المياه إلى تربة الردم خلف الجدار فتغمر طبقة علوية منها على عمق معين (H_1) كما في الشكل (18.2)، بحيث تبقى الطبقة السفلى (H_2) جافة. تحسب شدة الضغط الفعال الكلية في هذه الحالة من تأثير ضغط الماء في التربة المغمورة (q_w) ، وضغط التربة الجافة على الجدار (q_s) .

نوجد شدة ضغط التربة المشبعة والمساوي لضغط الماء في الجزء المغمور كما يلي:

$$q_{sw} = q_w = \gamma_{sw} \cdot H_1 = \gamma_w \cdot H_1$$



الشكل (18.2)

$$h = \frac{q_{sw}}{\gamma_s} = \frac{\gamma_{sw}}{\gamma_s} \cdot H_1$$

حيث:

$(\square_{sw})$ الوزن الحجمي للتربة المغمورة بالماء.

$(\square_{sw})$ زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة المغمورة بالماء.

وتكون في هذه الحالة شدة الضغط (q_1) الموضحة في الشكل هي:

$$q_1 = \gamma_s \cdot h \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_s^\circ}{2})$$

تصبح إذا شدة الضغط الكلية بعد تعديل ضغط الماء:

$$q = \gamma_s \cdot (h + H_2) \cdot f_a = \gamma_s \cdot (h + H_2) \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_s^\circ}{2})$$

تصبح محصلة الضغط الفعال الكلية على الجدار بدلالة خصائص التربة الجافة:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H_2 (2h + H_2) \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_s^\circ}{2}) \quad (22.2)$$

3.6.4.2 حالة طبقة التربة السفلية من الردم مشبعة بالماء:

عندما ترتفع المياه الجوفية إلى منسوب معين (H_2) كما في الشكل (19.2)، يصبح جزء من تربة الردم مغموراً كلياً. وفي هذه الحالة يصبح مخطط الضغط كما في الشكل المذكور، مع اعتبار أن التربة الموجودة على ارتفاع (H_1) جافة.

يحسب الضغط الفعال الكلي على الجدار الاستنادي من حاصل جمع الضغوط الجزئية الموضحة في الشكل (19.2) كما يلي:

$$q = q_2 + q_3 + q_w \quad (23.2)$$

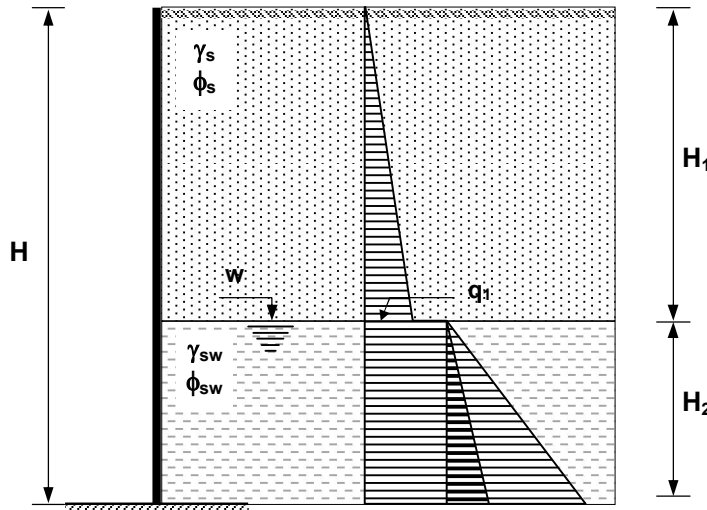
نحسب هذه الضغوط الجزئية كما يلي:

- شدة الضغط الفعال للتربة الجافة عند العمق (H_1) كما يلي:

$$q_1 = \gamma_s \cdot H_1 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_s^0}{2})$$

- شدة الضغط الناجمة عن وزن طبقة التربة فوق العمق (H_1):

$$q_2 = \gamma_s \cdot H_1$$



- السماكة المكافئة لطبقة من التربة المغمورة والتي تولد ضغطاً شدته (q_2):

$$h = \frac{q_2}{\gamma_{sw}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{sw}} H_1$$

الشكل (19.2)

- شدة الضغط الفعال للتربة المغمورة عند العمق (H_1):

$$q_2 = \gamma_{sw} \cdot h \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2})$$

$$q_2 = \gamma_{sw} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_{sw}} \cdot H_1 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2})$$

إذا...

$$q_2 = \gamma_s \cdot H_1 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^0}{2})$$

- شدة ضغط الماء أسفل الجدار:

$$q_w = \gamma_{sw} \cdot H_2$$

- شدة الضغط الفعال للتربة المغمورة أسفل الجدار:

$$q_3 = \gamma_{sw} \cdot H_2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{sw}^\circ}{2})$$

بعد حساب هذه الضغوط يتم إيجاد محصلتي الضغط الفعال في جزئي التربة الجاف والمغمور.

ملاحظة:

في حال وجدت حمولة موزعة بانتظام فوق تربة الردم، تضاف تأثيراتها إلى شدة الضغط الجزئية المذكورة وفق ما ورد في الفقرتين (1.5.4.2) و (2.5.4.2) من هذا الفصل. وفي حال كان هناك ردم جزئي أمام الجدار فيجب أخذه بالاعتبار وفق الفقرة (4.4.2) وتوابعها.

5.2 متطلبات تصميم الجدران الاستنادية:

بعد تعيين القوى المطبقة على الجدار الاستنادي، يتم تصميمه بهدف الوصول إلى تحقيق متطلبات الحالات الحدية للمقاومة والاستثمار، فبعد اختيار شكل الجدار يجري تحديد أبعاده الهندسية مع الأخذ بالاعتبار ما يلي:

1. توازن الجدار ضد الانقلاب وضد الانزلاق مع معامل امان مناسب لكل منهما.
2. عدم تجاوز تربة تأسيس الجدار لقيم الإجهادات المسموح فيها.
3. ألا يزيد أي من الهبوط الكلي للجدار، أو فرق الهبوط بين قطعتين منه مفصولتين بفصل، عن القيم المسموحة.
4. ألا يزيد مقدار الانزياح الجانبي لمستوي الجدار عن القيمة المسموحة.
5. ألا تزيد زاوية دوران مستوي الجدار عن القيمة المسموحة.
6. وضع التصميم الإنشائي لضمان أداء المقاطع الإنشائية المختلفة في الجدار من خلال اختيار الأبعاد وكميات التسليح المناسبة، وضمن الحدود الاقتصادية.

ملاحظة:

إذا كانت تربة التأسيس صخرية أو قاسية كالتربة الجصية القوية أو التربة الرملية الخشنة أو متوسطة الخشونة وعالية الارتصاص، أو ما شابهها من ترب، فلا داعي للتحقق من الحالات الواردة في البند (2 حتى 5) المذكورة أعلاه، شريطة تحقق ما يلي:

- لا يزيد الارتفاع الكلي للجدار الاستنادي عن (6 m).
- لا يقل عمق تربة التأسيس تحت الجدار من الأنواع المذكورة عن ثلاثة أمثال عرض قاعدة الجدار.

- لا تزيد الحمولة الإضافية الموزعة على سطح تربة الردم خلف الجدار عن (10 kN/m²).

6.2 الاستقرار والتوازن: Stability and Balance

1.6.2 حالات الانهيار: Collapse Cases

في الحالة العامة المبينة في الشكل (2.2) من هذا الفصل، قد تتعرض الجدران الاستنادية بتأثير الحمولات المطبقة عليها إلى انهيارات بأشكال مختلفة. ويمكن اعتماد أحد النمطين التاليين كمعايير للانهيار:

1. النمط الأول - حالة فقدان الاستقرار:

قد تتعرض هذه الجدران إلى فقدان الاستقرار لأحد الأسباب التالية:

- إما أن تدور حول النقطة (O_1) عند زاوية الأساس الخارجية، وتنقلب كما في الحالة (a) من الشكل (20.2)، وذلك بسبب انخفاض كتلة الجدار أو زيادة دفع التربة أو غيرها من الأسباب التي تجعل مجموع العزوم المسببة للانقلاب أو الدوران أكبر من تلك المثبتة للجدار، لذا يتم تأمين استقرار الجدار ضد الدوران باختيار معامل أمان مناسب يعطى بالعلاقة:

$$SF_o = \frac{\sum M_f}{\sum M_o} \quad (24.2)$$

حيث:

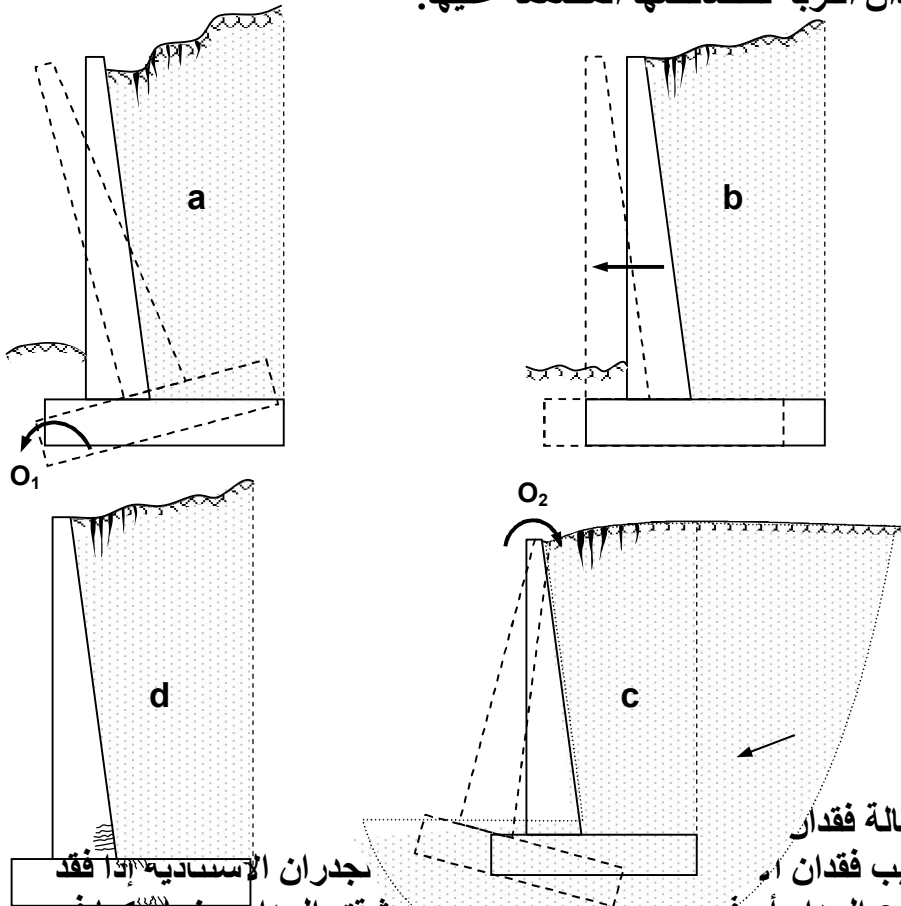
($\sum M_f$) مجموع عزوم القوى المثبتة للجدار حول النقطة (O_1).

($\sum M_o$) مجموع عزوم القوى المسببة للدوران أو الانقلاب.

يفضل ألا يقل معامل الأمان المذكور عن (1.2).

- أو أن تنزلق ككتلة كاملة نحو الخارج كما في الحالة (b) من الشكل (21.2)، وذلك للأسباب التي تجعل مجموع القوى المسببة للانزلاق أكبر من تلك المثبتة للجدار.

- أو أن تدور حول النقطة (O_2) عند رأس الجدار، وتنقلب كما في الحالة (c) من الشكل (20.2)، بسبب فقدان التربة لخصائصها المصممة عليها.



2. النمط الثاني - حالة فقدان

إضافة للانهيال بسبب فقدان

البيتون أو التسليح في جذع الجدار أو في

الحالة (d) من الشكل (21.2) نتيجة عدم كفاية المعاصر أو انخفاض نسبة التسليح عن القيمة

جدران الإسنادية إذا فقد
جسق الجدار وينهار كما في

الشكل (20.2)

اللزامة. ويتم تفادي ذلك بتصميم المقاطع وفق الأسس المعروفة لتصميم البيتون المسلح. وقد بحثت هذه الموضوعات بالتفصيل في الفصول التالية من هذا الكتاب.
أخيراً:

يمكن في بعض الحالات التي لم يصل فيها الخلل في الأداء إلى مراحل حرجية، إعادة تأهيل الجدار من خلال عمليات تدعيم أو تقوية كما في الفقرات التالية.

2.6.2 أسباب الانهيار: Causes of Collapse

يمكن حصر الأسباب التي تؤدي إلى فقدان الجدران الاستنادية لعملها المطلوب بالأسباب المذكورة في الفقرات الأربع التالية:

1.2.6.2 أخطاء ناجمة عن تقييم خصائص التربة:

من ضمن الأخطاء البشرية التي قد يقع فيها بعض مهندسي الجيوتكنيك عدم التقييم الصحيح لتربة الردم خلف الجدار أو لتربة التأسيس.

أولاً - الأخطاء في تقييم تربة الردم خلف الجدران:

من المعروف أن العلاقات الحسابية لضغط التربة على الجدران الاستنادية تشتمل على العديد من خصائص التربة، كالوزن الحجمي والمسامية ونسبة الرطوبة وإجهاد التماسك وقوى الاحتكاك بين الحبيبات، بالإضافة إلى العديد من الخصائص الأخرى. وهذا عدا عن منسوب المياه الجوفية واحتمال تغيره مع الزمن.

إن أي خطأ في تقدير هذه الخصائص قد يؤدي مستقبلاً وبعد تنفيذ الجدران التي بني تصميمها على هذه القيم، إلى خلل في الأداء، وبالتالي قد يتعرض الجدار إلى فقدان المقاومة أو إلى فقدان الاستقرار.

ثانياً - الأخطاء في تقييم تربة التأسيس:

يمكن إيجاز مثل هذه الأخطاء الجيوتكنيكية بما يلي:

1. الخطأ في تقدير قدرة تحمل التربة المسموحة:

يؤدي هذا الخطأ إلى حدوث انهيار في التربة عند بعض المواقع تحت أساس الجدار الاستنادي، بتأثير الحمولات التي تتعرض لها، الأمر الذي ينعكس سلباً على مقاومة الجدار أو على استقراره، والذي نفذ بناءً على دراسة إنشائية اعتمدت القيم الخاطئة.

2. الخطأ في تقدير ازدياد الرطوبة في التربة بسبب تسرب المياه السطحية إلى تربة

التأسيس، أو بسبب ارتفاع المياه الجوفية. الأمر الذي يؤثر على كل من الوزن الحجمي والتماسك والاحتكاك وغيرها من الخصائص، وبالتالي على متانتها وقدرة تحملها للحمولات التصميمية.

3. الخطأ في تقدير قابلية التربة للانتفاخ والتوسع بسبب زيادة الرطوبة، أو الخطأ في تقدير

احتمال تجمد المياه المتواجدة فيها مما يسبب انخفاض في قدرة التحمل، عدا عن خلق ضغط معاكس على أساس الجدار.

4. الخطأ في تقدير مقاومة الاحتكاك بين تربة التأسيس وأساس الجدار، الأمر الذي قد يؤدي

إلى انزلاقه.

2.2.6.2 أخطاء ناجمة عن الدراسات الإنشائية:

تعتبر الحالات التالية من الأخطاء البشرية الأكثر شيوعاً والتي يمكن أن يقع فيها بعض

المصممين الإنشائيين:

1. القراءة غير الصحيحة لنتائج الحسابات الإنشائية، وإهمال المحاكمة المنطقية لهذه النتائج، أو لعدم استخدام الحس الهندسي بسبب غياب الخبرة السابقة.

2. التقييم الخاطئ لخصائص ومقاومات المواد المستخدمة (البيتون والفولاذ)

3. التقدير الخاطئ للحمولات التي يمكن أن يتعرض لها الجدار، وإهمال بعض الاحتمالات التصميمية، كحالة تطبيق حمولات حية فوق تربة الردم، أو عدم الأخذ بالحسبان الأحمال الدينامكية المحتملة كاحتمال التفجير في الترب المجاورة، أو إغفال تأثيرات الزلازل في منطقة نشطة زلزالياً.

4. الأخطاء في اختيار المقاطع ونسب التسليح وتفصيلاته الدقيقة.

5. أخطاء تصميمية تتعلق باختيار مقاطع يصعب تنفيذها بدقة، بالإضافة إلى الأخطاء التصميمية الأخرى.

3.2.5.2 أخطاء ناجمة عن التنفيذ:

يمكن إيجاز مثل هذه الأخطاء التنفيذية بما يلي:

1. التأسيس على طبقة من التربة المخلخلة، أو غير المطابقة لما جاء في تقرير الجيوتكنيك أو في الشروط الخاصة بالمشروع.

2. عدم التحقق من مقاومات المواد المطلوبة قبل استخدامها، ومطابقتها مع وثائق المشروع.

3. التوضع الخاطئ لقضبان التسليح في القالب.

4. انفصال البيتون بسبب الصب من ارتفاعات عالية، أو حدوث التعشيش بسبب إهمال الرج الأصولي، أو غير ذلك من أخطاء تنفيذ البيتون.

5. غياب المعالجة الصحيحة للبيتون بعد الصب.

6. إهمال المراقبة الفنية الصحيحة وفق الطرق والشروط المعروفة لهذه الأعمال.

7. أخطاء تنفيذية أخرى عديدة.

4.2.6.2 أخطاء ناجمة عن الاستثمار:

من أهم هذه الأخطاء زيادة الحمولات فوق موشور الانهيار أثناء فترة الاستثمار كتكديس كميات إضافية من الردم أو تطبيق حمولات أخرى لم تؤخذ بالاعتبار أثناء التصميم.

3.6.2 تقوية وتدعيم الجدران الاستنادية:

ذكرنا في بداية الفقرة (6.2) أعلاه، أن الجدران الاستنادية قد تتعرض في الحالة العامة إلى فقدان للاستقرار أو للمقاومة كلياً أو جزئياً، لأي من الأسباب التي وردت في الفقرات السابقة.

إن فقدان الجزئي للاستقرار أو للمقاومة لا يعني بالضرورة خروج الجدار عن العمل،

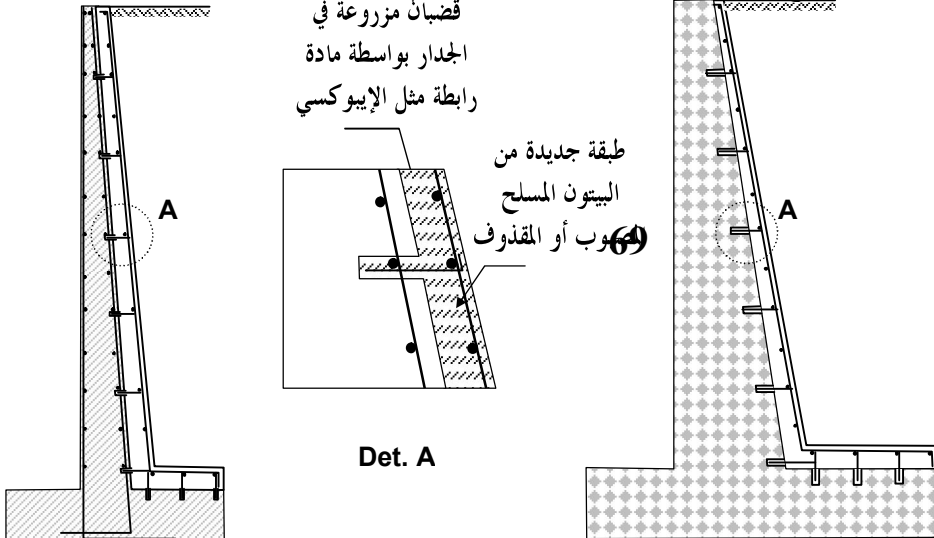
فهناك العديد من الحالات التي يمكن فيها إعادة تأهيل الجدار من خلال بعض أعمال التقوية

(strengthening) والتدعيم (supporting).

علاوة على ما سبق نحتاج أحياناً لتقوية بعض الجدران من أجل إضافة بعض الحمولات

عليها.

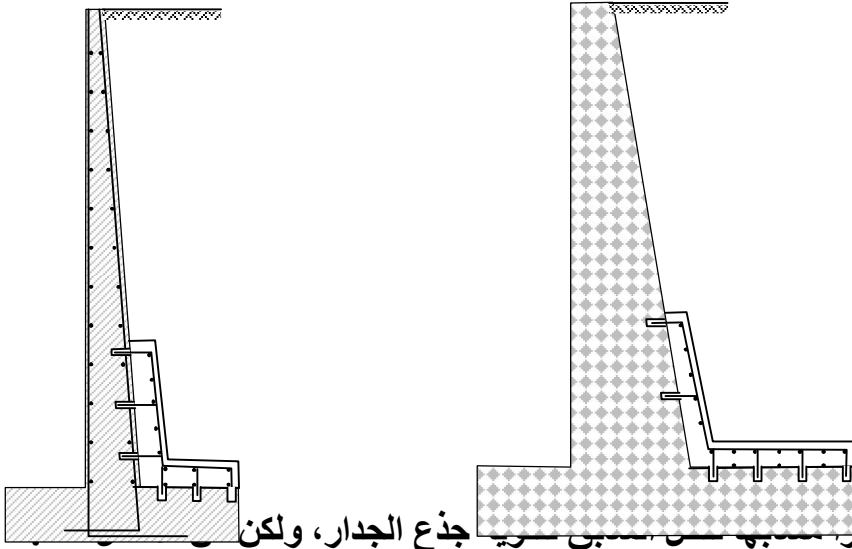
توضح الأشكال التالية نماذج لبعض طرق التقوية والتدعيم المستخدمة.



الشكل (21.2):

• يبين هذا الشكل إحدى الطرق المستخدمة في تقوية جذع الجدران الاستنادية سواءً أكانت من البيتون المسلح أو العادي، والضعيفة لتحمل إجهادات الشد الناجمة عن دفع التربة. تعتمد هذه الفكرة على زيادة المقطع الفعال للجدار لمقاومة عزوم الانعطاف وقوى القص في جذع الجدار.

تكمّن صعوبة هذا الحل في تفريغ التربة المحتجزة خلف الجدار. لذلك فاستخدام هذا الحل مفضل فقط قبل تنفيذ الردم، أو للجدران ذات الارتفاعات الصغيرة. توزع القضبان المزروعة على سطح الجدار بتباعدات معينة وفق الدراسة المسبقة لعملية التقوية.

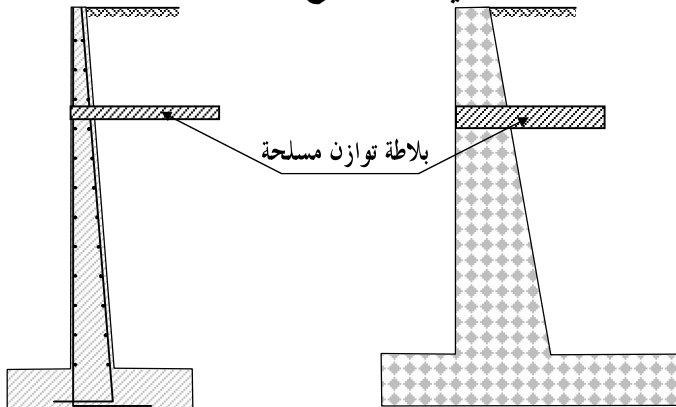


الشكل (22.2):

• يبين هذا الشكل حلاً آخر يستخدم لتقوية جذع الجدار، ولكن يمكن استخدامه في الجدران من البيتون العادي أو المسلح. حيث توزع القضبان المزروعة على سطح الجدار بتباعدات معينة بحسب دراسة مسبقة لعملية التقوية. كما يمكن تنفيذ هذا الحل أيضاً أمام الجدار في المنطقة المضغوطة.

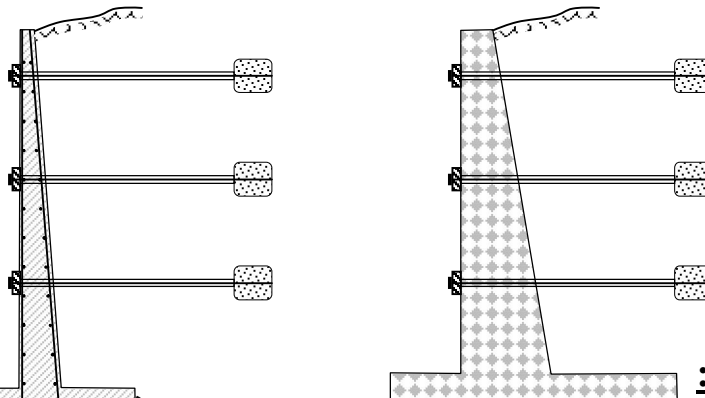
الشكل (23.2):

• يعتمد هذا الحل على زرع بلاطة توازن أعلى الجدار أو على عمق معين منه، بهدف زيادة ارتفاعه. ويستخدم أيضاً للجدران من البيتون العادي أو المسلح.



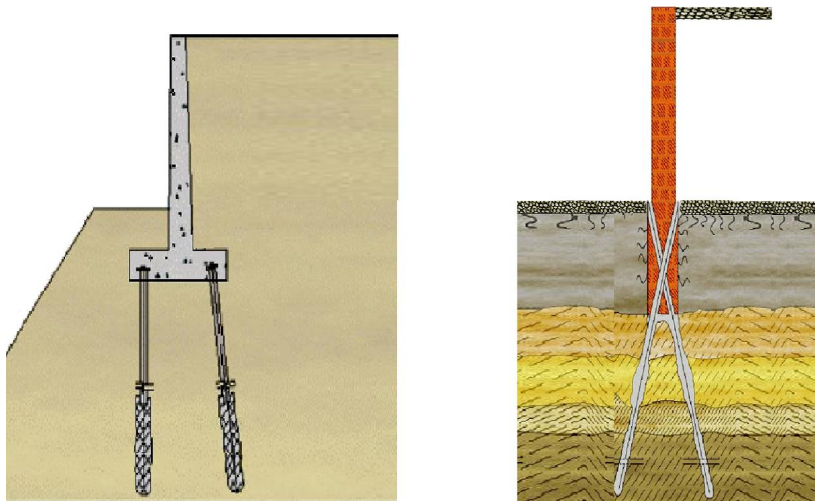
الشكل (23.2)

- **الشكل (24.2):** يبين الشكل نموذجاً لتدعيم جدار استنادي معرض للانقلاب ينفذ لسند منحدر بواسطة الشدادات (موضوع الجزء 6 من هذه الموسوعة)، يستخدم للجدران من البيتون العادي أو المسلح، شريطة أن تكون التربة خلف الجدار أصلية وغير مردومة (أي تشكل جزءاً من المنحدر أو الكتلة المحتجزة).



- **الشكل (25.2):** يبين هذا الشكل نماذج لتدعيم الجدران المعرضة للانقلاب بواسطة (موضوع الجزء الخامس من هذه الموسوعة)، يستخدم للجدران (من البيتون العادي أو المسلح). يمكن استخدام هذا النوع من التدعيم من جهة واحدة لأساسات الجدار وفقاً للحالة المدروسة.

تستخدم هذه الحلول في معظم حالات الجدران الاستنادية كجدران سند المنحدرات والجدران المخصصة لحجز تربة مردومة أو حتى في الجدران الاستنادية للأقبية.



الشكل (25.2)

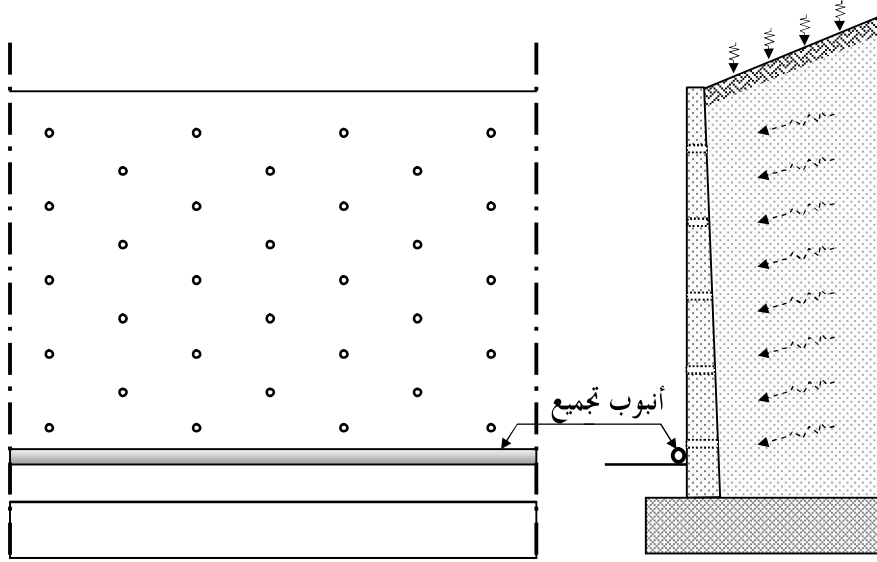
7.2 تصريف المياه من التربة:

Water Draining of Soil

حرصاً على الحفاظ على أداء الجدار الاستنادي، وعلى خصائص التربة المردومة خلفه، لابد من تصميم نظام صرف للمياه المتسربة إلى التربة خلف الجدار من الأمطار أو من مصادر أخرى، وذلك لكي لا يتعرض الجدار إلى ضغط هذه المياه بالإضافة إلى ضغط التربة. تتلخص أكثر أنظمة التصريف شيوعاً بالفكرتين المذكورتين في الفقرتين التاليتين، واللتي غالباً ما تستخدماً معاً في عملية التصريف المذكورة، مع الإشارة إلى ضرورة تنفيذ فواصل أثناء الصب على كامل الارتفاع وعلى طول الجدار الاستنادي وفقاً لما هو مذكور في الفقرة (2.6.2) أدناه.

1.6.2 فتحات التصريف ضمن الجدران الاستنادية:

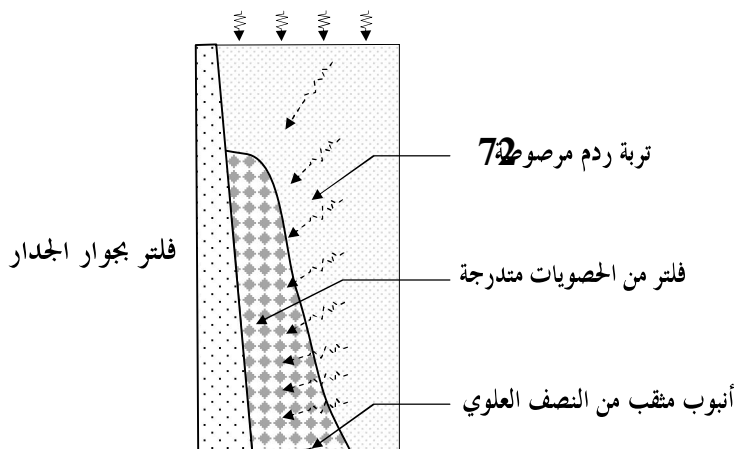
يعتمد هذا النظام على تنفيذ فتحات للتصريف في جذع الجدار الاستنادي (مصارف أو دماعات)، تكون عادة دائرية المقطع وتنفذ من خلال وضع أنابيب في القالب بأقطار وتباعدات تختلف باختلاف ارتفاع الجدار وبحسب طبيعة ومسامية التربة المردومة. وتتراوح أقطار هذه المصارف تتراوح بين (3 - 4 in) وتباعدات بحدود (1.5 - 2.5 m)، وذلك للجدران التي يتراوح ارتفاعها بين (6 - 10 m)، وتوزع على سطح الجدار بشكل شطرنجي لتشكل بذلك شبكة تصريف متكاملة كما في الشكل (26.2).

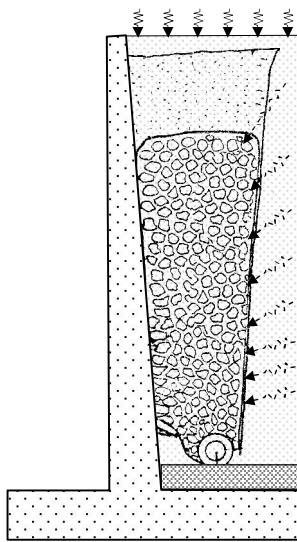


يتم هنا تجميع المياه المتسربة خلف الأنابيب (أنابيب تجميع مثقبة من نصفها العلوي) يتوضع أمام الجدار، ويتصل بدوره بمصرف عام أو بخزان تجميع.

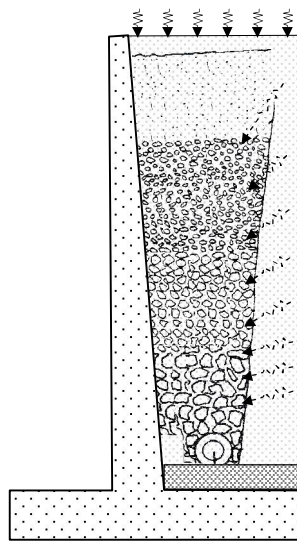
2.7.2 نظام الفلتر خلف الجدار:

بالإضافة إلى ما ذكر في الفقرة السابقة، يتم تنفيذ فلتر من الحصويات المتدرجة أو وحيدة التدرج خلف الجدار الاستنادي كما في الحالات المبينة في الأشكال (27.2) و (28.2) التالية.

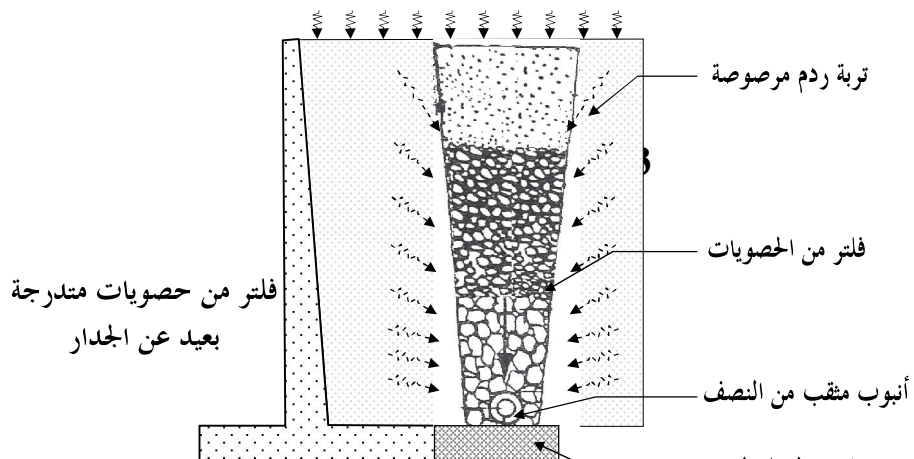




فلتر من حصويات وحيدة
التدرج بجوار الجدار



فلتر من حصويات متدرجة
بجوار الجدار



8.2 تأسيس الجدران الاستنادية:

يجب إيلاء أساسات الجدران الاستنادية أهمية خاصة من حيث اختيار الشكل والأبعاد وعمق التأسيس ومتطلبات التصميم كما في الفقرة التالية.

1.8.2 شروط تأسيس الجدران الاستنادية:

عند اختيار أساسات الجدران الاستنادية، يجب تحقيق المتطلبات التالية:

1. يجب أن يتم التأسيس على عمق مدروس يحقق متطلبات التربة الصالحة لذلك، حيث يقع منسوب أو مستوي التأسيس على عمق من سطح الأرض أخفض من الجهة الأمامية للجدار.
2. بعد اختيار العمق المطلوب وحفر التربة الطبيعية، يجب كشط طبقة من هذه التربة لا تقل سماكتها عن (20 – 30 cm)، ويستثنى من ذلك حالة التربة الصخرية المتوضعة على سطح الأرض مباشرة، حيث يتم التأسيس عليها بشكل مباشر.
3. يجب إزالة نواتج التربة المخلخلة من قاع الحفريات، والناجمة عن عملية الحفر وذلك بالطرق اليدوية.

4. يتم صب طبقة من بيتون النظافة تحت أساس الجدار بسماكة لا تقل عن (10 cm)، وبمحتوى من الإسمنت لا يقل عن (150 kg/m^3)، إلا في الحالات التي يتم فيها التأسيس على طبقة صخرية عميقة.

5. تكون سماكة الأساس ثابتة إذا كان ارتفاع الجدار ثابتاً على كامل طوله، والتربة تحته متجانسة. وما عدا ذلك يمكن للمصمم تغيير هذه السماكة على كامل الطول على أنه يفضل أن يكون السطح السفلي له واللامس للتربة على منسوب أفقي واحد.
6. يمكن في الحالة الأخيرة التي تتغير فيها سماكة الأساس، تغيير هذه السماكة بشكل مفاجئ أو متدرج، على ألا يزيد ميل التدرج الطولي للأساس عن (20%) كما في الحالات الموضحة في الشكل (29.2).

2.8.2 الفواصل في الجدران الاستنادية:

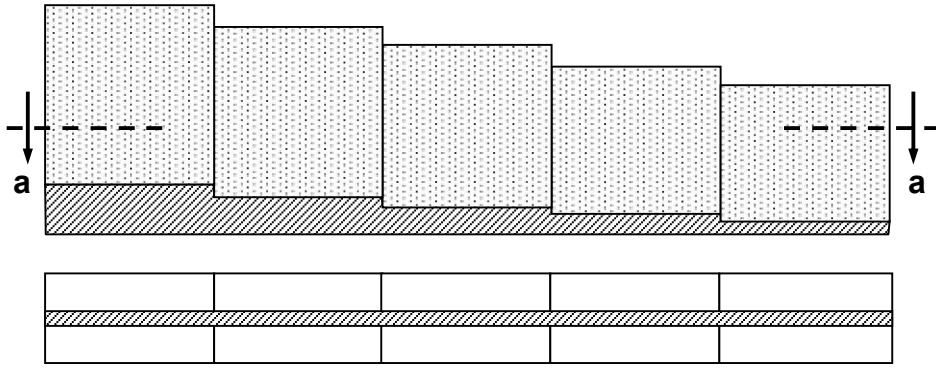
1.2.8.2 الفواصل في جذع الجدار:

تتشرط معظم الكودات تنفيذ فواصل صب في جذع الجدران الاستنادية يتراوح عرضها بين (1 – 3 cm).

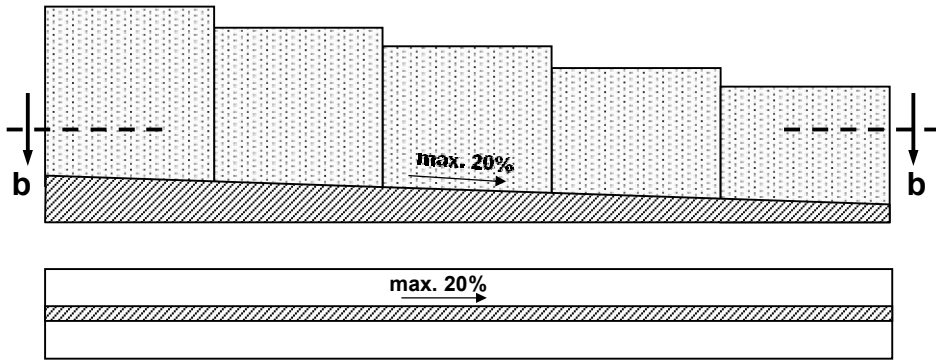
تنفذ هذه الفواصل أثناء الصب على مسافات مختلفة تتحكم فيها العوامل التالية:

- ارتفاع الجدار.
 - نوع التربة المحجوزة خلف الجدار.
 - الفروقات الحرارية التي يمكن أن يتعرض لها الجدار من الشروط البيئية المحيطة.
- تتراوح تباعدات الفواصل المذكورة كما يلي:

- ✓ بالنسبة للجدران الاستنادية البيتونية المسلحة بين (15 – 25 m).
- ✓ بالنسبة للجدران البيتونية الكتلية بين (5 – 10 m).



Sec. a-a



Sec. b-b

هناك العديد من المواد الكتيمة التي تستخدم كحلول لملئ الفواصل في الجدران الاستنادية (شرائح الووترستوب مثلاً) ويشترط في جميعها أن تغطي على وجهي الجدار بطبقة من المونة أو المواد الأخرى المرنة والكتيمة وذات الرباط المصمون مع البيتون. ويوضح الشكل (30.2) على الصفحة التالية، نموذجاً لإملاء هذه الفواصل على كامل ارتفاع الجدار.

2.2.8.2 الفواصل في أساس الجدار:

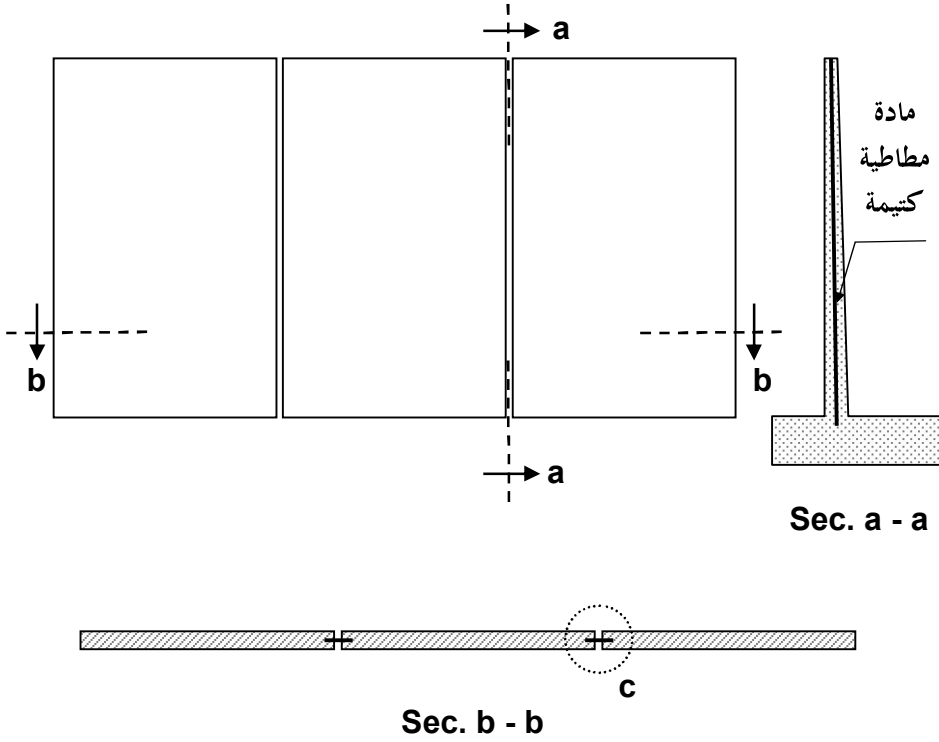
تتحكم بتباعدات الفواصل في أساسات هذه الجدران، والتي تعتبر فواصل هيوط، الشروط المتعلقة بكل من منسوب أعلى الجدار وتغير ارتفاعه والتأريض الأعلى طول الجدار.

بالعودة إلى الشكل (30.2) نجد إمكانية تأسيس الجدار متغير الارتفاع على أساس مستمر بدون فواصل، إذا كانت الشبكة متجانسة ومثابة واخيراً على شكل هيوطات معينة، إلا أنه لا يُفصح عن طريقة ألا يزيد طول الأساس في أي حال عن (60 – 75 m).

9.2 عزل الجدران الاستنادية:

بالإضافة إلى نظام تصريف المياه المتسربة إلى تربة الردم، يمكن استخدام أنواع متعددة من مواد العزل كالإسفلت السائل وطلاءات الإيبوكسي والرقائق البيتومينية وغيرها. وتعتبر شرائح أو الرقائق المصنوعة من مادة البولي إيثيلين من أكثرها انتشاراً،

تصنع مواد العزل من مركبات المطاط الطبيعي أو الصناعي أو خليط منهما بالإضافة إلى المواد المالئة. ويكون المطاط عادةً مقسى ولا يحتوي على شوائب كبريتية أو فقاعات هوائية أو كتل حبيبية.

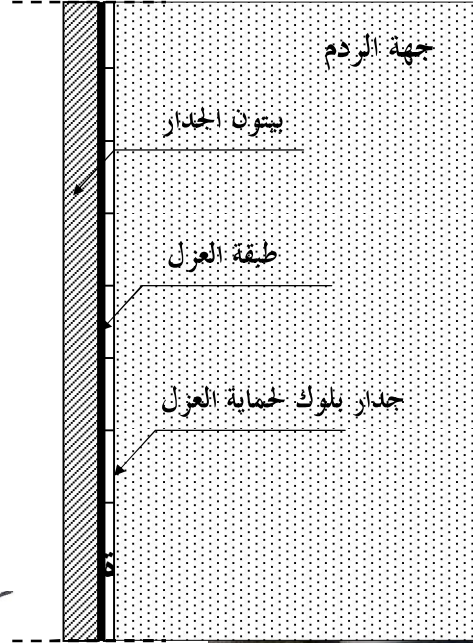


يتم إنتاج الرقائق المذكورة بسماكات مختلفة تتراوح بين (1 – 5 mm)، وتباع على هيئة لفائف بعرض يتراوح بين (80 – 150 cm)، حيث تتراوح الكتلة الحجمية للرقائق بين (1230 – 1270 kg/m³).

من أهم الشروط الفنية المطلوب تحقيقها في هذه المواد ما يلي:

- ألا يزيد التفاوت في السماكة
- لا تقل مقاومة الشد بالاتجاه الطولي بين (1.8 – 2.0 kN/mm²).
- لا تقل مقاومة الشد بالاتجاه العرضي بين (1.5 – 1.6 kN/mm²).
- لا تقل مقاومة التمزق بالاتجاه الطولي عن (3.5 kN/mm²).
- لا تقل مقاومة التمزق بالاتجاه العرضي عن (3.0 kN/mm²).
- لا يسمح بتسريب الماء المقطر من هذه المواد تحت ضغط (5 kg/cm²) (الشكل 30.2).
- يجب ألا تتأثر المواد المذكورة بالمياه المالحة.
- يجب أن تقاوم المحاليل المائية والحموض والأسس والغازات الحامضية.
- يجب حماية طبقة العزل من جميع الأضرار التي يمكن أن تلحق بها أثناء التنفيذ، ولا سيما قضبان التسليح وأشرطة التثبيت وتأثير العوامل الجوية، وإذا حدث أي ثقب أو تخريب في طبقة العزل، فيجب معالجة الثقب بالطرق التي تحددها الشركة الصانعة.
- يجب العناية بزوايا التقاء السطوح مع تدوير هذه الزوايا بمعجونة إسفلتية.

- عندما تكون طبقة العزل تحت مستوى المياه الجوفية فيجب المثابرة على ضخ المياه حتى يتم جفاف وتماسك الطبقة المانعة للماء على الناشف.
- يجب أن يكون السطح الخرساني المراد عزله مستوياً أملساً وخالياً من النتوءات أو الثقوب ونظيفاً من الغبار والشوائب والمواد الأخرى التي تعيق تركيب أو فعالية العزل، كما يجب أن يكون السطح المذكور جافاً تماماً.
- بجب حماية طبقة العزل بطريقة مناسبة، من أبسطها بناء جدار من البلوك الإسمنتي أو الآجر كما هو موضح في الشكل (31.2).



يوضح الشكل (23.2) كيفية



1. طلاء المادة اللاصقة تحت رقائق العزل
2. البدء بتثبيت رقائق العزل أعلى الجدار

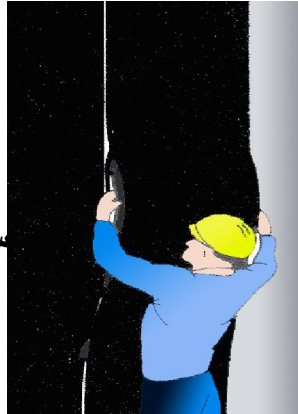
الفصل الثالث...

تصميم الجدران الاستنادية Retaining Walls

1.3 الجدران الاستنادية



سلج:



3. كيفية وضع الرقائق على الجدار فوق طبقة لاصقة
4. لصق الفواصل بين قطع العازل بالحرارة

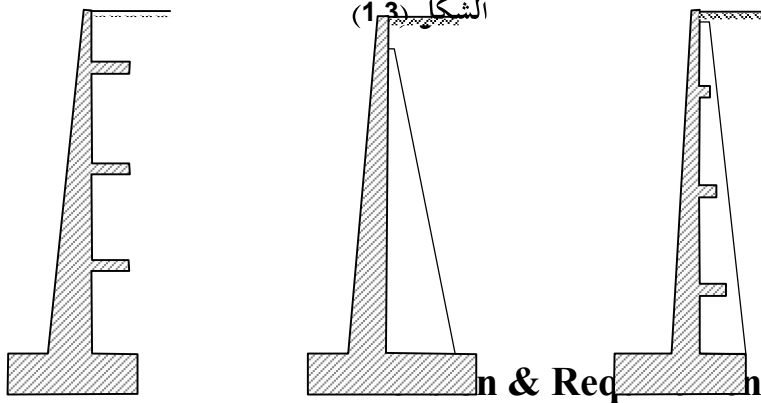
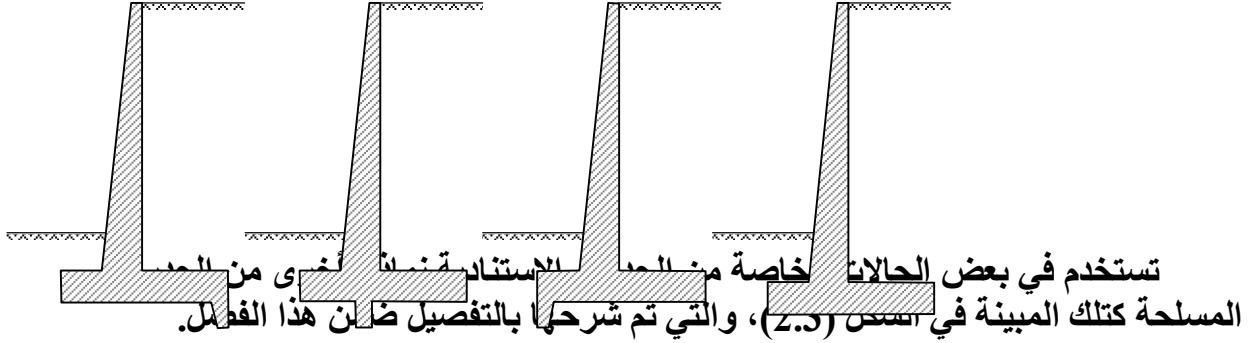


عزل الجدران الملامسة

للتربة بالمقارنة الستة ممتدة

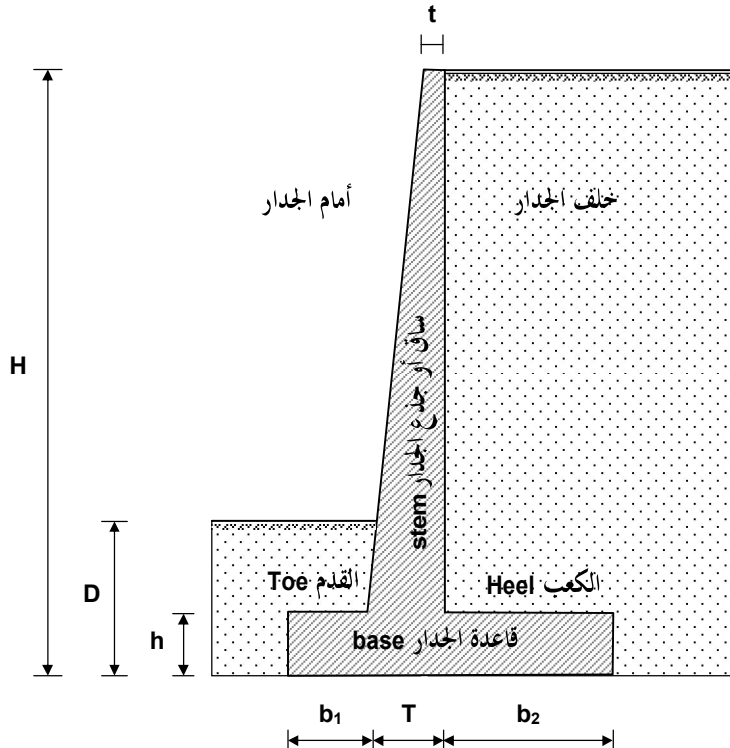
R. C. Cantilever retaining walls

تعتبر الجدران الاستنادية الظفرية من أكثر أنواع الجدران البيتونية المسلحة انتشاراً، حيث سميت بهذا الاسم لاعتمادها في العمل الظفري في الأداء الإنشائي. وتنفذ قواعد أو أساسات هذه الجدران بأشكال عديدة، كاستخدام سن مثلاً في بداية أو نهاية أو منتصف الأساس، لرفع لمقاومة الانزلاق كما في الشكل (1.3)



2.3 الأبعاد والمتطلبات: Dimension of Cantilever R. W.

1.2.3 أبعاد الجدران الظفرية: يعتمد تقدير أبعاد الجدران الاستنادية بشكل عام على الخبرة في الاختيار الأولي لها، لأن الأبعاد المذكورة تتعلق بعوامل عديدة من أهمها ارتفاع التربة المحتجزة خلف الجدار وخصائصها العامة، بالإضافة إلى خصائص تربة التأسيس وقدرة تحملها. تؤخذ النسب الأولية للأبعاد الجزئية المستخدمة للجدران البيتونية المسلحة كما يلي... (الشكل 3.3).



- سماكة الجدار الدنيا (من الأعلى في حال كانت متغيرة): $t = 20 \text{ cm}$
- سماكة الجدار العظمى (من الأسفل في حال كانت متغيرة): $T = (0.08 - 0.12) H$
- العرض الكلي للقاعدة (الأساس): $B = (0.45 - 0.65) H$
- بروز القاعدة من الأمام (أي طول قدم الأساس): $b_1 = 0.10 H$
- بروز القاعدة من الخلف (أي طول كعب الأساس): $b_2 = B - (b_1 + T)$
- عمق القاعدة (سماكة الأساس): $h \approx T = (0.08 - 0.12) H \geq 30 \text{ cm}$

2.2.3 أبعاد سن الأساس: Key Base Dimension

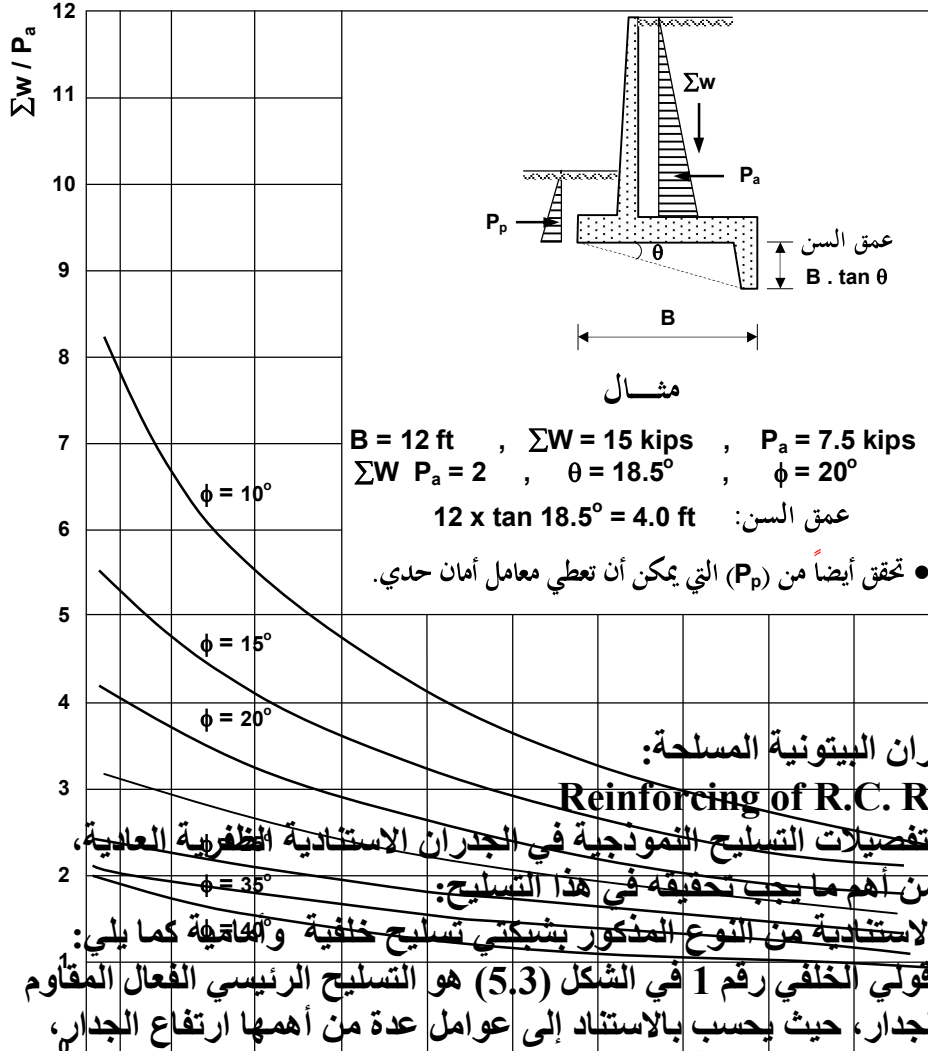
في حال استخدام سن أمام أو خلف الجدار لزيادة مقاومة الانزلاق كما في الشكل (1.3)، يتوجب حساب عمق هذا السن حسابياً على ألا يقل عرضه في كافة الحالات عن (25 cm). لتسهيل الحسابات يمكن وبشكل أولي تقدير عمق السن باعتماد القيم التقريبية بإحدى الطريقتين التاليتين:

- من الجدول (1.3) أدناه.
 - من المخطط البياني المرفق الموضح في الشكل (4.3) حيث أعطيت الأعماق كنسبة من عرض القاعدة (B)، وبدلالة كل مما يلي:
 - زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة خلف الجدار (ϕ°).
 - النسبة (N/P_a).
- حيث:
- (N) حاصلة الحمولات الشاقولية الكلية المثبتة للجدار.
 - (P_a) الدفع الأفقي للتربة المحتجزة (الضغط الفعال).

الجدول (1.3)							
قيم المعامل (k) لتقدير عمق السن (d). $d = k \cdot B$							
ϕ°	ϕ°	ϕ°	ϕ°	ϕ°	ϕ°	ϕ°	ϕ°
10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0.00	*	*	*	*	*	*	0.17-0.30

.25	*	*	*	0 .20- 0.35	0 .20- 0.35	0 .20- 0.35	0 .12- 0.21
.50	*	*	*	0 .16- 0.28	0 .16- 0.28	0 .16- 0.28	0 .06- 0.09
.75	*	*	0 .18- 0.32	0 .12- 0.21	0 .08- 0.14	0 .07- 0.12	0 .04- 0.07
.00	*	0 .18- 0.33	0 .14- 0.23	0 .09- 0.16	0 .06- 0.11	0 .04- 0.07	*
.25	*	0 .14- 0.26	0 .10- 0.17	0 .06- 0.11	0 .04- 0.07	*	*
.50	0 .15- 0.30	0 .12- 0.21	0 .07- 0.13	0 .05- 0.08	*	*	*
.75	0 .13- 0.25	0 .10- 0.17	0 .04- 0.07	0 .04- 0.07	*	*	*
.00	0 .12- 0.21	0 .08- 0.14	*	*	*	*	*
.50	0 .09- 0.17	0 .06- 0.11	*	*	*	*	*
.00	0 .08- 0.14	0 .04- 0.07	*	*	*	*	*
.50	0 .06- 0.11	*	*	*	*	*	*
.00	0 .05-	*	*	*	*	*	*

	0.09						
0.00	0	*	*	*	*	*	*
	.04- 0.07						
الرمز (*) يعني قيم كبيرة تحدد حسابياً، والرمز (*) يعني قيم صغيرة قريبة من الصفر.							



3.1.3 تسليح الجدران البيتونية المسلحة:

Reinforcing of R.C. Retaining walls

يبين الشكل (6.3) تفصيلات التسليح النموذجية في الجدران الاستنادية الظرفية العادية،

وتعتبر المتطلبات التالية من أهم ما يجب تحقيقه في هذا التسليح:

1. تسليح الجدران الاستنادية من النوع المذكور بشبكتي تسليح خلفية وأمامية كما يلي:

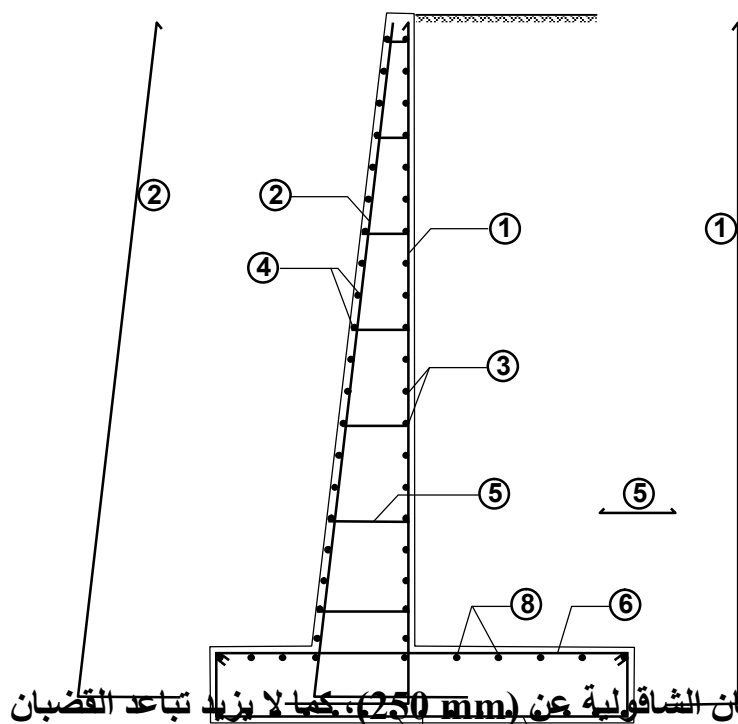
يعتبر التسليح الشاقولي الخلفي رقم 1 في الشكل (5.3) هو التسليح الرئيسي الفعال المقاوم لإجهادات الشد في جذع الجدار، حيث يحسب بالاستناد إلى عوامل عدة من أهمها ارتفاع الجدار، ومقطعه في كل عمق من 2م وخصائص الخرابة خلفه، ومقاومات البيتون والفولاذ. وينصح هنا بعدم استخدام قضبان متفاوتة الأقطار الأكثر من (4 mm).

أما القضبان ذوات الأرقام (2, 3, 4) في الشكل المذكور، فتعتبر في معظم الحالات تسليحاً ثانوياً تقدر نسبته بين (10% - 15%) من التسليح رقم (1).

2. تربط الشبكتان ببعضهما بواسطة قضبان تثبيت (شناكل) (التسليح رقم 6 في الشكل 5.3) حيث توزع بتباعدات بحسب كل من أقطار وارتفاعات قضبان الشبكتين في القالب.

يحسب التسليح الفعال ويتم اختيار بقية أنواع التسليح في جذع الجدار شريطة تحقيق ما يلي:

3. في الحالة العامة يجب ألا يقل قطر القضبان الشاقولية عن (12 mm) ولا يقل قطر القضبان الأفقية عن (8 mm)، وذلك في أي وجه من وجهي الجدار. أم في حال وجوه مياه جوفية، فيجب ألا يقل قطر التسليح الطولي الفعال عن (5 T 18 /m).



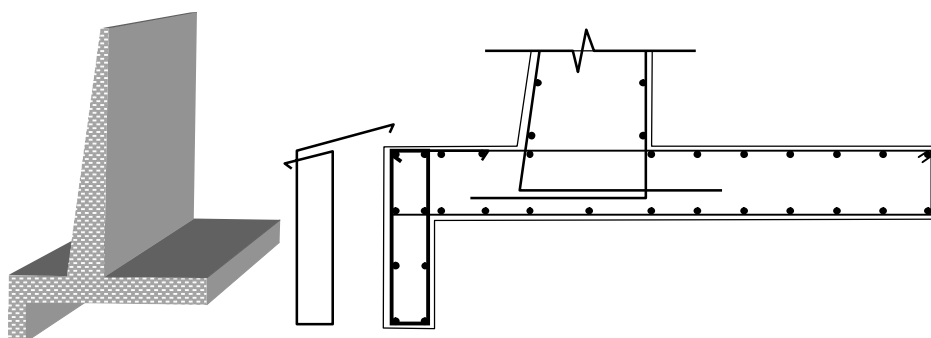
4. يجب ألا يزيد تباعد القضبان الشاقولية عن (250 mm)، كما لا يزيد تباعد القضبان الأفقية عن (330 mm)، وذلك في أي وجه من وجهي الجدار.

5. لا تقل سماكة تغطية شبكات التسليح على وجهي الجدار عما يلي:

- على الوجه الخلفي المردوم للجدار (4 - 5 cm).
- على الوجه الأمامي المكشوف للجدار (2.5 - 4 cm).

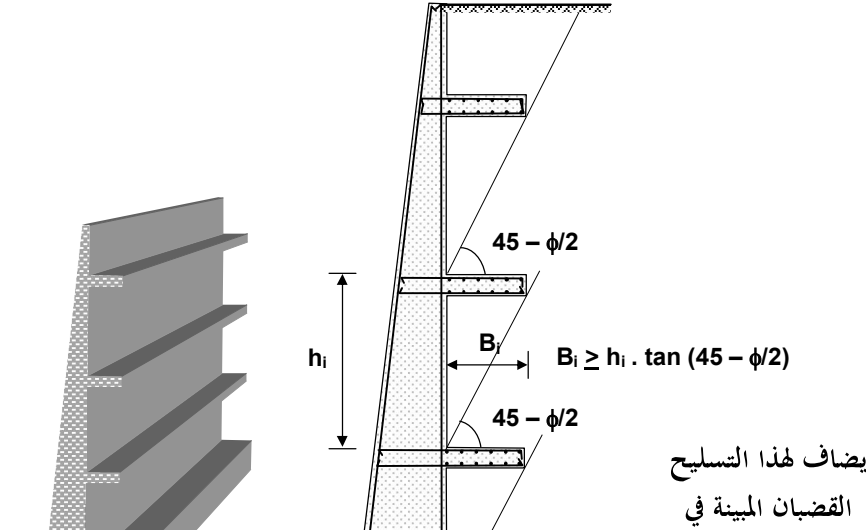
6. تسليح أساسات الجدران الاستنادية النظرية كما في الشكل (5.3) بحيث يحسب التسليح العرضي الفعال (6 ، 7)، ويقدر التسليح الطولي (8 ، 9) كحليلبة من التسليح الأول.

7. إذا احتوى أساس الجدار على سن مقاوم لانزلاق تطبق على هذا العنصر اشتراطات وتفصيلات التسليح الخاصة بالجوانز كما في الشكل (6.3)، مع مراعاة شروط إرساء تسليحه في الأساس. كما تطبق عليه اشتراطات الأبعاد للجوانز على ألا تقل سماكة التغطية عن (5 cm).

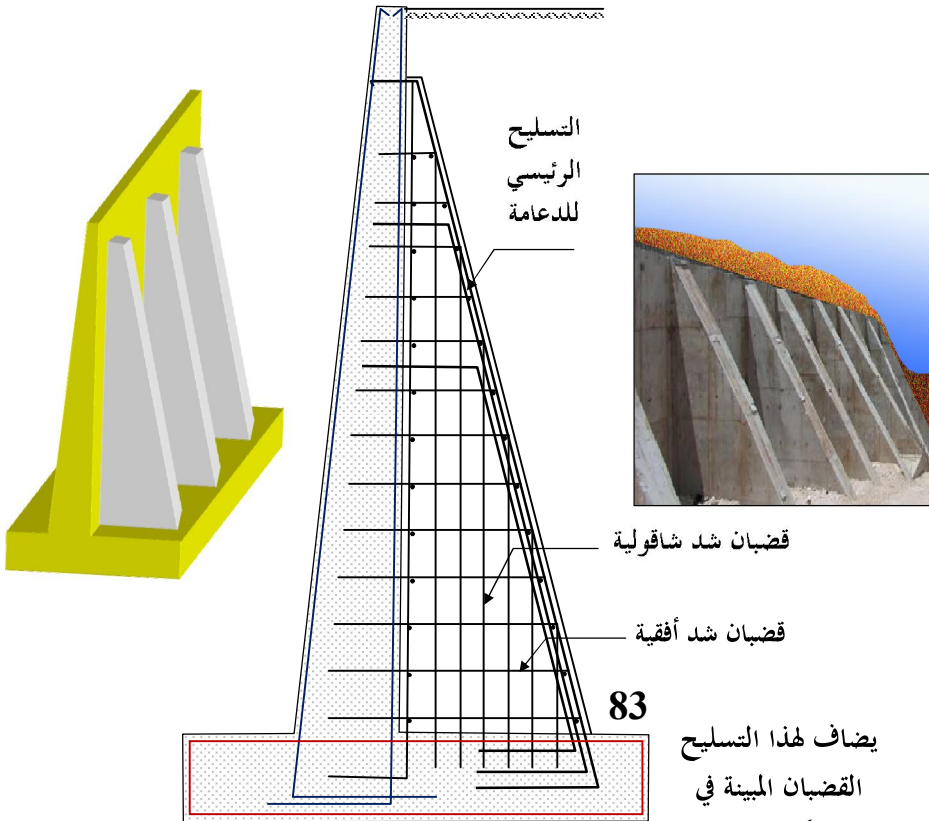


الشكل (6.3)

8. إذا احتوى الجدار الاستنادي على عناصر خلفية مكونة من بلاطات توازن، تسليح هذه العناصر وفقاً لنتائج التصميم الإنشائي، مع مراعاة شروط إرساء تسليحها في جذع الجدار، وتكون التفصيلات كما في الشكل (7.3).. انظر الفقرة (4.3).



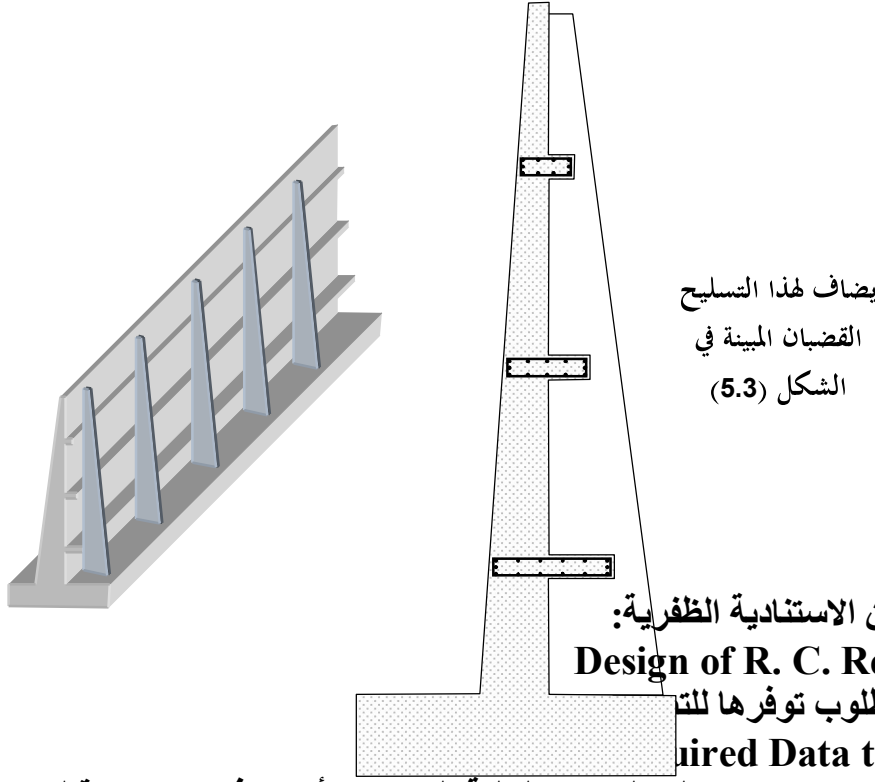
9. إذا احتوى الجدار على عناصر تقوية خلفية (أي د... with Counter- forts). تسليح هذه العناصر بتسليح (أي د... مراعاة شروط إرساء تسليحها في كل من جذع الجدار عند منطقة اتصال الدعامات مع الأساس، وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة في الأساس نتيجة دفع التربة للجدار، والتي تسعى لفصل الدعامة عن الأساس. وكذلك استخدام تسليح أفقي في الدعامات يستمر ضمن الجدار لتأمين العمل المشترك بين الدعامات والجذع... وتكون التفصيلات كما في الشكل (8.3).



الشكل (8.3)

يضاف لهذا التسليح
القضبان الميمنة في
الشكل (5.3)

10. إذا احتوى الجدار على دعامات شاقولية تربط بينها جوائز أفقية، تسليح هذه العناصر وفقاً لنتائج التصميم الإنشائي مع مراعاة شروط إرساء تسليحها في كل من جذع الجدار والدعامات الشاقولية. وتكون التفصيلات كما في الشكل (9.3).. انظر الفقرة (2.5.3) أدناه.



3.3 تصميم الجدران الاستنادية الظرفية:

Design of R. C. Retaining Wall

1.3.3 البيانات المطلوب توفرها للتصميم
Required Data to be Provided

يجب أن يبني المهندس تصميمه على البيانات التالية التي يجب أن تتوفر بين يديه قبل المباشرة بالتصميم:

1. بيانات حول تربة التأسيس:
 - نوع وطبيعة تربة التأسيس.
 - الخصائص المختلفة لتربة التأسيس.
 - عمق التأسيس.
 - عمق المياه الجوفية إن وجدت.
2. بيانات حول تربة الردم خلف الجدار (أو تربة المنحدر):
 - نوع وطبيعة تربة الردم.
 - الخصائص المختلفة لتربة الردم.
 - احتمال تسرب المياه السطحية إلى تربة الردم، وعمقها الأعظمي المتوقع.
 - ميل تربة الردم خلف الجدار.
3. بيانات حول أبعاد ومواد الجدار الاستنادي:
 - ارتفاع الجدار الاستنادي المطلوب تصميمه.

- الخصائص الميكانيكية للبيتون والفولاذ (يمكن افتراضها).
 - 4. بيانات أخرى:
 - الحمولات الإضافية التي يمكن أن تتوضع فوق تربة الردم.
 - طول الجدار وخصائص مواد إملاء الفواصل إن وجدت.
 - خصائص مواد شبكة الصرف (Drainage) المطلوب استخدامها (كالأنابيب والحصويات)، لتصريف المياه خلف الجدار.
- 2.3.3 خطوات تصميم الجدران الاستنادية الظرفية:

Design Steps of R. C. Retaining Walls

يمكن إيجاز خطوات تصميم الجدران الاستنادية الظرفية البسيطة بما يلي (انظر الأمثلة العديدة في الفصل السادس):

الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد الأولية:

بعد الحصول على البيانات المذكورة في الفقرة السابقة، يتم افتراض الأبعاد الأولية لكل من الجدار والأساس بالاستناد إلى الفقرة (1.3.3) أعلاه.

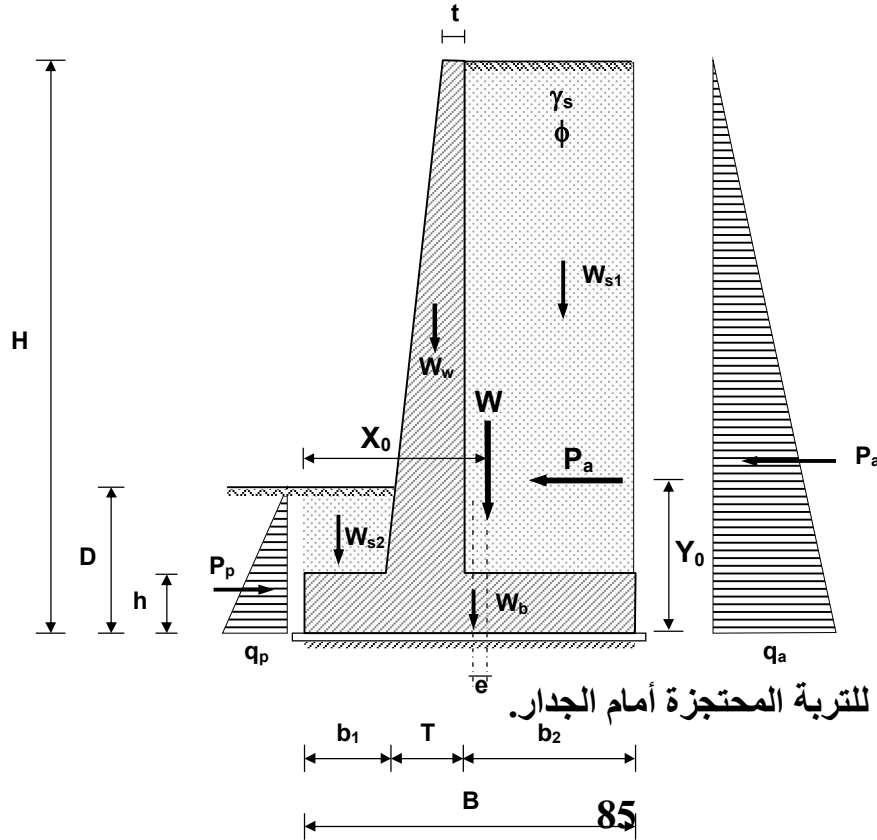
الخطوة الثانية - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

يبين الشكل (10.3) القوى المؤثرة على جدار استنادي ظفري بسيط، يحتجز تربة وزنها الحجمي ($\square_s$) وزاوية الاحتكاك الداخلي بين حبيباتها ($\square_s$) بالدرجات، حيث تتمثل هذه القوى بما يلي:

(W_w) الوزن الذاتي لجذع الجدار.

(W_b) الوزن الذاتي لقاعدة الجدار.

(W_{s1}) الوزن الذاتي للتربة المحتجزة خلف الجدار.



(W_{s2}) الوزن الذاتي للتربة المحتجزة أمام الجدار.

الشكل (10.3)

(P_a) الضغط الفعال على كامل ارتفاع التربة خلف الجدار.
 (P_p) الضغط السلبي أو المعاكس على كامل ارتفاع التربة أمام الجدار.
 ($\square$) زاوية ميل سطح التربة خلف الجدار.
 تعطى القوى الناجمة عن ضغط التربة وفق ما ورد في الفقرتين (3.4.2) و (4.4.2) من الفصل الثاني بالعلاقات التالية:
 ■ الضغط الفعال:

$$P_a = \frac{H}{2} \cdot q_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a \quad (1.3)$$

حيث:

(f_a) معامل الضغط الفعال.

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}) \quad (2.3)$$

إذا كانت التربة المحتجرة خلف الجدار مائلة عن الأفق بزاوية ($\square$)، تصبح قيمة معامل الضغط الفعال كما يلي:

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \cos (\beta) = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}) \cdot \cos (\beta)$$

إذا كانت التربة خلف الجدار طينية ومعامل تماسكها (c)، تصبح قيمة الضغط الفعال كما يلي:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a - 2c \cdot H \sqrt{f_a} \quad (3.3)$$

■ الضغط السلبي:

$$P_p = \frac{H}{2} \cdot q_p = \frac{H}{2} (f_p \cdot \gamma_s \cdot H) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_p \quad (4.3)$$

حيث:

(f_a) معامل الضغط السلبي.

$$f_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi^\circ}{2}) \quad (5.3)$$

إذا كانت التربة أمام الجدار طينية ومعامل تماسكها (c_1) تصبح قيمة الضغط السلبي كما

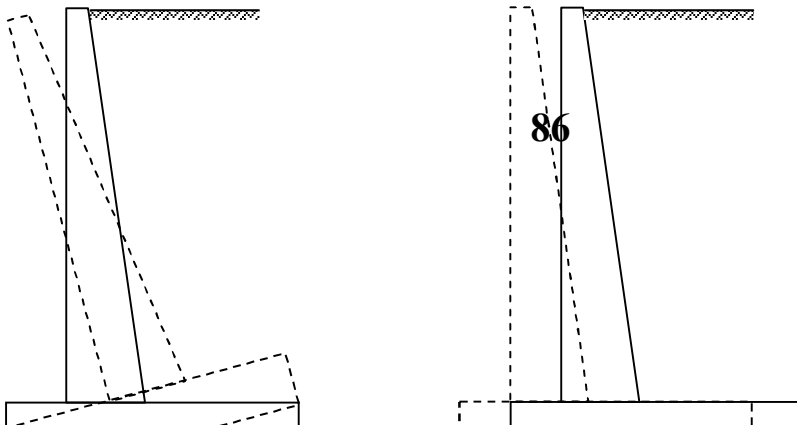
يلي:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \cdot f_a + 2c_1 \cdot h \sqrt{f_a} \quad (6.3)$$

حيث ($c_1 = 2c / 3$)... انظر الأمثلة التطبيقية في الفصل السادس.

الخطوة الثالثة - تحقيق استقرار وتوازن الجدار:

يتم في هذه الخطوة العمل على تحقيق التوازن ضد دوران الجدار وانقلابه حول النقطة (O)، وضد انزلاق القاعدة كما في الشكل (11.3)، حيث يجب اختيار معامل أمان مناسب لكلتا الحالتين.



1. تحقيق أمان الانقلاب:

يحسب معامل الأمان ضد الانقلاب من العلاقة التالية:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} \geq 1.5 \quad (7.3)$$

حيث:

($\sum M_F$) مجموع عزوم القوى المثبتة للجدار (وهي القوى الشاقولية).

($\sum M_O$) مجموع عزوم القوى الساعية لانقلاب الجدار (وهي القوى الأفقية).

يتم حساب هذه العزوم من جداء كل قوة من القوى المبينة في الشكل (10.3) السابق، بذراعها بالنسبة للنقطة (O)، ثم نطبق العلاقة (7.3).

2. تحقيق أمان الانزلاق:

يحسب معامل الأمان ضد الانزلاق من العلاقة التالية، مع إهمال وزن التربة فوق قدم الأساس (W_{s2}) المبينة في الشكل (11.3)، احتياطاً لاحتمال إزالة الردم من أمام الجدار مستقبلاً:

$$SF_2 = \frac{f_s \cdot W}{P} \geq 1.5 \quad (8.3)$$

ملاحظة:

تؤخذ ($SF_2 = 1.50$) في الحالة العامة، وتقبل القيمة (1.33) في بعض الأبحاث الجريئة

شريطة ضمان جفاف تربة الردم وعدم تسرب المياه الجوفية إلى تربة التأسيس. حيث:

($W = \sum W_i$) مجموع القوى المقاومة لانزلاق الجدار (وهي القوى الشاقولية).

($P = \sum P_i$) مجموع القوى الزالقة للجدار (وهي القوى الأفقية).

(f_s) معامل الاحتكاك بين تربة التأسيس وسطح أساس الجدار الملامس لها، ويعطى بالعلاقة التالية:

$$f_s = \tan \frac{2\phi_1^\circ}{3} \quad (9.3)$$

حيث (ϕ_1) زاوية الاحتكاك الداخلي لتربة التأسيس.

ملاحظة:

عند وجود مياه جوفية ضمن تربة التأسيس أو ضمن تربة الردم ينصح بأن يكون ($SF_2 \geq 1.8$). وتعتبر قيمة الإجهادات المسموحة للتسليح الفعال عند الحساب بالطريقة الكلاسيكية

كما وتستخدم في التسليح الطولي المذكور قضبان لا يقل قطرها عن (18 mm). $\bar{\sigma}_s = 0.45 f_y \text{ kg/cm}^2$

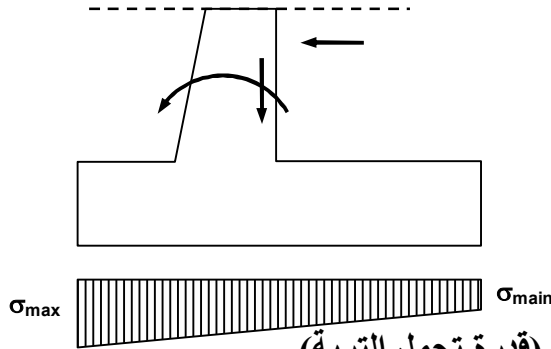
الخطوة الرابعة - تحقيق إجهادات التربة تحت الأساس:

ندرس شريحة من الجدار بطول متر واحد (واحدة الأبعاد) ونحسب الإجهادات المطبقة على تربة التأسيس من العلاقة التالية، مع افتراضها موزعة بشكل خطي كما تحت الأساس كما في الشكل (12.3):

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{W}{A} \mp \frac{M \cdot y}{I} = \frac{W}{A} \mp \frac{M}{S} \quad (10.3)$$

يجب تحقيق المتراجحتين التاليتين:

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{s-\text{all}} \quad , \quad \sigma_{\min} \geq 0 \quad (11.3)$$



حيث:

($\sigma_{s-\text{all}}$) إجهاد التربة المسموح (قدرة تحمل التربة).
($A = B \times 1 \text{ m}$) مساحة الشريحة المدروسة من الأساس. (الشكل 12.3).

(I) عزم عطالة الشريحة حول محور الدوران.

(S) العزم الستاتيكي للشريحة.

باعتبار أن توزع الإجهادات خطي، تؤول العلاقة السابقة إلى الصيغة التالية:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{W}{B \times 100} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B} \right) \text{ kg/cm}^2 \quad (11.3)$$

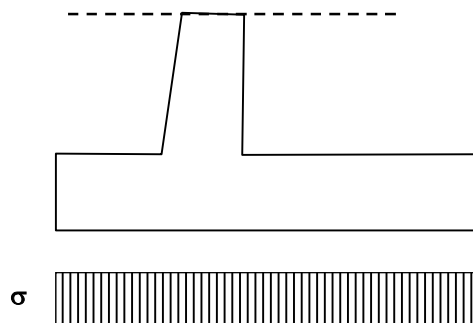
حيث: $M = W \cdot e$

(e) لامركزية حاصلة الحمولات (V) بالنسبة للمحور المار من منتصف الأساس.

كي لا يتعرض الأساس إلى إجهادات شادة، يجب أن تقع حاصلة الحمولات (W) في الثلث الوسطي لعرض الأساس (B)، لهذا نجد أن احتمالات توزع الإجهادات المذكورة، تكون وفق إحدى الحالات الأربعة التالية:

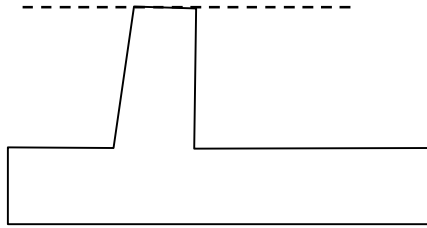
الحالة 1: ($e = 0$) الإجهادات ضاغطة وموزعة بشكل متساوي تحت الأساس كما في

الشكل (13.3).

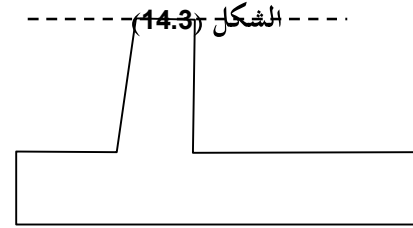


الشكل (13.3)

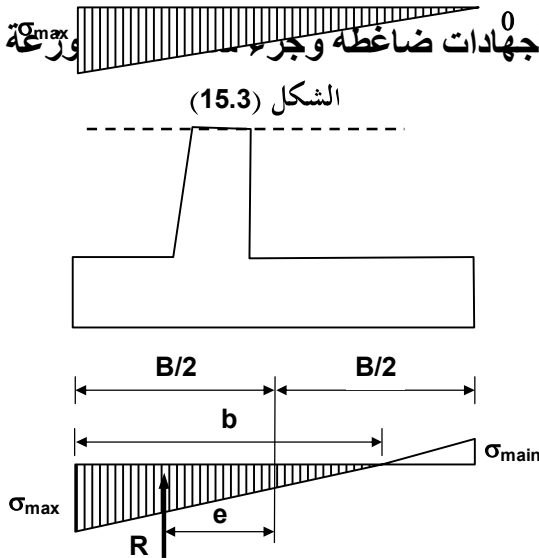
الحالة 2: $(e < B/6)$ الإجهادات ضاغطة وموزعة بشكل منحرف تحت الأساس كما في الشكل (14.3).



الحالة 3: $(e = B/6)$ الإجهادات ضاغطة وموزعة بشكل منحرف تحت الأساس كما في الشكل (15.3).



الحالة 4: $(e > B/6)$ جزء من الإجهادات ضاغطة وجزء من الإجهادات شاغطة تحت الأساس كما في الشكل (16.3).



الخطوة الخامسة: - تحقيق المتانة:
 تتضمن هذه الخطوة حساب عزوم الانعطاف وقوى القص المتولدة من الحمولات المطبقة، وذلك في كل من جذع الجدار والأساس، ومن التحقق من الأبعاد المفترضة وحساب مساحة التسليح اللازم اللازمة في كل مقطع، واختيار القضبان والتحقق من تماسكها، وذلك كما في المرحلتين التاليتين.

ملاحظة:

يسمح في الحالة الأخيرة بظهور إجهادات شادة في الأساس شريطة ألا يقل طول الجزء المضغوط (b) من مخطط الإجهادات عن ثلثي العرض الكلي (B).
المرحلة الأولى من الخطوة الخامسة: تصميم تسليح جذع الجدار:
تصمم مقاطع جذع الجدار لمقاومة العزوم الناجمة عن قوة الضغط الفعال كما في الشكل (17.3) الذي يبين حل (رانكين) (انظر الأمثلة في الفصل السادس).
عند أي مقطع بعمق (y) من وجه التربة خلف الجدار يكون:
- ضغط التربة:

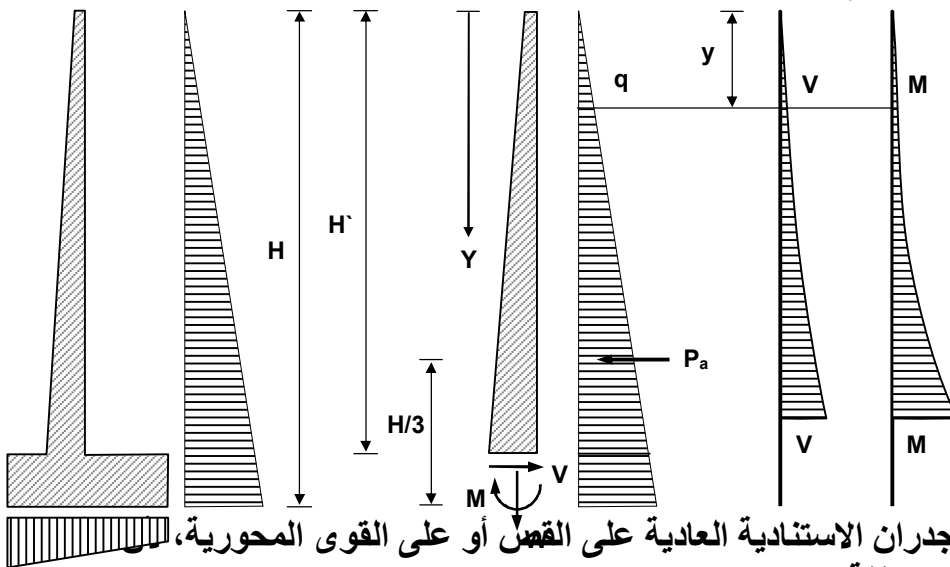
$$q = \gamma_s \cdot y \cdot f_a \quad (12.3)$$

- قوة القص في جذع الجدار:

$$V = \int_0^y q \cdot dy \quad (13.3)$$

- عزم الانعطاف في جذع الجدار:

$$M = \int_0^y V \cdot dy \quad (14.3)$$



نادراً ما تصمم الجدران الاستنادية العادية على القفل أو على القوى المحورية، إلا أن الإجهادات غالباً ما تكون محققة.

المرحلة الثانية من الخطوة الخامسة: تصميم تسليح الأساس الجدار: (الشكل 17.3)

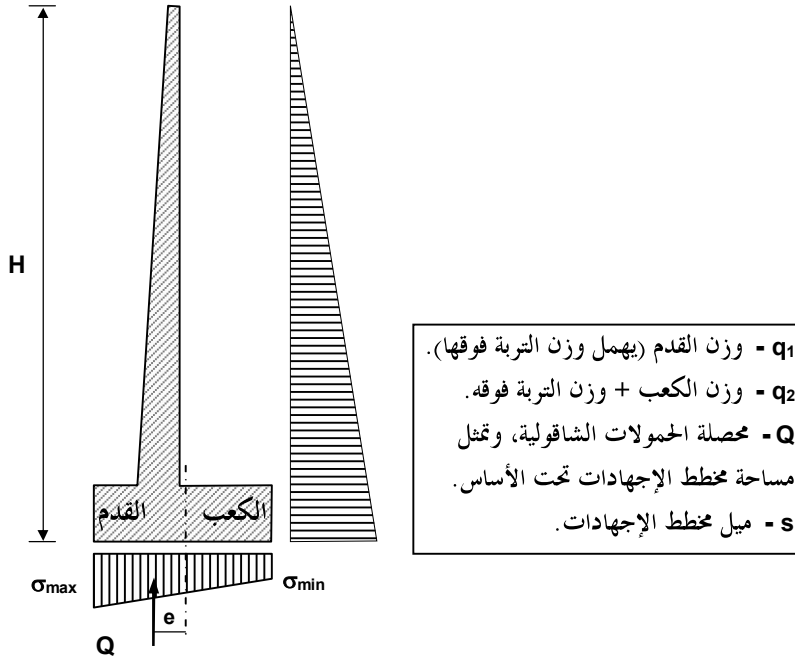
يصمم تسليح الأساس لمقاومة العزوم المطبقة عليه بحيث يحسب التسليح اللازم لكل من

القدم والكعب. ويبين الشكل (18.3) حل (رانكين) لهذه المسائل.

يحسب التسليح الفعال في منطقة كعب الأساس خلف الجدار، لمقاومة العزم الأعظمي الناتج

عن الفرق بين إجهادات رد فعل التربة وبين وزن التربة المردومة فوق القدم ويكون هذا التسليح

علوياً على الأغلب في النماذج العادية للجدران النظرية... انظر الأمثلة التطبيقية في الفصل السادس.



1. لحساب تسليح الكعب ندرس شريحة من الأساس بعرض (dx) في هذه الكعب المذكور تبعد عن طرفه الأيمن بمقدار (x) ، فيكون التسليح الفعال في هذه المنطقة علوياً الشكل (18.3):

الشكل (18.3)

$$q = \sigma_{\min} + s \cdot x - q_2 \quad (15.3)$$

$$V = \int_0^x q \cdot dx \quad (16.3)$$

$$M = \int_0^x V \cdot dx \quad (17.3)$$

حيث:

(s) ميل مخطط الإجهادات.

$$s = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{B}$$

... $(q_2 = W_{b2} + W_s)$ وزن الكعب و W_s وزن التربة فوقه).

2. لحساب تسليح القدم ندرس شريحة من الأساس بعرض (dx) في منطقة القدم المذكورة تبعد عن طرفه الأيسر بمقدار (x) ، فيكون التسليح الفعال في هذه المنطقة سفلياً... الشكل (18.3):

$$q = \sigma_{\max} - s \cdot x - q_1 \quad (18.3)$$

$$V = \int_0^x q \cdot dx \quad (19.3)$$

$$M = \int_0^x V \cdot dx \quad (20.3)$$

لمقاومة العزم الناتج الأعظمي عن رد فعل التربة فقط (حيث ينصح بإهمال وزن التربة فوق هذا الجزء) يكون.

$$q_1 = W_{b1}$$

الخطوة السادسة - دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار:

و (8.2) من الفصل الثاني. تتم دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار في هذه الخطوة بالاستناد إلى الفقرتين (6.2)

الخطوة السابعة - رسم المخططات:

ينبغي أن تشمل المخططات التنفيذية للجدران الاستنادية على ما يلي:
- التفصيلات الإنشائية التي تبين أبعاد وسماكات كل من بيتون النظافة والأساس والجدار، ومواقع الفواصل بشكل واضح، بالإضافة إلى أقطار وتباعدات ومواضع قضبان التسليح... انظر الشكل (6.3) من هذا الفصل.
- مخططات التصريف.

- مخططات وتفصيلات ومواد العزل.

- تفصيلات الإكساء إن وجدت.

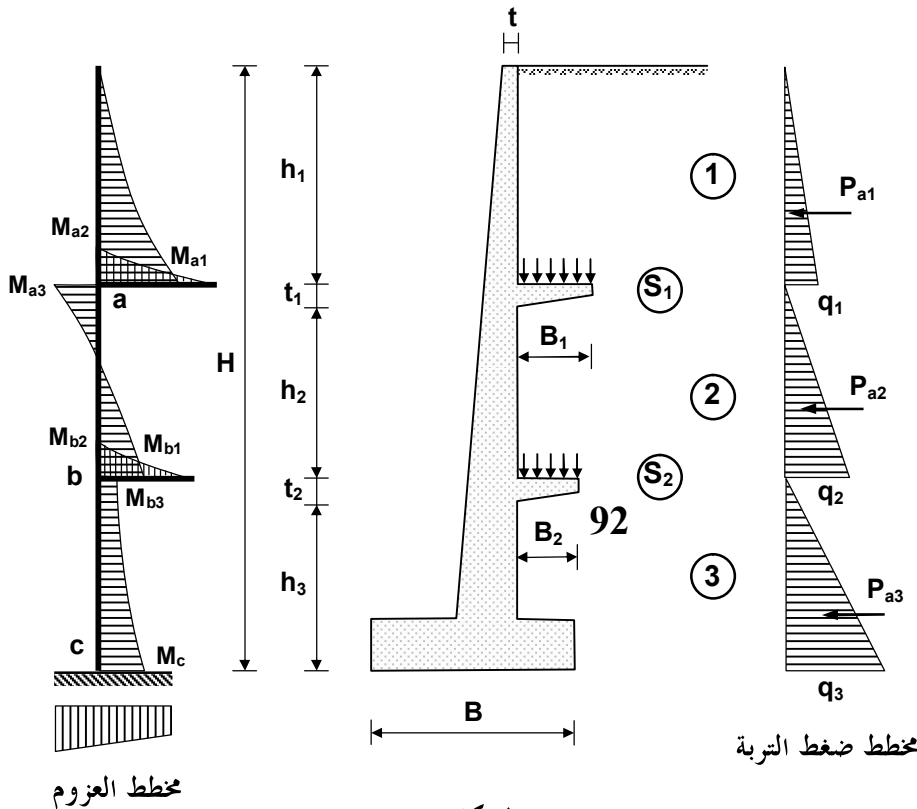
4.3 تصميم الجدران الاستنادية ذات البلاطات الخلفية:

Design of Retaining Walls with Back Slabs

تستخدم هذه الأنواع من الجدران في الأماكن الضيقة التي لا يسمح فيها الموقع بتنفيذ أساس الجدار بالعرض المطلوب.

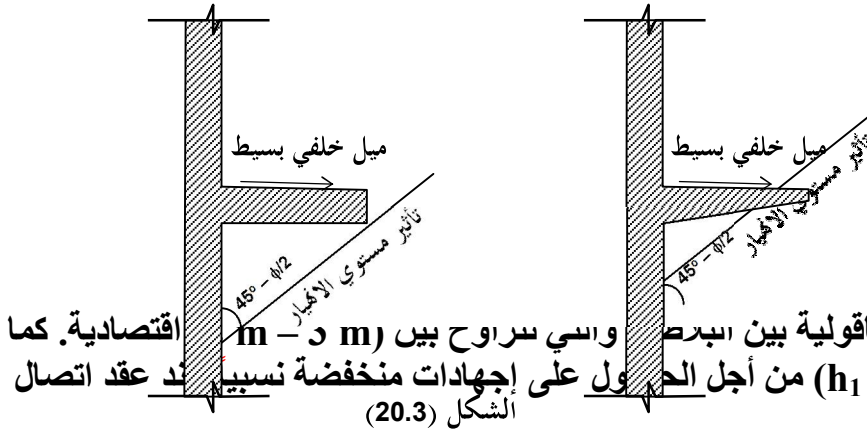
تنفذ عادةً في الجدران الاستنادية ذات الارتفاع الذي يزيد عن (6 m) حيث يجب اختيار أطوال البلاطات بحيث يكون $(B_2 \leq B_1)$.

تعمل بلاطات التوازن الموضحة في الشكل (19.3) المبسط، على تخفيض قيم العزوم المتولدة عن دفع التربة، وبالتالي تخفف من الإجهادات التي تتعرض لها مقاطع الجدار على كامل ارتفاعه، وهذا يعني تخفيض سماكته، بالإضافة إلى إمكانية تخفيف الإجهادات في الأساس.



تعمل بلاطات التوازن على فصل تأثير دفع التربة الفعال بين مقطعي الجدار الواقعة بين أعلى وأسفل كل بلاطة إذا كان عرض البلاطة $(B_i \geq h_i \cdot f_{ai})$... فمثلاً يكون عرض البلاطة (S_2) في الشكل السابق $(B_2 \geq h_2 \cdot f_2)$ ، حيث (f_2) معامل الضغط الفعال للتربة فوق هذه البلاطة. لا يؤثر هبوط التربة المردومة تحت البلاطات على عملها الإنشائي، لذا يمكن أن يوضع الردم فوق كل بلاطة على طبقات صغيرة بحدود (20 cm) حيث يجب رصها تباعاً. لذلك نجد أن أهم التوصيات المتعلقة بهذه البلاطات ما يلي:

1. تصمم البلاطات بسماكات ثابتة أو متغيرة كما في الشكل (20.3).



2. تعتبر التباعدات الشاقولية بين ابصر وادي سراوح بين (m - 3 m) اقتصادية. كما ينصح بأن يكون $(h_1 \geq h_2 \geq h_3)$ من أجل الحصول على إجهادات منخفضة نسبياً عند عقد اتصال الجدار مع البلاطات.

3. يفضل ألا تقل سماكة البلاطات عن (20 cm) ولا تقل نسبة تسليح الشد فيها عن (0.002).

4. يجب استخدام تسليح سفلي للبلاطات تحسباً لهبوط تربة التأسيس.

5. ينصح بإعطاء سطح كل بلاطة ميل خلفي بسيط بعكس اتجاه الجدار، من أجل تصريف المياه الممكن تجمعها فوق البلاطات بعيداً عن الجدار.

1.4.3 خطوات تصميم الجدران الاستنادية ذات البلاطات الظفرية:

Design Steps of Retaining Walls with Cantilever Slabs

الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد الأولية:

بعد الحصول على البيانات المذكورة في الفقرة (1.3.3)، يتم افتراض الأبعاد الأولية لكل من الجدار والأساس وبلاطات التوازن.

الخطوة الثانية - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

نحسب القوى المؤثرة على الجدار، ونوجد من خلالها ما يلي:

- قيم عزوم الانعطاف وقوى القص في كل من جذع الجدار والبلاطات عند العقد (a , b)

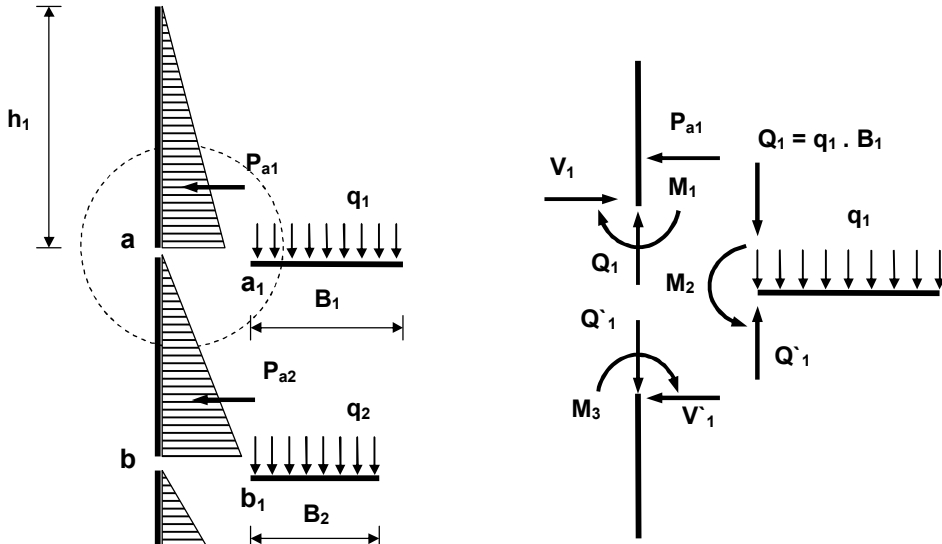
الموضحة في الشكل (21.3).

- قيم عزوم الانعطاف وقوى القص في أساس الجدار.

- قيم الإجهادات المنقولة إلى تربة التأسيس.

الخطوة الثالثة - تحقيق استقرار وتوازن الجدار:

نتحقق من تحقيق توازن الجدار ضد الانقلاب حول طرف الأساس الأمامي، وضد انزلاق القاعدة، مع اختيار معامل أمان مناسب لكلتا الحالتين.



الخطوة الرابعة: - تحقيق متانة الجدار:

نتحقق من الأبعاد المفترضة، ثم نوجد مساحة التسليح اللازم في كل مقطع جدار (a) ونختار القضبان ونتحقق من تماسكها.

الخطوة الخامسة - دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار:

تجري هذه الخطوة بالاستناد إلى الفقرتين (6.2) والشكل (8.32) من الفصل الثاني.

الخطوة السادسة - رسم المخططات:

نرسم المخططات بحيث تشمل على ما يلي:

- التفصيلات الإنشائية التي تبين أبعاد وسماكات كل من بيتون النظافة والأساس والجدار، ومواقع والفواصل بشكل واضح، بالإضافة إلى أقطار وتباعدات ومواضع قضبان التسليح.
- مخططات التصريف.
- مخططات وتفصيلات ومواد العزل.
- تفصيلات الإكساء إن وجدت.

5.3 تصميم الجدران الاستنادية ذات الدعامات الخلفية:

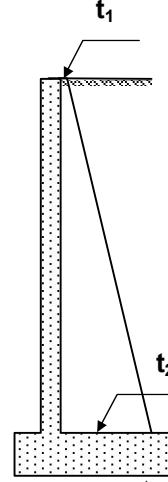
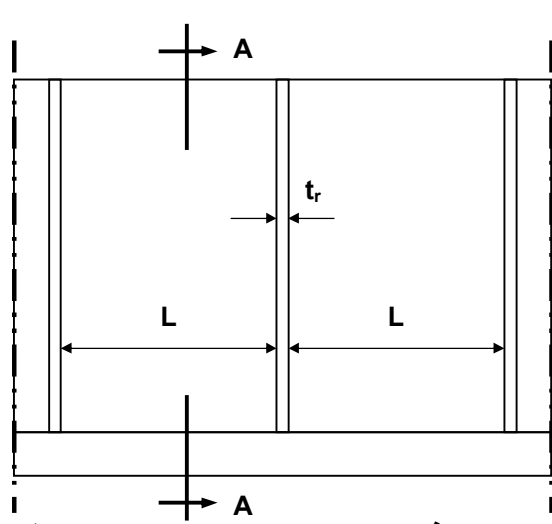
Design of RC Wall with Counter-forts

1.5.3 حالة الدعامات الخلفية بدون روابط أفقية:

يبين الشكل (22.2) نموذجاً عن هذه الجدران، والتي تتألف من جذع جدار استنادي ظفري تدعمه من الخلف عوارض أو أعصاب (Ribs) شاقولية متغيرة المقطع. تستخدم هذه النماذج على الأغلب بارتفاع يزيد عن (6 m). أما العوارض فتتراوح أبعادها بين القيم التالية:

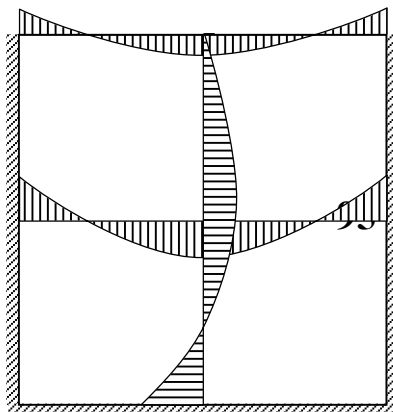
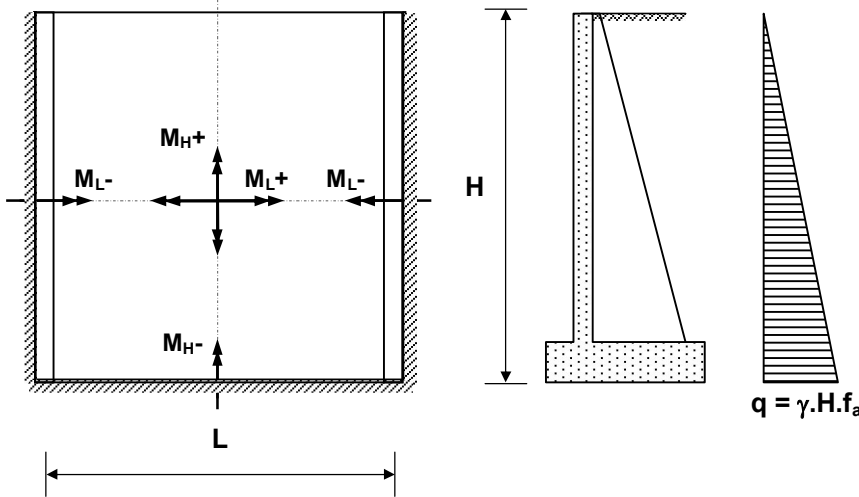
- العرض من الأعلى ($t_1 = 0 - 30 \text{ cm}$).
- العرض من الأسفل ($t_2 \geq 40 \text{ cm}$).

- السماكة ($t_r = 20 - 50 \text{ cm}$) بحسب ارتفاع الجدار والتباعد فيما بينها.
- التباعد الاقتصادي بين العوارض ($L = 0.30 - 0.60 H$)، حيث (H) ارتفاع الجدار.
- وكما ذكرنا سابقاً يجب استخدام تسليح مناسب عند منطقة اتصال الدعامات مع الأساس، وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة في الأساس نتيجة دفع التربة للجدار، والتي تسعى لفصل الدعامة عن الأساس.



الطريقة الدقيقة للحساب - Sec. A-A

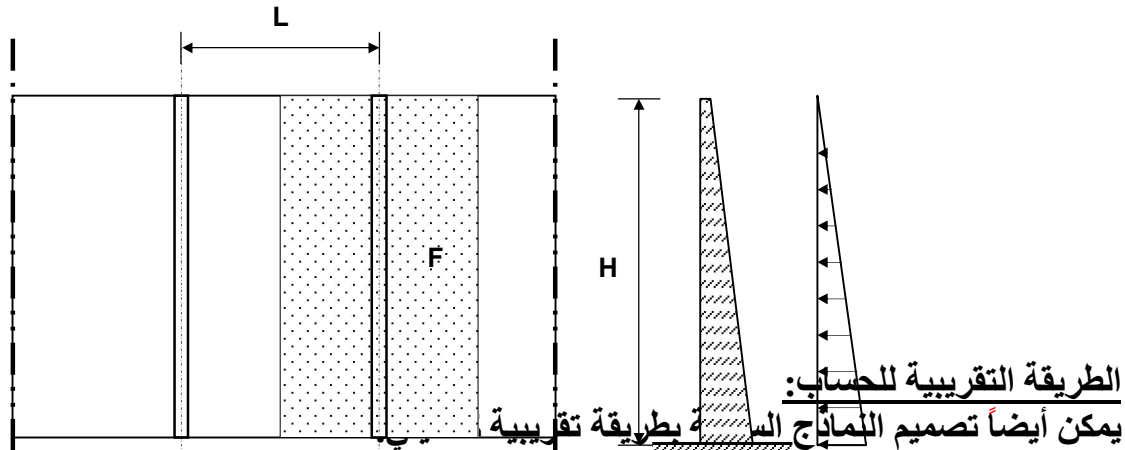
بحسب الارتفاع وتباعدات العوارض، يمكن اعتبار جدار بين كل دعامتين كبلاطات مصمتة (Solid Slab)، ثابتة أو متغير المقطع مع العمق.
تتعرض هذه البلاطات والتي يمكن أن تعمل باتجاه واحد أو باتجاهين، إلى حمولات دفع التربة المثلثية أو شبه المنحرفة (حسب الحالة المدروسة)، والتي تعتبر بدورها موزعة بانتظام على كامل الارتفاع كما في الشكل (23.3).



الشكل (23.3)

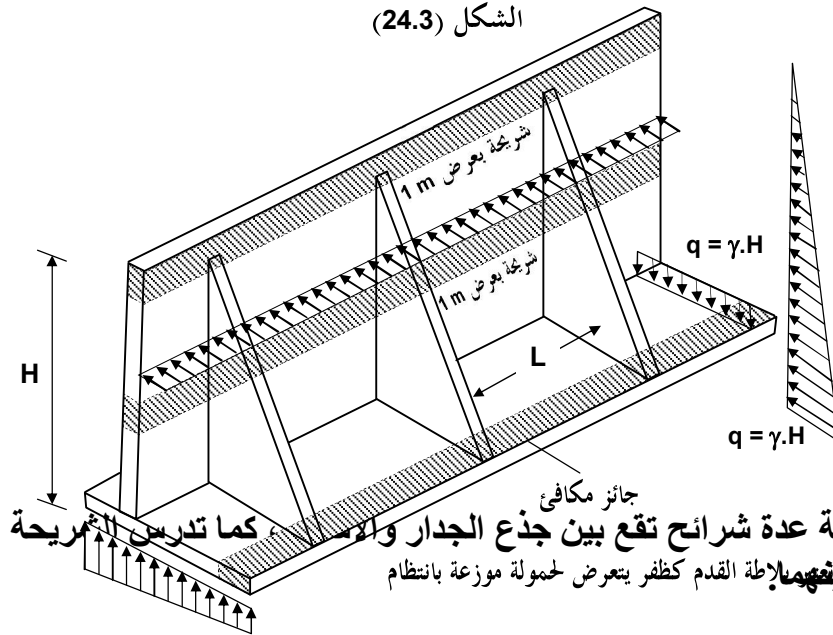
يتبع عمل كل بلاطة إلى نسبة أحد البعدين إلى الآخر أي (H , L) في الشكل المذكور، وتعتبر كعنصر إنشائي مستوي، موثوق من ثلاث جهات وحر من الجهة الرابعة. تحسب الجدران وفقاً لقواعد حساب البلاطات المصمتة باتجاهين، حيث يمكن إيجاد عزوم الانعطاف العظمى الموضحة في الشكل (23.3) بأية طريقة لحساب هذه العناصر (يمكن اعتماد الجداول التقريبية).

يمكن تصميم الدعامات باعتبارها عناصر خطية متغيرة المقطع جملتها الإنشائية كما في الشكل (24.3)، حيث تتعرض كل دعامة إلى الحمولات (F) المنقولة من بلاطة واحدة أبعادها (L x H) ... وتهمل الحسابات عادة الوزن الذاتي للدعامات.



يمكن أيضاً تصميم النمذج السطحي بطريقة تقريبية. تعتبر هذه الجدران جدراناً إنشائية غير مقررة داخلياً، غير أنه يمكن استخدام الطرق التقريبية لحسابها كما في الشكل (25.3)، حيث ندرس شرائح بعرض $L/2$ متر واحد بعد إهمال وزن الدعامات في الحمولات المطبقة.

الشكل (24.3)

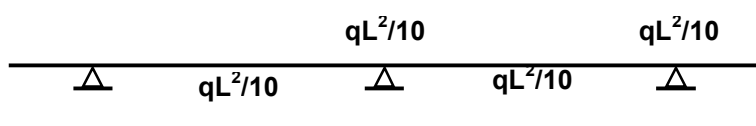


الشكل (25.3)

تطبق على هذه الشرائح الحمولات (q) الموزعة بانتظام والتي تمثل ضغط التربة الوسطي على كل شريحة بحسب عمقها.

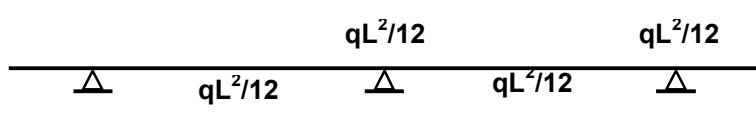
إذا كان تباعد الدعامات متساوياً يمكن استخدام الطريق التقريبية لتقدير قيم العزوم في كل شريحة باعتبارها جانزاً مستمراً متساوي المجازات... فمثلاً يمكن اعتبار ما يلي، مع الإشارة إلى إمكانية استخدام أية طريقة أخرى:

1. من أجل الشريحة العلوية عند قمة الجدار، أو الشريحة السفلية عند الكعب نعتبر أن عزم الانعطاف التقريبي فوق المساند وفي المجازات ($q \cdot L^2/10$)، حيث (q) القيمة الوسطية لضغط التربة على الشريحة... الشكل (26.3).



الشكل (26.3)

2. من أجل الشريحة القريبة من أسفل الجدار، نعتبر أن عزم الانعطاف التقريبي فوق المساند وفي المجازات ($q \cdot L^2/12$)... الشكل (27.3).



الشكل (27.3)

عندما يكون بروز البلاطة الظرفية مساوياً ($0.41 L$) يتساوى عزم الانعطاف المؤثر على وجه البلاطة المستمرة بين دعامتين، مع عزم البلاطة المستندة على دعامة واحدة. يجري تصميم كعب الأساس كجانز مستمر في حين يجري تصميم القدم كبلاطة ظرفية. 2.5.3 حالة الدعامات الخلفية مع روابط أفقية:

نصادف في بعض الحالات نماذج من الجدران الاستنادية المقواة بدعامات خلفية شاقولية، تربط بينها جوانز (أو عوارض) أفقية، وتستخدم هذه الأنواع في الجدران الاستنادية عندما يكون الارتفاع أكبر من ($10 m$). ويمكن أن تكون الجدران ثابتة أو متغير السماكة مع العمق كما في الشكل (28.3)

تصمم هذه العناصر وفق أحد الافتراضات التالية:

1. التباعدات بين العوارض الأفقية (h_i) ثابتة.

2. التباعدات بين العوارض الأفقية (h_i) متغيرة.

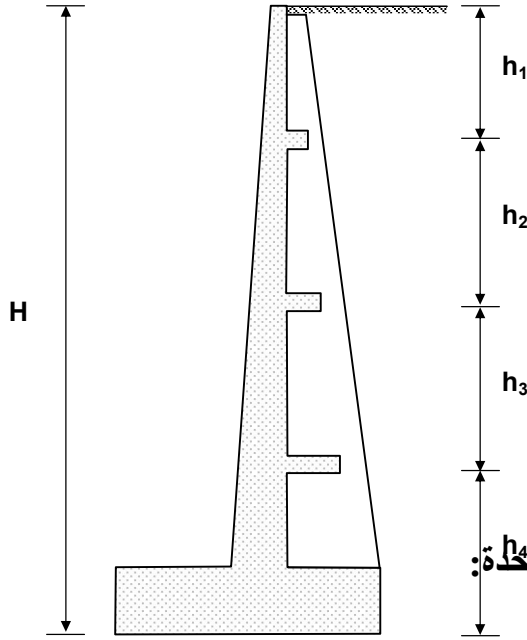
وفي كلتا الحالتين يمكن أن نختار:

- مقاطع العوارض الأفقية وتسليحها متغيران.

- المقطع ثابت والتسليح متغير.

- المقطع متغير والتسليح ثابت.

يمكن في حالة الرغبة بتثبيت مقاطع وتسليح هذه العوارض وتغيير التباعدات لتحقيق الاقتصادية في التصميم، اختيار أعماقها عن سطح التربة كما يلي:



الشكل (28.3)

✓ في حال وجود عارضة واحدة:

$$h_1 = 0.59 H$$

$$h_2 = 0.41 H$$

✓ في حال وجود عارضتين:

$$h_1 = 0.423 H$$

$$h_2 = 0.312 H$$

$$h_3 = 0.265 H$$

✓ في حال وجود ثلاث عوارض:

$$h_1 = 0.342 H$$

$$h_2 = 0.239 H$$

$$h_3 = 0.215 H$$

$$h_3 = 0.204 H$$

يصمم جذع الجدار كبلطات مصمتة تعمل باتجاهين وتستند على أربع دعائم (دعامتان شاقوليتان ودعامتان أفقيتان)، كما يمكن أن تكون ثابتة أو متغير المقطع مع العمق، وتتعرض لحمولات ضغط التربة الفعال. أما الدعائم الأفقية فيمكن تصميمها باعتبارها جوائز أفقية تتلقى حمولاتها من رد فعل البلطات، وتستند بدورها على الدعائم الشاقولية.

6.3 الجدران الاستنادية مسبقة الصنع.

تصمم الجدران الاستنادية البيتونية مسبقة الصنع لتحمل ضغط التربة وفق القوانين والدساتير التي تحكم تصميم الجدران المصبوبة بالمكان، وذلك بالاستناد إلى البيانات المذكورة في الفقرة (1.3.3) من هذا الفصل، ويمكن أن تكون الأساسات إما مسبقة الصنع أيضاً أو مصبوبة بالمكان.

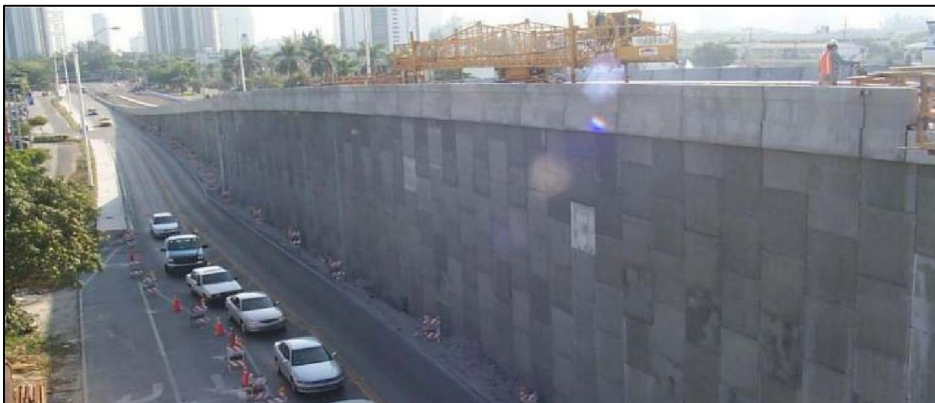
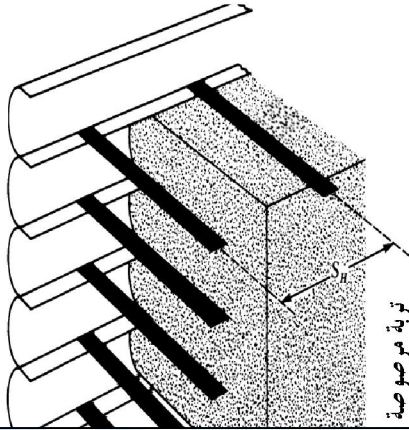
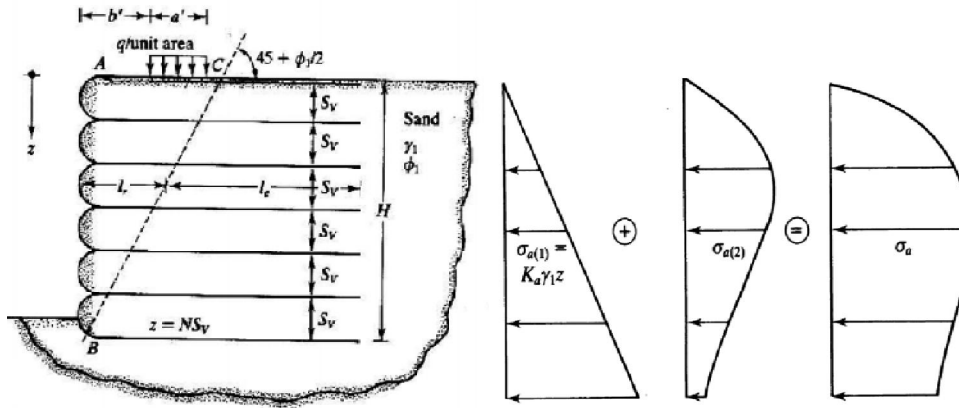
وبالإضافة إلى شروط الحساب الإنشائي المذكور، يجب أثناء تصميم الجدران مسبقة الصنع أخذ الأمور التالية بالاعتبار، حيث يبين الشكل (29.3) نموذجاً عن هذه الجدران.



الشكل (29.3)

1. متطلبات وشروط المعمل الصانع من حيث المواصفات والمقاومات وأبعاد القطعة، لأن الجدار يصنع على هيئة قطع بأطوال محددة. بحيث يمكن أن تكون القطعة الواحدة بطول محدد وعلى كامل ارتفاع الجدار، أو أن هذا الارتفاع يصنع من عدة قطع أيضاً.
 2. وضع دراسة تفصيلية لكيفية نقل القطع وتخزينها فوق الشاحنات أثناء النقل، وفي موقع التنفيذ.
 3. دراسة ربط القطع المصنعة ببعضها البعض أثناء التنفيذ.
 4. دراسة الجدار إنشائياً على الحمولات الإضافية الناجمة عما يلي:
 - حمولات الرفع إلى الشاحنات بعد تحديد نقاط تعليقها بالكابلات.
 - الحمولات الديناميكية المحتملة والناجمة عن النقل.
 - الحمولات المحتمل أن تتعرض لها القطع أثناء تنزيلها من الشاحنات إلى أرض الموقع.
 - الحمولات الناجمة عن تعرض القطع إلى عزوم انعطاف أو فتل أو قوى أخرى بسبب ميلانها وترنحها وهي معلقة بالكابلات.
 5. دراسة طرق الوصل بين القطع، وطرق وصل القطع مع الأساسات، ووضع مخططات تفصيلية لهذه الوصلات، بالإضافة إلى كيفية معالجة الفواصل.
 6. دراسة العزل المائي والتصريف.
- تتم دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار في هذه الخطوة بالاستناد إلى الفقرتين (6.2) و (8.2) من الفصل الثاني.
- هناك أنواع أخرى من الجدران الاستنادية مسبقة الصنع كتلك المصنوعة من قطع صغيرة والتي تتركب في الموقع.

تستخدم مثل هذه الجدران في مداخل جسور السيارات حيث تحتجز تربة مرصوفة على طبقات، ومسلحة كتلك المبينة في مجموعة الأشكال (30.6).



تتمة الشكل (30.3)

7.3 تثبيت المنحدرات بالبيتون المقذوف:

Slope stabilization by shotcrete

يتكون البيتون المقذوف (shotcrete) من الإسمنت والرمل والماء والحصى التي تكون من المقاسات الصغيرة عادةً، وهو يستخدم كبيتون عادي أو مسلح، كما يمكن أن يستخدم كمونة إسمنتية فقط بدون حصى لبعض الأعمال الخاصة كما هو مذكور أدناه.

1.7.3 استخدامات البيتون المقذوف: Use Shotcrete

- إكساء واجهات المنشآت المختلفة:
يمكن استخدام المونة المقذوفة لتنفيذ أعمال الإكساء البديلة عن الطينة، كالمباني والجسور والمنشآت المؤقتة المختلفة كأبنية المعارض والمكاتب المؤقتة وغيرها.
- تنفيذ بعض المنشآت:
كجدران الأنفاق وجدران الأقبية وجدران المسابح والقشريات والقباب ذات المواصفات الفنية العالية والأرضيات المختلفة. كما يمكن استخدامها في حالات خاصة للعناصر الإنشائية العادية للمباني.
- تدعيم وترميم المنشآت:
تعتبر المونة المقذوفة بضغط الهواء العالي من المواد جيدة للاستخدام في أعمال إصلاح وصيانة المنشآت المتضررة، وخاصة إذا كان العامل الفني الذي يقوم بتنفيذ هذه الأعمال مدرباً جيداً وذو خبرة في تنفيذ الأعمال المشابهة، وإذا كانت تجهيزات الصب مناسبة. إذ أن العمل بهذه المادة لا يحتاج إلى قوالب.
- يمكن رش المونة المقذوفة على السطوح الأفقية والمائلة المختلفة، وبأي درجة ميل كانت، بغية تنفيذ أعمال الترميم. كما يتم استخدامها في سطوح واسعة المساحة والتي تحتاج لزيادة السماكة كالجدران الخرسانية المسلحة، والجدران المبنية من البلوك أو الحجر.
- بالإضافة لذلك يستخدم البيتون المقذوف لإنشاء الأغلفة أو القمصان حول الأعمدة التي تتطلب التدعيم والتقوية.
- يتم صب البيتون أو المونة بواسطة القذف أو الرش من خراطيم مضخات خاصة ذات ضغط عالي وبلزوجة مرتفعة، لتلصق بذلك فوق السطح المرشوش.
- تثبيت المنحدرات الترابية:
يستخدم البيتون المقذوف لتثبيت المنحدرات ذات الميول الخفيفة أو ذات الميول الحادة شريطة أن تكون تربة المنحدر متماسكة ومحمية من تسرب المياه بحيث تبقى ذات خصائص ثابتة. وتنفذ هذه الأعمال عادةً فوق شبكة خفيفة من التسليح كما في الشكل (31.3).
- تنفيذ الجدران الاستنادية الرقيقة:
يستخدم البيتون المقذوف في الأماكن التي يطلب فيها تنفيذ جدران استنادية مسلحة ورقيقة، أو التي لا تسمح طبيعة الموقع بالحفر خلفها (أي تنفذ على الميل الترابي مباشرة).
- تنفذ الجدران الاستنادية من البيتون المقذوف بسماكات صغيرة (8 – 15 cm) على طبقتين أو أكثر بحسب السماكة المطلوبة.



2.7.3 أهم الشروط والمواصفات الفنية للبيتون المقذوف:
حين استخدام البيتون المقذوف يجب تحقيق الشروط التالية:

- شروط الاختبارات:
- 1. إجراء اختبارات البيتون المقذوف على عينات قبل التنفيذ بشرط أن تمثل كل تجربة منها كمية من البيتون الخاضع لكافة شروط العمل وزمن التنفيذ.
- 2. تتم اختبارات المقاومة على عينات يتم نقعها بالماء لمدة لا تقل عن (24) ساعة قبل الاختبار.
- 3. إذا كان مقياس الحصويات الأعظمي المستخدمة أكبر من (10 mm) فيجب أن تتألف العينات من ثلاثة اسطوانات على الأقل بقطر (3 in = 76 mm)، أو من مكعبات لها نفس طول الحرف وذلك بحسب (ASTM). أما إذا كان حجم الحصويات الأعظمي المستخدمة أصغر أو يساوي (10 mm) تكون العينات ثلاث اسطوانات على الأقل بقطر (5 in)، أو من مكعبات لها نفس طول الحرف.
- 4. تؤخذ العينات المذكورة في كافة الحالات بإحدى الطريقتين التاليتين بحسب شروط (ASTM):
 - ينبغي أخذ العينات من البيتون المنفذة في موقع العمل، بواقع مجموعة واحدة مؤلفة من ثلاث عينات على الأقل من كل عنصر مصبوب أو من كل (40 m³).
 - إذا لم تؤخذ العينات المذكورة كما في البند السابق، فيمكن أخذ عينة من نفس السطح لكل (40 m³) منه. أو عينة واحدة على الأقل من السطح المرشوش بدفعة واحدة إذا كانت الكمية أقل من ذلك.

5. يجب ألا يقل وسطي المقاومة لثلاث اسطوانات بعد (28) يوم مأخوذة من سطح مفرد عن ($0.85 f_c$). ولا تقل مقاومة أية عينة عن ($0.75 f_c$). حيث (f_c) المقاومة المميزة التصميمية للبيتون المقذوف.

6. يجب أن لا يقل وسطي مقاومة ثلاثة مكعبات من سطح مفرد عن (f_c) على ألا تقل مقاومة أية عينة عن ($0.88 f_c$).

• شروط فواصل الصب في البيتون المقذوف:

7. يجب الانتهاء من صب كل دفعة مجبولة من البيتون أو من المونة أو من البيتون

المقذوف خلال (30) دقيقة على الأكثر... (ASTM).

8. يسمح بوصل الطبقات المرشوشة، إذا كانت كافة حواف الطبقة القديمة حادة وسطحها مخشناً ونظيفاً، قبل صب الطبقة الجديدة.

• شروط إصلاح العيوب بعد الصب:

9. يجب ترميم المناطق الحاوية على زوائد من البيتون المصبوبة أو على مواد مفصولة أو على جيوب حصوية أو تشققات. ويتم ذلك بإزالة هذه الطبقة وإعادة صبها وهي في الحالة الرطبة.

• شروط المعالجة بعد الصب:

10. يجب ألا يتعرض البيتون المقذوف وهو رطب إلى الصقيع، كما يجب أن يبقى خلال فترة المعالجة والرش بالماء ضمن حرارة أعلى من (5) درجات مئوية وبرطوبة عالية خلال أول (24) ساعة من الصب.

• شروط مراقبة التنفيذ:

11. يجب مراقبة طرق أخذ عينات الاختبار خلال فترة التنفيذ وكيفية إجراء التجارب عليها.

12. يتم فحص السطوح الخرسانية غير السليمة من خلال الكشف البصري على البيتون المقذوف المنفذ، لمعرفة الأمور التالية:

- سماكات تغطية قضبان التسليح.

- أماكن التعشيش والتكهفات.

- مناطق الجيوب الحجرية.

- الخطوط أو الحروز أو العيوب المشابهة.

إذا احتاجت بعض الأماكن للترميم، فيمكن استخدام قضبان تسليح إضافية في المساحات ذات التسليح الخفيف. باستثناء البيتون المرشوش أو المصبوب على الأرض بالكامل، حيث يجري الترميم بطرق أخرى.

3.7.3 خلطات البيتون المقذوف:

تصمم خلطات البيتون المقذوف المستخدمة للأعمال الإنشائية، كما البيتون المسلح العادي. أما عند استخدام هذه المادة لترميم العناصر المسلحة التي تعرضت لتشققات كبيرة أو لتصدعات، فتصمم الخلطات لتحديد المقاومة الناتجة بحيث تكون أعلى من مقاومة العنصر الذي يتم ترميمه بما يقارب ($5 \text{ Mpa} = 50 \text{ kg/cm}^2$) على الأقل... (شروط الكودات الأوروبية).

4.7.3 مزايا ومساوئ استخدام البيتون المقذوف في التدعيم

تتلخص الإيجابيات الرئيسية لاستخدام البيتون المقذوف في أعمال التدعيم بما يلي:

- عدم استخدام القوالب.

- يكون التماسك بين البيتون الجديد والبيتون القديم أفضل منه في حالة صب البيتون بالمكان، وذلك بفضل درجة الرص العالية أثناء عملية القذف.
- يكتسب البيتون المقذوف مقاومة عالية بسبب نسبة الماء إلى الإسمنت المنخفضة.
- أما سلبيات هذه الطريقة فتوجز بما يلي:
- عدم إمكانية التحكم بنسبة الماء إلى الإسمنت والتحكم بليوننة الخلطة، حيث لا يمكن أن تعاير إلا بصرياً.

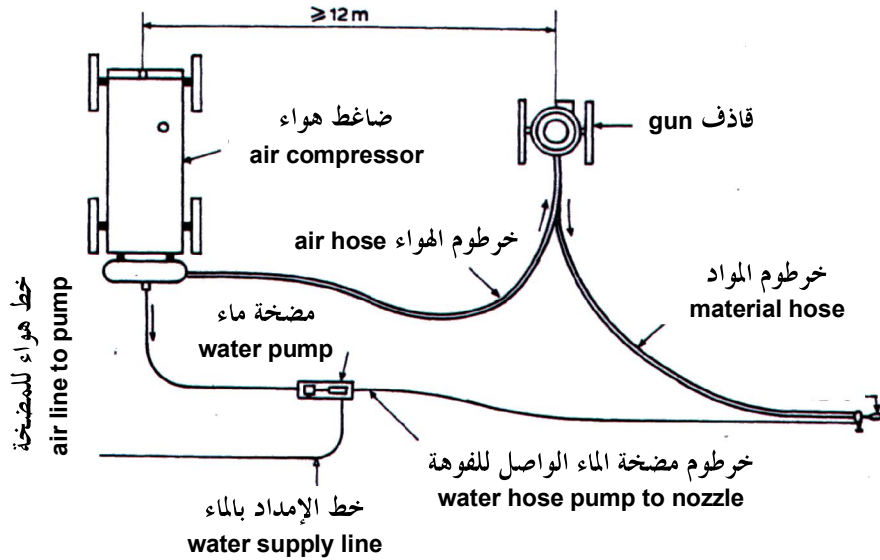
- التقلص الكبير الذي يحتم ضرورة استخدام شبكة أسلاك كتسليح إضافي.

- ضياع جزء كبير من المادة نتيجة الارتداد عن السطح المنفذ.

5.7.3 التجهيزات اللازمة لإنتاج وتنفيذ البيتون المقذوف:

يتطلب البيتون المقذوف التجهيزات التالية:

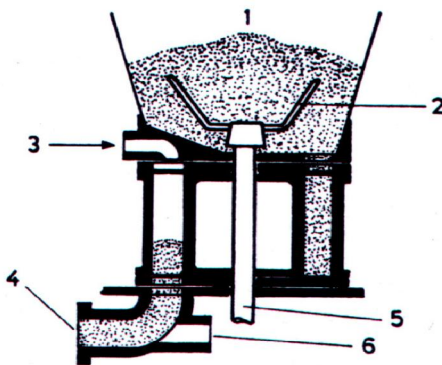
- جباله بيتون آلية تمزج الخليط في الحالة الجافة (أي قبل إضافة الماء)، وخزان ماء ومضخة ماء نابذة، وقاذف بحجرة واحدة أو بحجرتين، وفوهة لتوجيه الضخ. بالإضافة إلى ضاغط باستطاعة كبيرة وخرطوم عالية الضغط.
- يبين الشكل (32.3) هذه التجهيزات.



الفصل الرابع...

تصميم الجدران الاستنادية غير المسلحة (الجدران الكتلية والجدران الحجرية).

Unreinforced Retaining Walls
Massive & Masonry R. W.



1.4 الجدران الاستنادية الكتلية: هواء مضغوط.

1.1.4 مواد الجدران الاستنادية الكتلية: منطقة من المواد تحت الضغط.

تنفذ الجدران الاستنادية الكتلية من إحدى تشكيلات المواد 6 هواء مضغوط.

الشكل (32.3)

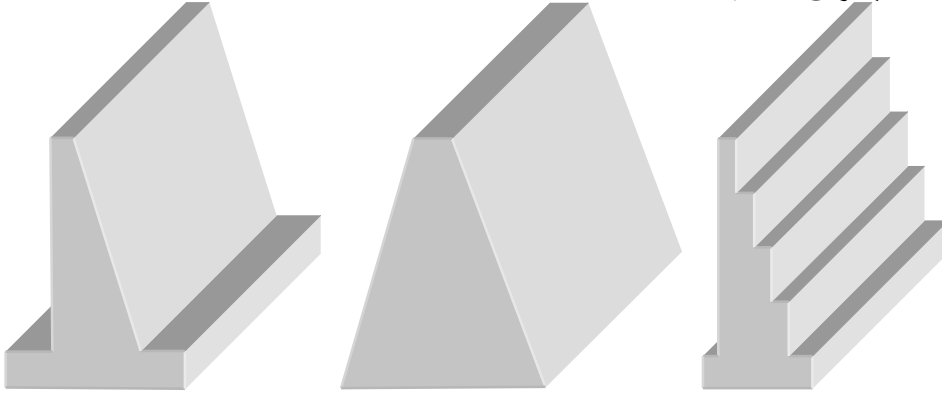
- 1 - من البيتون العادي المصنوع بعيار عالي من الإسمنت ($250 - 300 \text{ kg/m}^3$) فقط، وتسمى الجدران الاستنادية من البيتون العادي (Plan Concrete).
 - 2 - من البيتون من عيار متوسط من الإسمنت ($200 - 250 \text{ kg/m}^3$) والمخلوط بالحصى الكبيرة المخصصة للبيتون المسلح، والتي قد يصل مقاسها إلى (50 mm)، وتسمى الجدران الاستنادية الكتلية.
 - 3 - من البيتون المصنع من عيار منخفض من الإسمنت ($150 - 200 \text{ kg/m}^3$) والمخلوط بالكتل الحجرية القاسية والنظيفة، والتي قد يصل مقاسها إلى (150 mm)، وتسمى الجدران الاستنادية من البيتون المغموس.
 - 4 - من البيتون المصنع من عيار منخفض من الإسمنت ($100 - 150 \text{ kg/m}^3$) والمخلوط بالكتل الحجرية الكبيرة والحاوية على بعض بقايا التربة وتسمى الجدران الاستنادية الكتلية من البيتون الردمي... وتستخدم للمنحدرات قليلة الارتفاع وذات الميل البسيط تعتبر الجدران الاستنادية الكتلية اقتصادية التكاليف فيما إذا استخدمت فقط للارتفاعات المنخفضة، وتعتمد هذه الجدران على كتلتها فقط لتأمين التوازن. تتحمل الجدران الاستنادية الكتلية قيماً للضغط تختلف بحسب نوعها، فقد تصل قدرة تحملها إلى (40 kg/cm^2). باعتبار أن مقاطع هذه الجدران تكون كبيرة، لذا تكون الإجهادات المتولدة فيها صغيرة، وبالتالي يمكن استخدام بيتون ذي مقاومة منخفضة نسبياً.
- تخلط المواد في الأنواع المذكورة أعلاه بحسب نسب، فقد تتكون الجدران من النوع (1) مثلاً مكونة من بيتون وحصويات أو حجارة بنسبة النصف، كما يمكن أن تكون الجدران من النوع (2) مكونة من بيتون بنسبة ثلثين وحصويات أو حجارة بنسبة الثلث. على أية حال يجب أن تتم دراسة نسب الخلطات الخاصة بهذه الجدران وفق أسس تصميم الخلطات البيتونية.
- يوضح الجدول التالي نماذج لبعض الخلطات البيتونية للجدران الكتلية من البيتون العادي أو الكتلي (المغموس)، والتي بنيت على تجارب وخبرات خاصة:

الجدول (1.4)		
نوع البيتون	نسب المواد في الخلطة لكل متر مكعب من البيتون	المقاومة المميزة

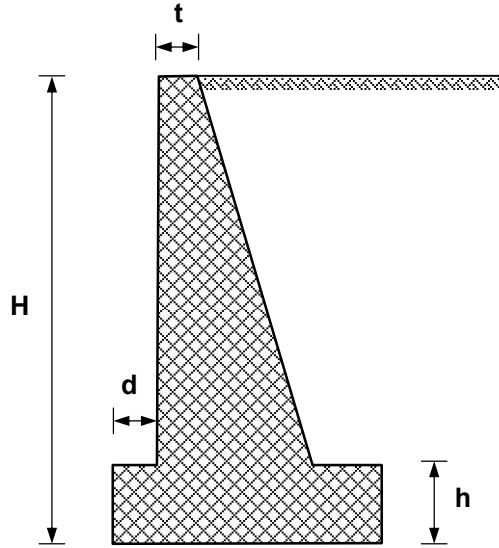
الف ك g/cm ²	ح صى كبيرة) 28 (mm m ³	ح صى متوسطة) 15 (mm m ³	ال رمل) 5 (mm m ³	لماء it.	الاسمنت k g	ع دي
70	-	0. 75	0 .40	5	1 50	
10 0	-	0. 75	0 .40	00	2 00	
13 0	-	0. 75	0 .40	25	2 50	
16 0	-	0. 75	0 .40	50	3 00	
19 0	-	0. 75	0 .40	75	3 50	
الم قاومة الم ميزة f ك g/cm ²	ال حجر المكسر) 80 (mm m ³	ال صى) 25 (mm m ³	ال رمل) 5 (mm m ³	لماء it.	الاسمنت k g	م نة ال بيتون المغموس
10 0	0 .30	0. 50	0 .35	00	2 50	
13 0	0 .30	0. 50	0 .35	25	3 00	
16 0	0 .35	0. 45	0 .35	50	3 50	
19 0	0 .35	0. 45	0 .35	75	4 00	

2.1.4 أشكال الجدران الاستنادية الكتلية:

يمكن أن تكون سطوح الجدران الأمامية والخلفية شاقولية أو مائلة أو متدرجة، ويبين الشكل (1.4) بعض أشكال الجدران الكتلية.



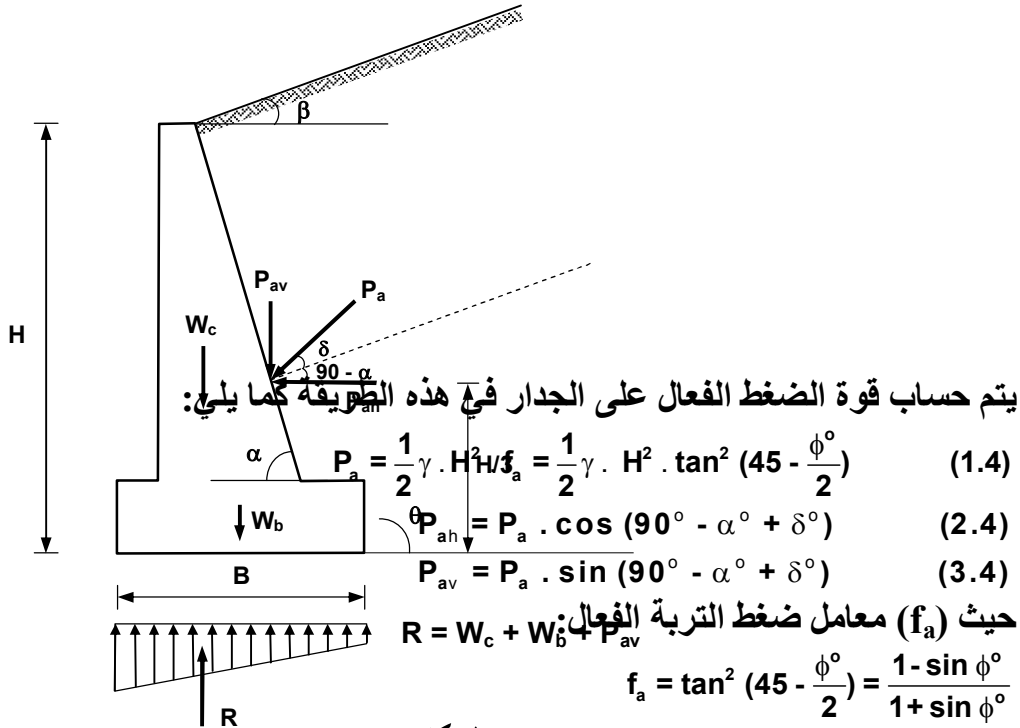
3.1.4 الأبعاد الأولية للجدران الاستنادية الكتلية: الشكل (1.4) **يفضل افتراض الأبعاد الأولية للجدران الاستنادية** تقع محصلة القوى الشاقولية المؤثرة على قاعدة الجدار ضمن النواة الثلث الوسطي للأساس من أجل تعرض الأساس بكامله للضغط. ولتحقيق هذا الافتراض يمكن اختيار الأبعاد المذكورة والمبينة في الشكل (2.4) من أجل جدار ارتفاعه (H) كما يلي:



$t = (25 - 30) \text{ cm}$	السماكة الدنيا:	✓
$T = (60\% - 100\%) B$	السماكة العظمى:	✓
$B = (40\% - 70\%) H$	عرض القاعدة:	✓
$d = (10\% - 20\%) H$	ارتفاع القاعدة:	✓
$d = (30\% - 100\%) h$	بروز القاعدة:	✓
$\square = (0^\circ - 30^\circ)$	ميل الوجه المائل:	✓
4.1.4 القوى المؤثرة على الاستنادية الجدران الكتلية:		

1.4.1.4 القوى المؤثرة بحسب طريقة (كولومب):

يبين الشكل (3.4) افتراضات نظرية (كولومب) للقوى المؤثرة على الجدران الاستنادية. حيث تفترض النظرية وجود انزلاق على السطح الخلفي للجدار. ولهذا نفترض أن قوة ضغط التربة الفعالة (P_a) تميل عن المستوي العمودي على السطح الخلفي للجدار بزاوية (δ) تساوي زاوية الاحتكاك بين الجدار والتربة... انظر المثال (13) في الفصل الرابع.



2.4.1.4 القوى المؤثرة بحسب طريقة (رانكين): (3.4)

يبين الشكل (4.4) افتراضات نظرية (رانكين) للقوى المؤثرة على الجدران الاستنادية، حيث تفترض هذه النظرية أن قوة ضغط التربة الفعالة (P_a) تميل عن المستوي العمودي على السطح الخلفي للجدار بزاوية (δ) تساوي زاوية ميل التربة المحتجزة خلف الجدار. نعتبر هنا أن ارتفاع مخطط الضغط هو (H_0)، ويتم حساب قوة الضغط الفعال على الجدار في هذه الطريقة كما يلي:

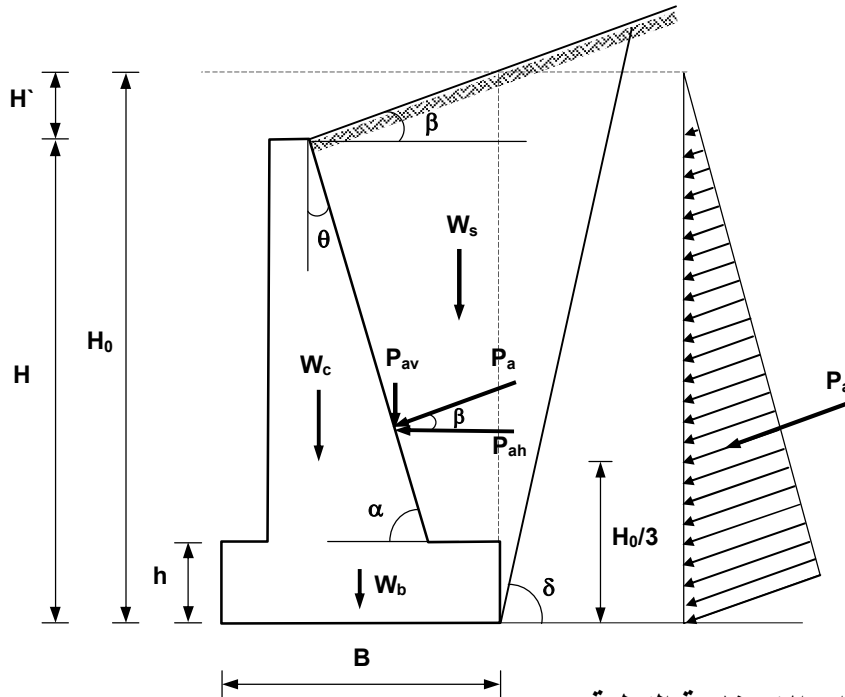
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_0^2 \cdot f_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_0^2 \cdot \tan^2 (45 - \frac{\phi^0}{2}) \quad (4.4)$$

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos \beta^\circ \quad (5.4)$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin \beta^\circ \quad (6.4)$$

حيث ($H_0 = H + H'$)

$$R = W_c + W_b + W_s + P_{av} \quad (7.4)$$



5.1.4 تصميم الجدران الاستنادية الكتلية:

تتم دراسة هذه الجدران وفق الخطوات التالية (انظر الأمثلة العددية في الفصل السادس):
الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد الأولية:

بعد الحصول على البيانات المذكورة في الفقرة (1.3.3) من الفصل الثالث، يتم افتراض الأبعاد الأولية لكل من الجدار والأساس بالاستناد إلى الفقرة (3.1.4) أعلاه.
الخطوة الثانية - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

تحتسب القوى على الجدار بطريقة رانكين أو كولومب كما هو موضح أعلاه. مع ملاحظة أنه إذا كانت التربة المحتجرة خلف مائلة عن الأفق بزاوية (□)، تصبح قيمة معامل الضغط الفعال كما يلي:

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \cdot \cos(\beta) = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \cos(\beta)$$

إذا كانت التربة خلف الجدار غضارية أو طينية ومعامل تماسكها (c)، تصبح قيمة الضغط الفعال كما يلي:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a - 2c \cdot H \sqrt{f_a} \quad (8.4)$$

في حال الحاجة لإدخال الضغط السلبي في الحساب نستخدم العلاقة:

$$P_p = \frac{H}{2} \cdot q_p = \frac{H}{2} (f_p \cdot \gamma_s \cdot H) = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_p \quad (9.4)$$

حيث:

(f_p) معامل الضغط السلبي.

$$f_p = \frac{1 + \sin \phi^\circ}{1 - \sin \phi^\circ} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi^\circ}{2}) \quad (10.4)$$

إذا كانت التربة خلف الجدار غضارية أو طينية ومعامل تماسكها (c) تصبح قيمة الضغط السلبي كما يلي:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \cdot f_p + 2c_1 \cdot h \sqrt{f_p} \quad (11.4)$$

حيث $(c_1 = 2c / 3)$... انظر الأمثلة التطبيقية في الفصل السادس.

الخطوة الثالثة - تحقيق استقرار وتوازن الجدار:

يتم تحقيق التوازن ضد الدوران والانقلاب حول طرف القاعدة الأمامي.

1. تحقيق الأمان ضد الانقلاب:

يحسب معامل الأمان ضد الانقلاب من العلاقة التالية:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} \geq 1.5 \quad (12.4)$$

حيث:

$(\sum M_F)$ مجموع عزوم القوى المثبتة للجدار.

$(\sum M_O)$ مجموع عزوم القوى الساعية لانقلاب للجدار.

2. تحقيق الأمان ضد الانزلاق:

غالباً ما تحقق هذه الجدران مقاومة الانزلاق بسبب وزنها الكبير.. وفي حال الحاجة لذلك يتم تحقيق هذا الشرط كما في حالة الجدران المسلحة في الفصل الثالث.

الخطوة الرابعة - تحقيق الإجهادات المطبقة على التربة:

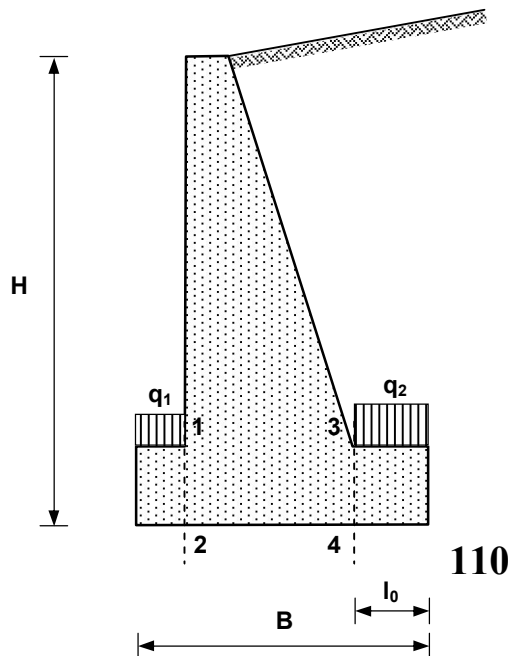
تحقق الإجهادات المطبقة على التربة بحيث تكون أقل من تلك المسموحة.

الخطوة الخامسة - تحقيق الإجهادات في جذع الجدار والقاعدة:

1. تحقيق إجهادات الضغط:

تتعرض النقاط (4 , 1) في الشكل (5.4) إلى إجهادات ضغط، في حين تتعرض النقاط (, 3

(2) إلى إجهادات شد.



الشكل (5.4)

يجب تحقيق إجهادات الضغط في بيتون الجدار ضمن مقطعين، الأول أفقي أسفل جذع الجدار (المقطع 3 - 1 في الشكل 5.4) والثاني شاقولي عند اتصال القاعدة مع جذع الجدار (المقطع 2 - 1)... وتستخدم من أجل ذلك العلاقة التالية:

$$\sigma_c = \frac{R}{100 \times B} + \frac{6 M}{B \cdot h^2} \leq 0.40 \cdot f_c \text{ kg/cm}^2 \quad (13.4)$$

حيث (R) محصلة القوى الشاقولية، و (e) اللامركزية أو المسافة بين (R) ومحور القاعدة، و (M) العزم المؤثر على المقطع.

2. تحقيق إجهادات الشد:

نتحقق من هذه الإجهادات في النقاط (2, 3) من الشكل (5.4) بدراسة المقطعين (1 - 2) و (3 - 4)، حيث نستخدم العلاقة:

$$\sigma_t = \frac{R}{100 \times B} \left(1 - \frac{6 e}{B}\right) \leq 0.03 \cdot f_c \text{ kg/cm}^2 \quad (14.4)$$

3. تحقيق إجهادات القص:

يجب أن تكون إجهادات القص المطبقة على أي مقطع أقل من قيمة إجهاد القص المسموح... فمن أجل أي مقطع بعرض متر واحد مثلاً:

$$\tau = \frac{P_{ah}}{0.85 b \cdot d} \leq 0.55 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2 \quad (15.4)$$

حيث (p_{ah}) المركبة الأفقية لقوة الضغط الفعال و ($b = 100 \text{ cm}$).

الخطوة السادسة: التحقق من ارتفاع أساس الجدار:

يتم تحديد الأساس بحيث لا تتجاوز إجهادات الشد عند وجه الجدار القيمة المسموحة، والتي تقدر بنسبة ($0.3 f_c \text{ kg/cm}^2$)... ويجري الحساب كما يلي:

بافتراض طول البروز من أي طرف هو (I_0) نحسب عزم الانعطاف عند المقطع الملامس لوجه الجدار من جهة البروز المدروس:

$$M = \frac{q \cdot I_0^2}{2} \quad (16.4)$$

حيث (q) الإجهاد الصافي المطبق على التربة دون احتساب وزن القاعدة. يحسب إجهاد الشد الأعظمي عند أسفل المقطع المدروس من العلاقة:

$$\sigma_t = \frac{6 M}{h^2} \quad (17.4)$$

وباستبدال قيمة (M) في العلاقة الأخيرة نجد:

$$\sigma_t = \frac{3 q \cdot I_0^2}{h^2} \quad (18.4)$$

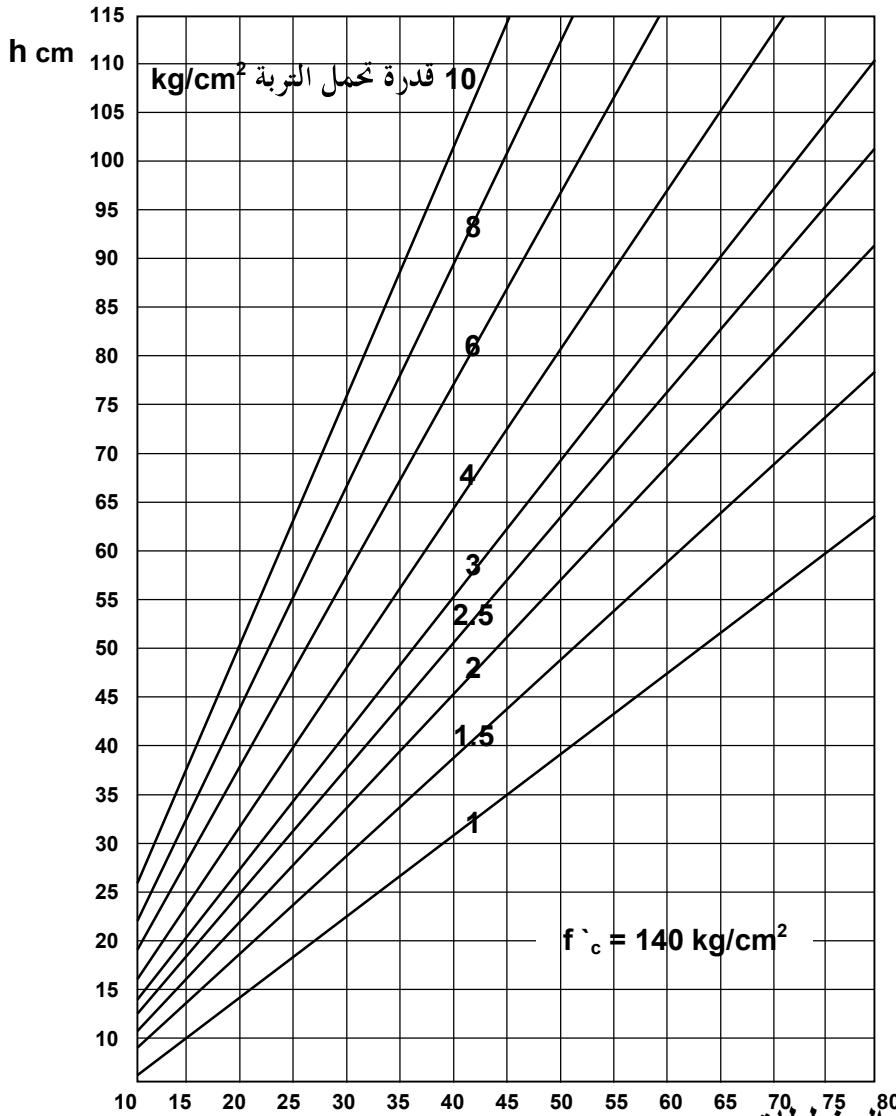
يمكن إعادة صياغة هذه العلاقة بالشكل التالي:

$$\frac{\sigma_t}{q} = \frac{3 l_0^2}{h^2}$$

إذا:

$$h = l_0 \sqrt{\frac{3 q}{\sigma_t}} \quad (19.4)$$

هناك مخططات بيانية جاهزة لإيجاد السماكة (h) بدلالة كل من البروز وإجهاد التربة الصافي ومقاومة البيتون، كذلك المبينة في الشكل (6.4).
الخطوة السابعة - دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار:
 في حال الحاجة إلى دراسة العزل وتصريف المياه خلف الجدار، يتم العودة إلى الخطوة إلى الفقرتين (6.2) و (8.2) من الفصل الثاني.



الخطوة الثامنة - رسم المخططات:
 ينبغي أن تشمل المخططات التنفيذية للمشروع (الاعتمادية) العزل cm يلي:

- التفصيلات التنفيذية.
- مخططات التصريف المائي إن تطلب العمل.
- مخططات وتفصيلات ومواد العزل إن لزم.
- تفصيلات الإكساء إن وجدت.
- أخيراً... هناك العديد من الأمثلة التطبيقية في الفصل السادس.

2.4 الجدران الاستنادية الحجرية: Masonry retaining walls

1.2.4 مقدمة حول الجدران الاستنادية الحجرية:

تعتبر مادة الحجر من أقدم مواد البناء عموماً، وقد استخدمت في المنشآت المختلفة ولمهام مختلفة، فالشكل (7.4) مثلاً، يبين نموذجاً لاستخدام الحجر في المباني والجدران الاستنادية والأدراج والأسوار الخارجية. إذاً فمن هذه المنشآت الجدران الاستنادية التي تستخدم لتثبيت المنحدرات أو لاحتجاز التربة. وما زالت الجدران الحجرية الجافة تستخدم في العديد من المناطق في العالم، ففي سويسرا مثلاً، تعمل هذه الجدران على منع الانهيارات في سفوح جبال الألب لحماية القرى المجاورة والطرق العامة وخطوط السكك الحديدية. وما زالت تفرض علينا طبيعة المواقع الجبلية أحياناً استخدام هذه الأحجار بسبب صعوبة نقل المواد البيتونية إلى الموقع.



استخدمت الجدران حيث صممت من قبل المهندسين ما زالت الجهود لأسباب مختلفة.

الشكل (7.4)

تعتمد الجدران الحجرية في توازنها على الوزن الذاتي لقطع الحجارة، وعلى التكوين الهيكلي المستقر للجدار بفعل قوى الاحتكاك بين هذه القطع. وهناك بعض الجدران التي تستخدم فيها مواد رابطة طينية أو إسمنتية أو غير ذلك، لتعمل بذلك كجسم واحد مستقر ومتوازن.

2.2.4 أنواع الجدران الاستنادية الحجرية:

يمكن تقسيم الجدران الاستنادية الحجرية وفق عدة طرق كما يلي:

1. التصنيف بحسب الوظيفة:

- تعتمد الجدران الحجرية في توازنها على الوزن الذاتي لقطع الحجارة، وعلى التكوين الهيكلي المستقر للجدار بفعل قوى الاحتكاك بين هذه القطع.
- وهناك بعض الجدران التي تستخدم فيها مواد رابطة طينية أو إسمنتية أو غيرها.
- تستخدم الجدران الاستنادية الحجرية بحسب مهمتها كما يلي:
- لتثبيت الميول الترابية على سفوح المنحدرات لحماية التجمعات السكنية والمنشآت الأخرى.

- على جوانب مداخل الجسور ومداخل العبارات تحتها.
- على جوانب الطرق المنفذة على طبقات سميكة من الردم.
- الجدران الخارجية للمزارع والفيلات والمباني المقامة على مرتفعات تحيط بها مناطق منخفضة.

2. التصنيف بحسب المصدر والنوع:

تصنف الأحجار بحسب مصدرها إلى طبيعية وصناعية.

- الأحجار الطبيعية: يمكن أن من نواتج المقالع أو من مجاري الأنهار وقيعان البحيرات. كما يمكن أن تكون عشوائية الشكل وفق أبعادها الطبيعية، أو مقصوفة يدويا أو بالآلات الخاصة بأبعاد منتظمة أو غير منتظمة.
 - أما من حيث النوع فقد تكون قطع الحجر من البازلت أو الغرانيت أو غيرها.
 - الأحجار الصناعية: يمكن أن تكون من البيتون العادي أو الآجر أو غيرها، وبأشكال وأبعاد مختلفة.
- هناك تصنيفات أخرى مثلاً كالتصنيف بحسب نظام الإنشاء أو وفق شدة ميل المنحدر أو غير ذلك.

تعرف بعض أنواع هذه الجدران باسم الجدران ذات الاستقرار الميكانيكي،

(Mechanically Stabilized Earth Walls) ويرمز لها اختصاراً بالرمز (MSEW).

تبين مجموعات الصور التالية بعض نماذج هذه الجدران.

3.2.4 بعض مواصفات وشروط أحجار الجدران الاستنادية:

تتعلق الشروط الخاصة بمواد الجدران الاستنادية الحجرية، وكذلك الشروط الفنية الخاصة بالتنفيذ، بالتصنيف المذكورة في الفقرة (2.2.4) أعلاه. ومن هذا المنطلق لا يمكن وضع مواصفات وشروط موحدة لكافة أنواع الجدران الحجرية لكثرة المتغيرات فالمواصفات والشروط المذكورة تتعلق بما يلي:

- المناخ والطبيعة الجغرافية للمنطقة التي ستنفذ فيها هذه الجدران.
- الهدف والغاية من الجدران الحجرية.
- نوع تربة المنحدر.
- ميل المنحدر وخصائص موشور الانهيار.
- نوع وتكوين ومصدر القطع الحجرية.
- أبعاد القطع الحجرية.

- طريقة البناء المقترحة.
- وجود أو عدم وجود مادة رابطة بين الأحجار.
- متغيرات أخرى عديدة تتعلق بخصوصية كل مشروع.



الشكل (8.4) الجدران الاستنادية الحجرية المرصوفة لحماية جوانب الطرق





على كل حال وعلى سبيل المثال، يمكن إجراء بعض أو كل الاختبارات التالية على الأحجار، حين تنفيذ الجدران الاستنادية في المناطق السياحية، حيث يكون الشكل والمظهر الخارجي لسطح الجدار الظاهر، ضرورة ومطلب معماري.

- الوزن النوعي.
- الوزن الحجمي.
- مقاومة الضغط.
- المتانة.
- مقاومة الضغط.
- مقاومة الانعطاف.
- النفاذية.
- مقاومة التآكل.
- مقاومة الاهتراء.
- التقلص بالجفاف.
- الامتصاص.
- الاختبارات الكيميائية.
- الخصائص الضوئية.

أما المواصفات الفنية العامة لمواد وأعمال الحجر الطبيعي فتعتبر كما يلي:

- يجب أن تكون قطع الحجر متجانسة وخالية من أية نقاط ضعف.
- يجب أن تكون قطع الحجر قليلة الامتصاص للماء ومقاومة لتأثير الصقيع، وأن تعطي تحت ضربات المطرقة صوتاً رناناً متجانساً.

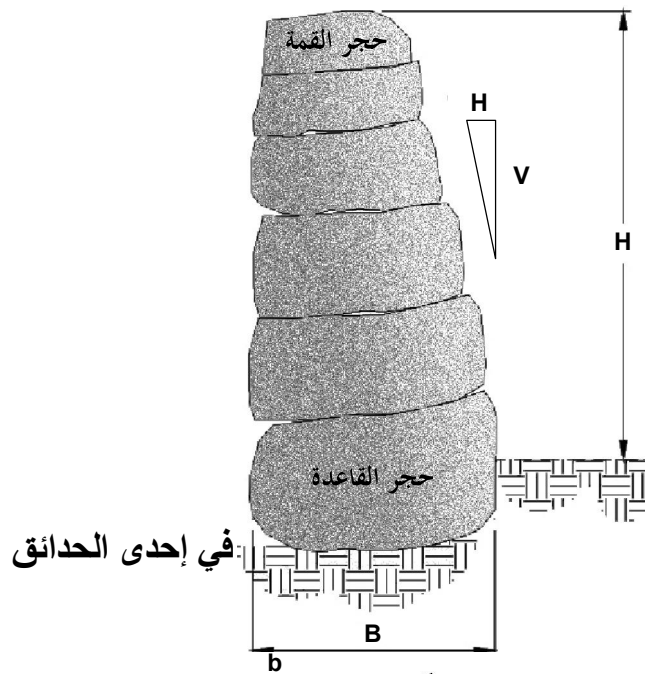
- يجب فرز الأحجار بحسب أشكالها وأبعادها.
أما حدود نتائج أهم الاختبارات على أحجار البناء فهي بحسب التصنيف البريطاني كما يلي:

الجدول (2.4)					
نوع الحجر	الوزن النوعي t / m ³	المسامية %	مقاومة الضغط kg/cm ²	معامل المرونة t / cm ²	معامل التمدد الحراري x 10 ⁻⁶ / c ⁰
كلسي	2.2 - 2.70	0.3 - 2.0	200 - 900	280 - 1080	1.1 - 8.5
رملي	2.1 - 2.56	5 - 28	500 - 1400	70 - 525	5.8 - 12.4
رانيت	2.5 - 2.85	0 - 100	110 - 2200	420 - 700	5.6 - 7.6
خام	2.6 - 2.73	0.2 - 0.6	700 - 1800	280 - 950	3.6 - 10.1

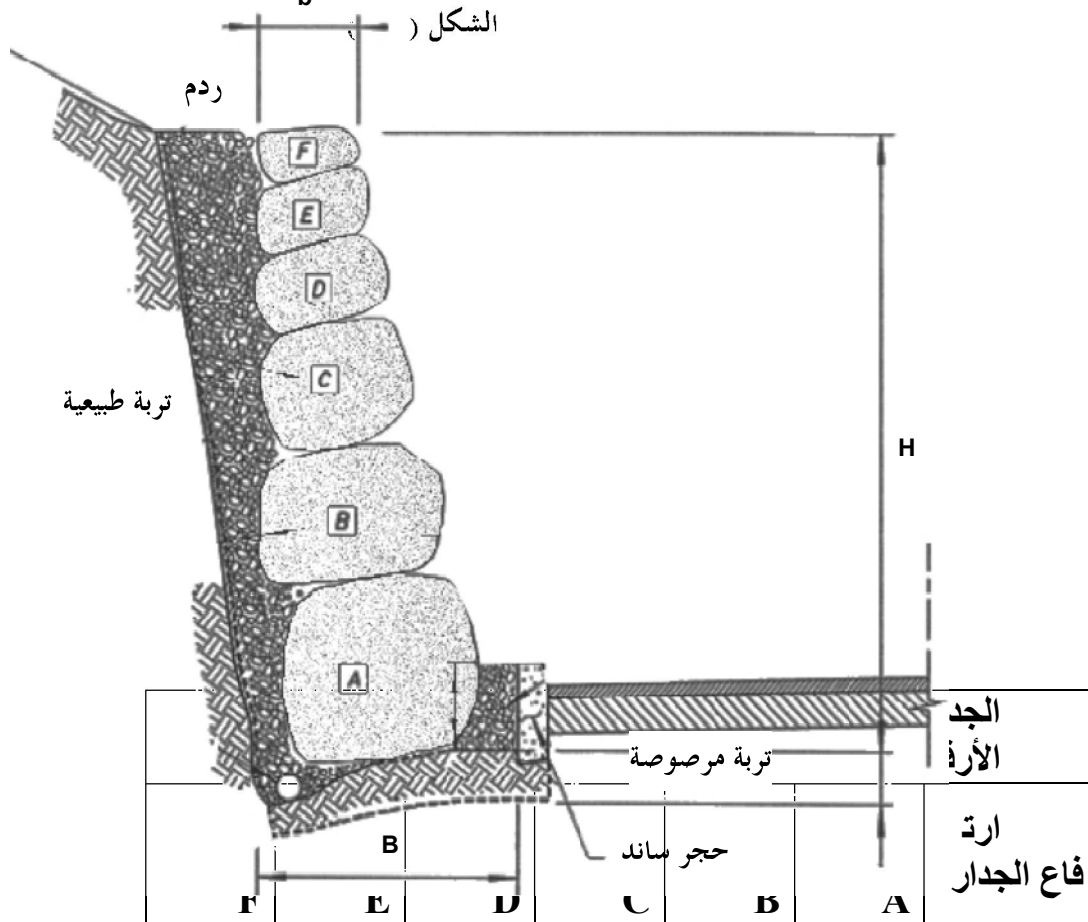
من الأمثلة المطبقة للجدران الاستنادية الحجرية القوانين التي أقرها مكتب الطرق العامة التابع لوزارة الزراعة في الحكومة الأمريكية الاتحادية، لتوصيف الجدران الاستنادية للحدائق والجدران المجاورة للطرق في غابة (أباتشي) في ولاية (أريزونا) والتي تفرض بأن تبنى هذه الجدران من الأحجار الطبيعية العادية أو من قطع نواتج تكسير الصخور. كما كانت هناك قوانين مشابهة في بعض الولايات الأخرى.

نصت بعض القوانين المذكورة على مواصفات خاصة لقطع الحجر المكونة لهذه الجدران بحيث تحقق التوازن والاستقرار، فمثلاً:

- لا يزيد ارتفاع الجدار عن (25 ft)، أي ما يقارب (760 cm).
- لا يزيد ميل الوجه الأمامي للجدار عن (V/H = 4/1) .. الشكل (12.4).
- لا يقل أصغر بعد في قطعة الحجر عن (18 in = 45 cm).
- لا يقل وزن قطعة الحجر عن (200 lb)، أي (90 kg).
- لا يقل عرض قاعدة الجدار عن (3 ft = 95 cm)، أو عن (0.3 H).



يبين الشكل (13.4) مقطعاً نموذجياً لعدا وفق الجدولين (3.4) و (4.4).



الشكل (13.4)

-	-	-	-	2	3	< 1 m
-	-	-	2	3	4	< 2 m
-	-	2	3	4	4	< 3 m
2	2	3	3	4	5	< 4 m

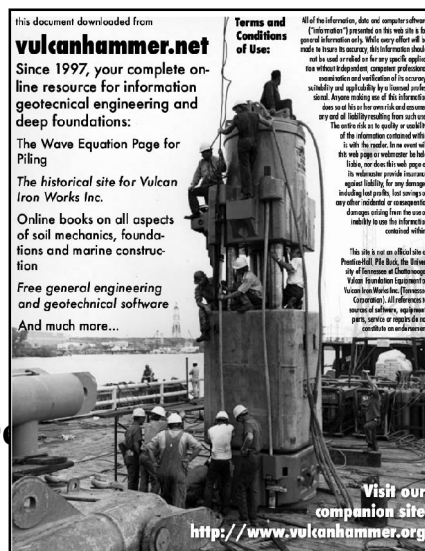
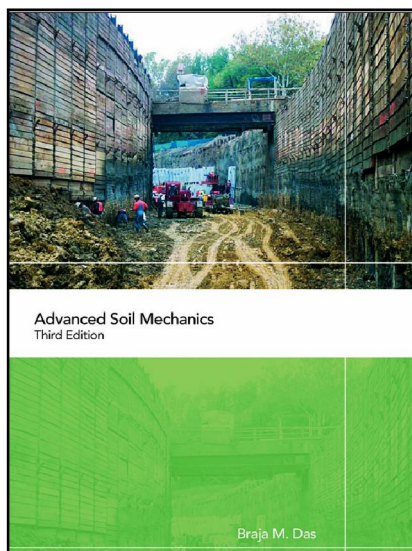
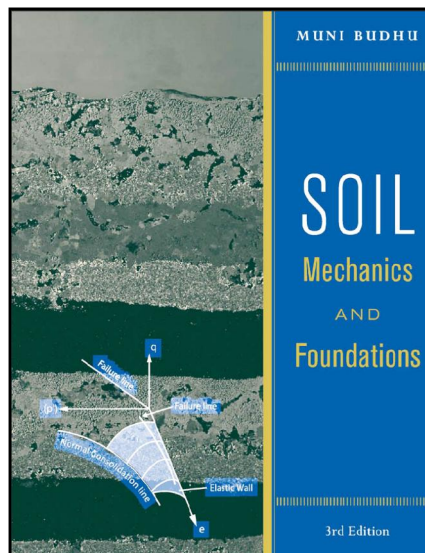
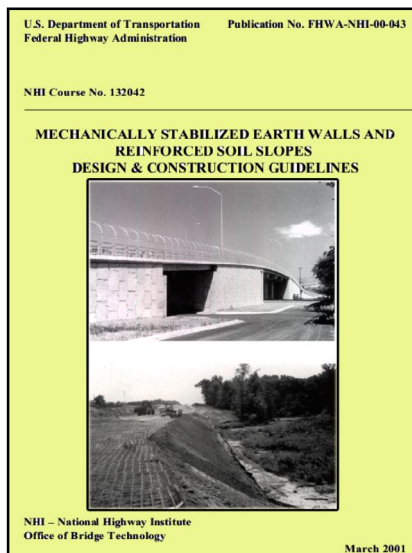
الجدول (4.4)		
الأبعاد الوسطية	الوزن	مقاس الحجر
30 – 45 cm	20 – 90 kg	1
45 – 71 cm	90 – 300 kg	2
71 – 90 cm	300 – 900 kg	3
90 – 120 cm	900 – 1800 kg	4
120 – 135 cm	1800 – 2700 kg	5
135 – 150 cm	2700 – 3600 kg	6

يبين الشكل (14.4) نماذج من الجدران المذكورة.

أخيراً:

كما ذكرنا في بداية هذه الفقرة، فإن تصميم الجدران الاستنادية الحجرية يخضع لمعايير وطرق حساب عديدة بحسب المتغيرات التي سبق ذكرها، ويمكن التوسع بهذا الموضوع بالعودة إلى أحد المراجع المتخصصة كتلك المبينة في الشكل (15.4).





الفصل الخامس...

تصميم الجدران الاس
er Earthquake

يمكن وبتقريب مقبول الاستعناء عن حساب تأثير الرلزل على الجدران الاسنادية كما يلي:
الشكل (15.4)

- للجدران حتى ارتفاع (6 m): تصعيد قوة ضغط التربة بنسبة (10% - 20%) بحسب ارتفاع الجدار.
- للجدران الأعلى من (6 m): رفع قوة محصلة ضغط التربة (مثلث الضغط) إلى نقطة عمقها بين $(1/2 H - 2/3 H)$.

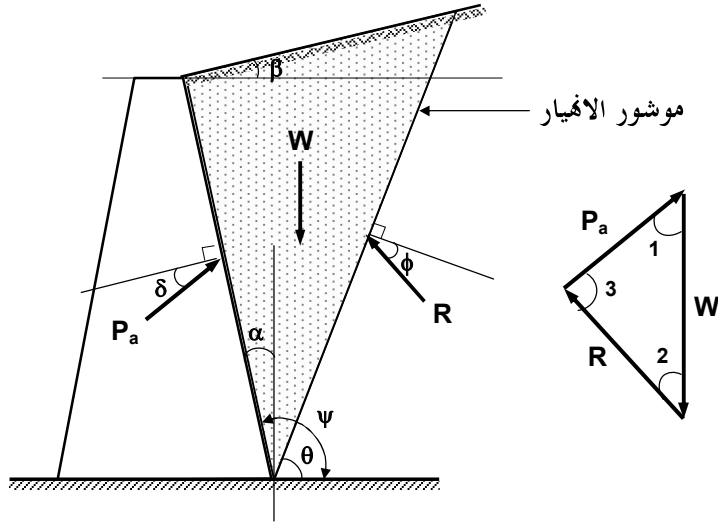
كما يمكن دراسة تأثير الزلازل على هذه الجدران بالطرق المذكورة في هذا الفصل.

1.5 تأثير الحمولات الستاتيكية: Effect of static loads

1.1.5 الضغط الفعال في الحالة العامة:

تناولت الفصول السابقة كيفية تصميم الجدران الاستنادية المختلفة تحت تأثير الحمولات الستاتيكية المتولد عن ضغط التربة. ويتناول هذا الفصل حالات تصميم تلك الجدران تحت تأثير الحمولات الزلزالية.

وجدنا في الفصل الثاني أنه في الحالة العامة لجدار استنادي يحتجز تربة خلفه، كما في الشكل (1.5)، تطبق نظرية (كولومب) حيث يفترض سطح الانهيار أو الانزلاق مستويًا. ويبين الشكل المذكور مضع القوى المؤثرة المثلاثي. في الحالة العامة المذكورة تحدد محصلة قوة الضغط الفعال للتربة على الجدار من العلاقة التالية:



الشكل (1.5)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_a \quad (1.5)$$

حيث:

- (□) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة.
 - (□) زاوية الاحتكاك بين التربة و سطح الجدار الملامس لها، وتتراوح وفق النظم البريطانية بين $(2 \square/3 - \square/2)$ ، كما يمكن أن تؤخذ في الحسابات العملية $(2 \square/3)$.
 - (q) زاوية ميل موشور الانهيار للتربة عن الأفق.
 - (□) زاوية ميل سطح الجدار الملامس للتربة عن الشاقول.
 - (□) زاوية ميل سطح التربة خلف الجدار عن الأفق.
- أما الزوايا في مضع القوى فهي:

$$1^\circ = 90 - \square - \square \quad \text{الزاوية (1):}$$

$$2^\circ = q - f \quad \text{الزاوية (2):}$$

$$3^\circ = 180 - 90 + d + a + \square - q \quad \text{الزاوية (3):}$$

وكافة الزوايا المذكورة أعلاه مقدرة بالدرجات.

(W) وزن التربة ضمن موشور الانهيار

(R) رد فعل التربة خلف موشور الانهيار، وهو يتعلق بالزاوية ($\square$)، لأن التأثير بين كتلة

الموشور وبين التربة الأصلية متبادل.

(P_a) الضغط الفعال المتمثل برد فعل الجدار على موشور الانهيار، والمتعلق بالزاوية ($\square$).

يمكن الحصول على قيمة معامل الضغط الفعال الأعظمي ($f_{a-\max}$)، وبالتالي على قيمة (P_{a-})

($\max$) كما يلي:

نكتب معادلة (f_a) بدلالة زاوية ميل مستوي الانزلاق ($\square$)، ونشتق العلاقة الناتجة بالنسبة

للزاوية ($\square$)، ثم نساويها بالصفر، فنحصل على العلاقة التالية:

$$f_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2} \quad (2.5)$$

وتكون قيمة الزاوية الحرجة لميل سطح الانهيار ($\square_a$) التي توافق هذا المعامل:

$$\delta_{a_{cr}} = \phi + \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right) \quad (3.5)$$

حيث:

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \alpha)] \cdot [1 + \tan(\delta + \phi) \cdot \cot(\phi - \alpha)]}$$

..... (4.5)

$$C_2 = 1 + [\tan(\delta + \alpha) \cdot \tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \alpha)] \quad (5.5)$$

في الواقع إن طريقة كولومب لا تعطي التوزيع الفعلي للإجهادات الفعالة على الجدار، ولكن يمكن البرهان على أن هذا التوزيع وفي حال غياب الحمولات الخارجية السطحية يكون مثلياً بالنسبة للسطوح المستوية من الردميات.

في هذه الحالة تكون نقطة تطبيق القوة (P_a) تقع عند نقطة تبعد عن أسفل الجدار بمقدار

($H/3$)، وتميل عن الاتجاه العمودي على السطح الخلفي بزاوية ($\square$).

2.1.5 الضغط السلبي في الحالة العامة:

تحتسب قوة الضغط السلبي (P_p) من العلاقة التالية... انظر الشكل (2.5):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_p \quad (5.5)$$

كما سبق في حالة الضغط الفعال يكون معامل الضغط السلبي الموافق لحد الانهيار... (2.5):

$$f_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2} \quad (6.5)$$

The diagram illustrates a soil wedge failure mechanism. On the left, a cross-section shows a soil mass bounded by a horizontal top surface, a vertical backfill face, and a failure plane inclined at an angle α from the horizontal. The failure plane makes an angle θ with the base. A weight W acts vertically downwards from the center of the wedge. A reaction force P_p acts horizontally to the right on the backfill face at an angle δ from the horizontal. At the tip of the failure plane, a resultant force R acts upwards and to the left at an angle ϕ from the failure plane. The angle between the failure plane and the base is ψ , and the angle between the failure plane and the vertical is β .

To the right, a force triangle is shown with three forces: W acting vertically downwards, P_p acting horizontally to the right, and R acting as the hypotenuse connecting their tips.

$$\delta_{p \text{ or } \theta} = -\phi + \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\phi + \beta) - C_3}{C_4} \right) \quad (7.5)$$

(2.5) الشكل

$$\mathbf{C_3 = \sqrt{\tan (\phi + \beta) \cdot [\tan (\phi + \beta) + \cot (\phi + \alpha)] \cdot [1 + \tan (\delta - \alpha) + \cot (\phi + \alpha)]}} \quad \text{..... (8.5)}$$

يمكن في الحالات التالية استخدام طريقة التقريب المتتالي لحساب زاوية ميل سطح الانهيار الحرجة لتحديد كل من ضغط التربة الفعال الأعظمي والضغط السلبي الأصغري، وذلك بحسب نظرية (كولومب):

- حالة وجود حمولات مطبقة فوق تربة الردم.
- حالة وجود ماء جوفية.
- حالة عدم انتظام في السطح العلوي لتربة الردم.

2.5 تأثير الحمولات الزلزالية على الجدران الاستنادية:

يمكن حساب الضغط الفعال تحت تأثير الزلازل وفق افتراضات (كولومب) بعشرات الطرق، والغاية من ذلك الحفاظ على استقرار الجدار عندما يتعرض لقوى ديناميكية ناجمة عن الزلازل، وبالتالي استقرار وتوازن منشور الانهيار في التربة.

من هذه الطرق نستعرض طريقة (تحليل معاملات مونونوب أو اكيبي الزلزالية -

الزلازلية على التربة الجافة غير المتماسكة، والمعتمدة في الكود السوري كما في الفقرات التالية.

تعتبر الاستجابة الديناميكية للجدران الاستنادية تحت تأثير الزلازل عملية في غاية التعقيد، وذلك بسبب الحركات المعقدة لكل من تربة التأسيس والتربة المحجوزة والجدار. غير أن هناك

- بعض الافتراضات التبسيطية للطريقة المذكورة أعلاه، والتي تجعل الموضوع قابلاً للدراسات التطبيقية بشكل أسهل. كما هو مذكور في كل من البند (6) أدناه، وفي الفقرة (2.2.5).
تبين الدراسات المتعلقة بالجدران الاستنادية تحت تأثير الزلازل ما يلي:
1. يمكن للجدار أن يدور أو ينزلق أو يقوم بالحركتين معاً، ويعتمد ذلك على كيفية تصميم الجدار.
 2. يتأثر كل من قيمة الضغط الديناميكي المتولد عن الفعل الزلزالي وتوزيع هذا الضغط، بمقدار انزلاق الجدار وبزاوية دورانه حول القمة أو حول القاعدة.
 3. تتولد قوة الضغط العظمى من التربة على الجدار عندما ينتقل الجدار باتجاه تربة الردم، أو يدور بالاتجاه المعاكس للدوران في الحالة الستاتيكية.
 4. يتغير في الحالة الزلزالية مخطط الضغط على الجدار، وقد ينزاح مركز تطبيق المحصلة للأعلى أو للأسفل. مع الإشارة إلى أن انزياح المركز المذكور للأعلى يكون عندما ينزاح الجدار باتجاه التربة المحتجزة خلفه.
 5. يتأثر الضغط لديناميكي المتولد عن الفعل الزلزالي باستجابة كل من التربة المحتجزة والجدار، ويصبح هذا الضغط بقيمته العظمى وكذلك الانتقال الأعظمي في حالة الطنين في الجملة (أي التواتر الطبيعي). وقد يستمر الضغط الأعظمي حتى بعد انتهاء اهتزازات الزلزال.
 6. بالرغم من تعقيد التحليل المتعلق بالجدران المذكورة، فقد أثبتت الخبرات أنه يمكن اتباع طرق مبسطة قريبة من طرق التحليل الستاتيكي التقليدي، وذلك من خلال افتراض تسارعات ستاتيكية مكافئة تتراوح بين (50% - 35%) من تسارع التربة المتوقع.
 7. تتراوح المركبة الشاقولية للتسارع بين (70% - 50%) من المركبة الأفقية.
 8. تتراوح معاملات الأمان ضد الانزلاق وضد الانقلاب في هذه الحالة بين (1.1 - 1.2).
 9. في الحالة الزلزالية قد يتعرض الجدار إلى الحد الأدنى من الضغط الفعال، وعندما يطبق الضغط الفعال بقيمته الدنيا، تتولد أكبر قوى قاصة خلف الجدار على طول سطح الانزلاق المتعلق بموشر الانهيار.
 10. تسلك التربة خلف الجدار تحت تأثير الزلزال سلوك الجسم الصلب من حيث الحركة والتسارع.

2.2.5 ضغط التربة الزلزالي على الجدران الاستنادية الظرفية:

Seismic Soil pressure on cantilever retaining walls

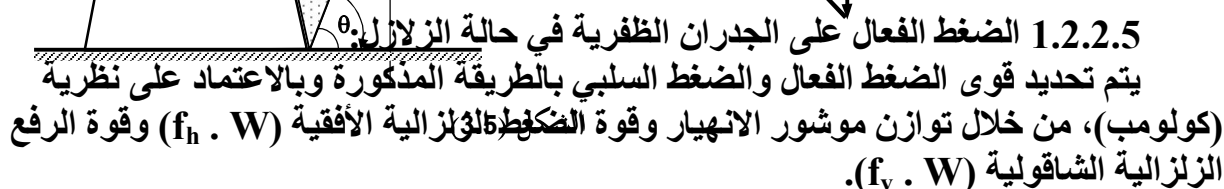
تعتمد معظم الطرق المبسطة لتحليل الجدران تحت تأثير الزلازل، ومنها طريقة (MONONOBÉ OKABÉ) على تطبيق حمولات افتراضية يفترض أن تقاومها الجدران أثناء حدوث الزلزال.

يبين الشكل (3.5) القوى الافتراضية المعتبرة في التحليل الزلزالي تنشأ عن تسارعات ستاتيكية مكافئة هي (a_h) و (a_v) ، حيث:

$$a_h = f_h \cdot g \quad (8.5)$$

$$a_v = f_v \cdot g \quad (9.5)$$

نسبة التسارعات الأفقية والشاقولية للقاعدة إلى التسارع الأرضي. (f_h, f_v) نسبة التسارعات الأفقية والشاقولية للقاعدة إلى التسارع الأرضي. $(g = 9.81 \text{ m/sec}^2)$ الجاذبية الأرضية.



تعطى قوة الضغط الفعال في حالة الزلازل بالعلاقة التالية:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot f_{ea} (1 - f_v) \quad (10.5)$$

حيث (f_{ae}) معامل الضغط الفعال الديناميكي.

تكون قوة الضغط الفعال في حالة الزلازل عظمى عندما يكون:

حيث:

$$f_{ae} = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha - \psi)}{\cos \omega \cos^2 \alpha \cdot \cos (\delta + \alpha + \psi) \cdot \left[(1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi - \beta - \omega)}{\cos (\delta + \alpha + \psi) \cdot \cos (\beta - \alpha)}})^2 \right]}$$

..... (11.5)

$$\psi = \tan^{-1} \cdot \frac{f_h}{1 - f_v}$$

أما زاوية ميل مستوى الانزلاق عن الأفق ($\square$) فتساوي:

$$\theta = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \omega - \beta) + C_{1e}}{C_{2e}} \right] \quad (12.5)$$

حیث:

$$C_{1e} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \alpha)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \alpha) + \cot(\phi - \psi - \alpha)]}$$

..... (13.5)

$$C_{2e} = 1 + \tan(\delta + \psi + \alpha) \cdot [\tan(\phi - \psi - \alpha)] \quad (14.5)$$

تقسم قوة الضغط الفعال الكلية في حالة الزلازل إلى قوتين (ستاتيكية وديناميكية) نجد:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot f_{ea} (1 - f_v) = P_a + \Delta P_{ae} \quad (15.5)$$

حیث:

(P_a) المركبة الستاتيكية للضغط الفعال بحسب (كولومب).

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot f_a$$

تؤثر القوة الستاتيكية (P_a) على ارتفاع (0.33 H) من أسفل الجدار، كما تؤثر القوة الديناميكية على ارتفاع (0.60 H) من أسفل الجدار. وبذلك يكون ارتفاع محصلة الضغط، على ارتفاع (y):

$$y = \frac{P_a \times 0.33 H + \Delta P_{ae} \times 0.6 H}{P_{ae}} \approx \frac{H}{2} \quad (16.5)$$

يمكن اعتماد القيمة ($y = H/2$) في كافة الحالات.

2.2.2.5 الضغط السليبي على الجدران الظرفية في حالة الزلازل:

يبين الشكل (4.5) مخطط الضغط السلبي ومضلع القوى في حالة الزلازل.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot f_{ep} (1 - f_v) \quad (17.5)$$

حيث (f_{pe}) معامل الضغط السلبي الديناميكي.

$$\mathbf{f_{ae}} = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \alpha \cdot \cos (\delta - \alpha + \psi)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi + \beta - \psi)}{\cos (\delta - \alpha + \psi) \cdot \cos (\beta - \alpha)}} \right]$$

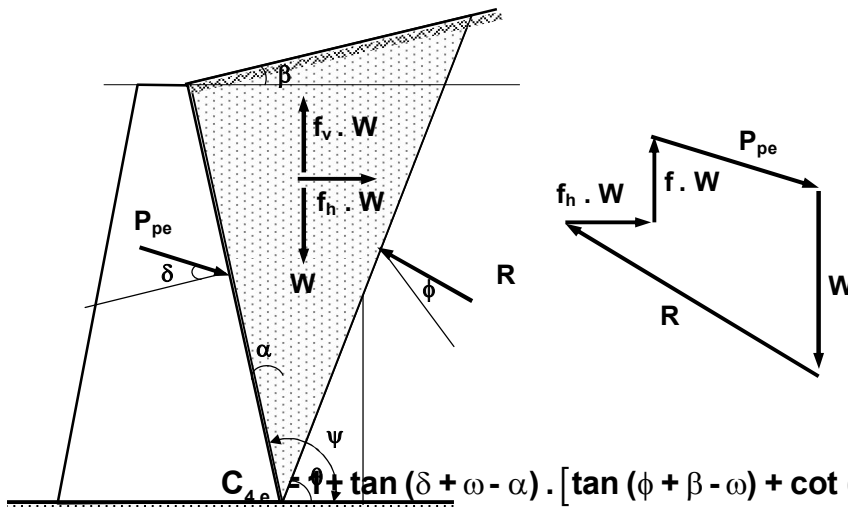
..... (18.5)

وتكون الزاوية ($\square$) الحرجة في هذه الحالة:

$$\theta = \psi - \phi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{3e}}{C_{4e}} \right] \quad (19.5)$$

حیث:

$$\mathbf{C_{3e} = \sqrt{\tan(\phi + \beta - \psi) \cdot \psi [\tan(\phi + \beta - \psi)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi - \alpha) + \cot(\phi + \alpha - \psi)]}} \quad \text{..... (20.5)}$$



$$C_{4e} = \frac{1}{1 + \tan(\delta + \omega - \alpha) \cdot [\tan(\phi + \beta - \omega) + \cot(\phi + \alpha - \omega)]} \quad (21.5)$$

3.2.5 معطيات التصميم الزلزالي للجدران الاستنادية النظرية في الكود السوري:

الشكل (4.5)

يتم حساب قوة القص القاعدي المطبقة على الجدران الاستنادية في المناطق الزلزالية (3) وما دون، من العلاقة التالية وبطريقة مشابهة لحساب المباني، علماً بأن هذه الجدران قد صُنفت بالكود تحت اسم (المنشآت من غير المباني):

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W \quad (22.5)$$

شريطة ألا تزيد هذه القوة عما يلي:

$$V = \frac{2.5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W \quad (23.5)$$

ولا تقل عما يلي:

- في المنطقة (4) عن:

$$V = 1.6 \frac{Z \cdot N_v \cdot I}{R} W \quad (24.5)$$

- في بقية المناطق عن:

$$V = 0.55 \cdot C_a \cdot W \quad (25.5)$$

حيث:

(C_v) معامل زلزالي يؤخذ من الجدول (3-10) من ملحق كود الزلازل.

(C_a) معامل زلزالي يؤخذ من الجدول (3-9) من ملحق كود الزلازل.

(I) معامل أهمية المنشأ.

($R = 2.9$) معامل رقمي يمثل المقاومة الزائدة المتأصلة ومقدار المطاوعة العامة للجملة

المقاومة للقوى الأفقية، وقد أعطي في الجدول (3-8) من ملحق كود الزلازل.

($T < 0.4 \text{ sec}$) الدور الأساسي للاهتزاز المرن للمنشأة بالاتجاه المدروس مقدراً بالثواني.

(Z) معامل المنطقة الزلزالية ويؤخذ من الجدول (3-1) من ملحق كود الزلازل.

(W) الحمولة الكلية المكونة من وزن الجدار ووزن التربة، مضافاً لها وزن الحمولات

المتحركة فوق تربة الردم على عرض أساس الجدار.

يتم تصميم الجدران الاستنادية على تركيب الحمولات التالية:

$$U = 1.32 DL + 1.1 LL + 1.6 EL \quad (26.5)$$

$$U = 0.99 DL \pm 1.1 LL + 1.6 EL \quad (27.5)$$

حيث:

(DL) الحمولة الميتة.

(LL) الحمولة الحية.

(EL) الحمولة الزلزالية.

$$EL = \rho E_h + E_v \quad (28.5)$$

($\rho = 1$) معامل يمثل درجة عدم الوثوقية، وتعتبر قيمته (1) وفق ملحق كود الزلازل.

تصبح علاقتا تراكيب الحمولات السابقتان كما يلي:

$$U = (1.32 + 0.55 C_a \cdot I) DL + 1.1 LL + 1.6 EL \quad (28.5)$$

$$U = (0.99 \pm 0.55 C_a \cdot I) DL \pm 1.1 LL + 1.6 EL \quad (29.5)$$

ملاحظة:

يوضح المثال (16) المعطى في نهاية الفصل السادس كيفية تطبيق الحسابات السابقة.
4.2.5 ضغط التربة الزلزالي على الجدران الاستنادية الكتلية:

Seismic Soil pressure on massive retaining walls

تطبق العلاقات المذكورة أدناه على الحالات التالية:

- الجدران الاستنادية ذات الكتلة الكبيرة والمنفذة على تربة صخرية.
- الجدران الاستنادية المربوطة بشدادات عند القمة أو عند القاعدة لمنع حركتها (انظر الجزء السادس من هذه الموسوعة).
- جدران الأقبية.

تحسب قوة الضغط الديناميكي الفعال بالنسبة لأسفل الجدار قبل التصعيد كما يلي:

$$\Delta P_{eq} = \gamma \cdot H^2 \cdot f_h \cdot f_p \quad (30.5)$$

تؤثر هذه القوة على ارتفاع من أسفل الجدار قدره:

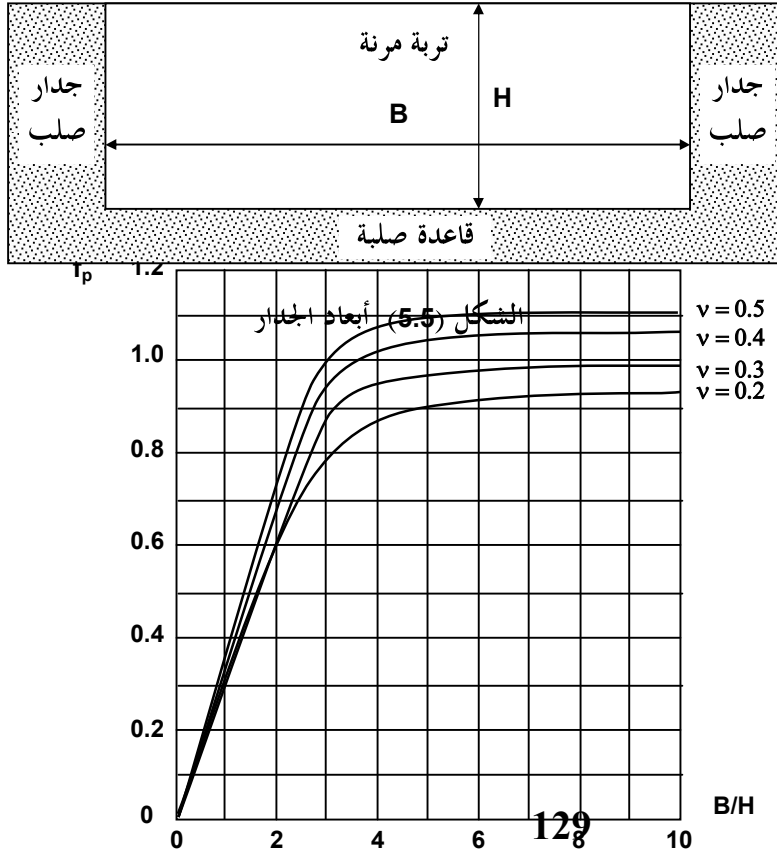
$$y_{eq} = \frac{\Delta P_{eq}}{\Delta M_{eq}} \approx 0.63 H \quad (31.5)$$

حيث:

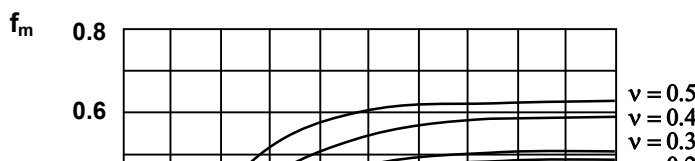
$(\square M_{eq})$ عزم الانقلاب الديناميكي ويحسب من العلاقة:

$$\Delta M_{eq} = \gamma \cdot H^2 \cdot f_p \cdot f_m \quad (32.5)$$

(f_p, f_m) معاملان لا بعديان للقوة العزم يتبعان لمعامل بواسون في التربة $(\square)$ ويحددان من الشكلين (6.5) و (7.5) أدناه... انظر أيضاً الشكل (5.5).



الشكل (5.5)



في الحالة التي تكون فيها قاعدة الجدار ذات عرض محدود وممنوعة من الحركة من الأعلى كحالة جدران الأقبية في المباني، يستنتج المعاملان (f_p, f_m) من أجل النسبة (B/H) المساوية للقيمة (10).

5.2.5 ضغط التربة الزلزالي على الجدران الاستنادية في حالة وجود ماء:
تناولت الفقرات السابقة تأثير الزلازل على الجدران الاستنادية في حالة التربة الجافة. أما في حالة التربة الرطبة، فإن وجود الماء يولد ضغطاً إضافياً أثناء الزلزال. إذا لم يتم تأمين نظام جيد للصرف خلف الجدران، فيجب أخذ الضغط الإضافي المذكور في الحسابات، حيث يتم تحليل قوة ضغط الماء إلى مركبتين:

1. مركبة الضغط الهيدروستاتيكي:

تزداد بشكل خطي مع العمق، وتؤثر على الجدران قبل وأثناء وبعد حدوث الزلزال.

2. مركبة الضغط الهيدروديناميكي:

وهي قوة تنجم عن الاستجابة الديناميكية لكتلة الماء المحصورة في التربة.

نميز عند وجود ماء في التربة حالتين:

1.5.2.5 وجود الماء أمام الجدار:

يعتمد الكود السوري طريقة (Westrengaard) والتي تفترض أن الضغط

الهيدروديناميكي يزداد مع الجذر التربيعي لعمق الماء في التربة، وذلك عندما يكون تردد الحركة الناتج عن الاهتزاز الزلزالي أقل من التردد الرئيسي لحوض الماء.. أي:

$$k_0 = \frac{v_0}{4 H_w} \quad (33.5)$$

حيث:

($v_0 = 1400 \text{ m/sec}$) سرعة انتشار الأمواج الطولية في الماء.

(H_w) عمق الماء في الحوض.

يحسب الضغط الهيدروديناميكي على عمق (z_w) من سطح الماء العلوي من العلاقة التالية:

$$P_w = \frac{7 a_h}{8 g} \gamma_w \cdot \sqrt{z_w \cdot H_w} \quad (34.5)$$

وتعطى محصلة قوى الضغط الهيدروديناميكي بالعلاقة:

$$P_w = \frac{7 a_h}{12 g} \gamma_w \cdot H_w^2 \quad (35.5)$$

حيث:

$$(g = 9.81 \text{ m/sec}^2) \text{ الجاذبية الأرضية.}$$

$$(a_h) \text{ معرفة في العلاقة (8.5).}$$

أما الضغط الكلي على الجدار فيكون من ناتج مجموع محصلتي قوى الضغط الهيدروستاتيكي والهيدروديناميكي.

2.5.2.5 وجود الماء خلف الجدار:

يؤثر وجود الماء في التربة المحجوزة خلف الجدران بثلاث طرق هي:

1. تغير قوى العطالة في التربة المحتجزة.
2. نشر الضغط الهيدروستاتيكي في التربة المحجوزة.
3. حصول زيادة كبيرة في التربة ضغط التربة المسامي بسبب التشوه الترددي للتربة المحجوزة.

ترتبط قوى العطالة في كافة أنواع التربة المفككة المشبعة بالحركة النسبية بين جزيئاتها المحجوزة وبين الماء الموجود في مساماتها.

حين تصميم الجدران الاستنادية لمقاومة الزلازل، يجب في التربة المفككة إضافة ضغط الماء الهيدروديناميكي إلى مجموع ضغط الماء الهيدروستاتيكي وإلى ضغط التربة المحسوب. عندما تكون نفوذية التربة صغيرة (أقل أو تساوي 10^{-3} cm/sec) وهي الحالة الشائعة، فإن الماء المسامي يتحرك مع حبيبات التربة أثناء الزلزال، وبالتالي تنعدم الحركة النسبية. وهنا تتناسب قوى العطالة مع الوزن الحجمي لكتلة التربة.

عندما تكون نفوذية التربة عالية، تتولد حركة نسبية بين التربة والماء، حيث يبقى الماء المسامي في حالة ساكنة بينما تتحرك حبيبات التربة عبر الماء إلى الأمام والخلف. وفي هذه الحالة تتناسب قوى العطالة مع الوزن الحجمي للتربة الرطبة.

يعطي الكود السوري العلاقات التالية من أجل تحديد محصلة ضغط التربة الفعال:

$$\gamma = \gamma_b \cdot (1 - r_u)$$

$$\omega = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{\text{sat}} \cdot \gamma_h}{\gamma_b (1 - r_u) \cdot (1 - k_v)} \right] \quad (36.5)$$

حيث:

(r_u) معامل الضغط المسامي في التربة.

$(\square_b)$ الوزن الحجمي المغمور للتربة الذي يحسب من العلاقة التالية (راجع الفصل الأول من

الجزء الأول من هذه الموسوعة):

$$\gamma_b = \frac{W_s - 1}{W_s} \cdot \gamma_d$$

(W_s) الوزن النوعي للتربة.

$(\square_d)$ الوزن الحجمي الجاف للتربة.

يضاف إلى المحصلة السابقة محصلة ضغط التربة الهيدروستاتيكي المكافئة لسائل وزنه:

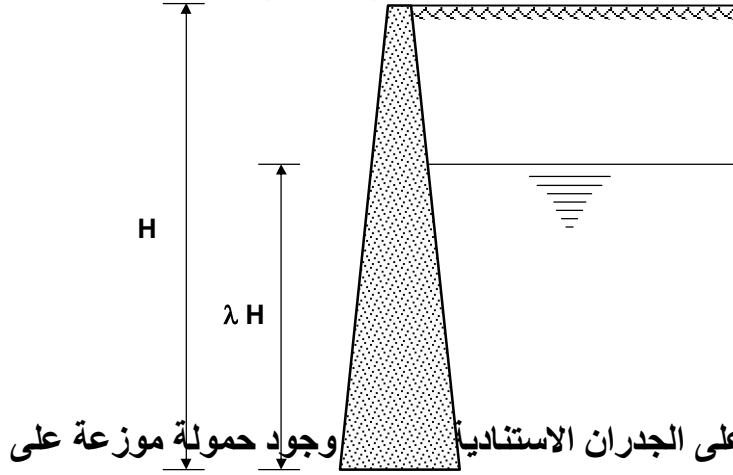
$$\gamma_{\text{eq}} = \gamma_w + \gamma_b \cdot r_u$$

وعندما يكون ($r_u = 1$) يكون ($\square_{eq} = \square_{sat}$) وهنا تصبح التربة في حالة تميع (سيولة التربة)... (راجع الجزء الأول من هذه الموسوعة).
يمكن إذاً تحديد محصلة ضغط التربة باستعمال مفهوم الوزن الحجمي المتوسط التالي كما في الشكل (7.5).

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \cdot \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d \quad (37.5)$$

($\square = H_w / H$) مبينة في الشكل (7.5).

انظر المثال رقم (15) في الفصل السادس حول كيفية تطبيق ما سبق.



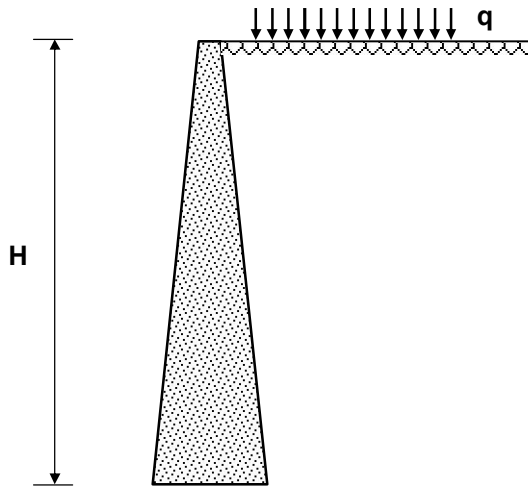
6.2.5 ضغط التربة الزلزالي على الجدران الاستنادية وجود حمولة موزعة على السطح:

1.6.2.5 الضغط الفعال بسبب الحمولة الموزعة (q) على السطح موزعة جزئياً

يمكن حساب الضغط الفعال الكلي (الستاتيكي والديناميكي) على الجدار الاستنادي من الحمولة الموزعة (q) على واحدة المساحة من السطح العلوي للمنحدر من العلاقة التالية (الشكل 8.5):

$$P_{aeq} = \left(\frac{q_h \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha - \beta} \right) \cdot f_{ae} \quad (38.5)$$

الرموز معرفة في بداية هذا الفصل.



الشكل (8.5)

يمكن حساب الجزء الخاص بتأثير الزلازل فقط، بطرح الجزء الستاتيكي من الحمولة الكلية المحسوبة في العلاقة السابقة.

تعتبر نقطة تطبيق الجزء الستاتيكي من الحمولة الكلية على ارتفاع $(H/2)$ من أسفل أساس الجدار.

تعتبر نقطة تطبيق الجزء الديناميكي من الحمولة الكلية على ارتفاع $(2H/3)$ من أسفل أساس الجدار.

2.6.2.5 الضغط المقاوم بسبب الحمولة الموزعة على السطح:

يمكن حساب القيمة الكلية للضغط المقاوم على الجدار الاستنادي من الجزء الستاتيكي للعلاقة (38.5) السابقة.

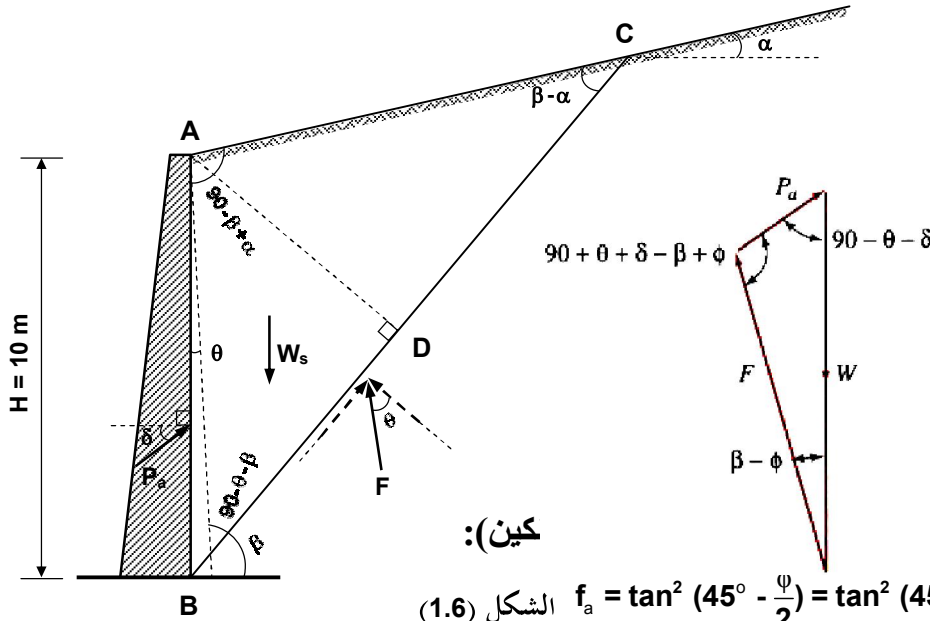
تعتبر نقطة تطبيق الجزء الخاص بالتأثيرات الزلزالية من الحمولة الكلية على ارتفاع $(2H/3)$ من أسفل أساس الجدار. كما تعتبر نقطة تطبيق الجزء الستاتيكي من الحمولة الكلية على ارتفاع $(H/2)$ من أسفل أساس الجدار.

الفصل السادس...

أمثلة حول تصميم الجدران الاستنادية Examples for Retaining Walls

- 1.6 المثال 1 - حساب معاملات الضغط الفعال والضغط السلبي للتربة على جدران استنادي وفق نظريتي رانكين وكولومب:**
- أكتب علاقات كل من معاملات ضغط التربة الجانبي الفعال والضغط السلبي على الجدار الاستنادي المبين في الشكل (1.6) وذلك بطريقتي (رانكين) و(كولومب) ووفق المعطيات التالية. ثم أحسب قوة الضغط السلبي التي يتعرض لها الجدار.
- | | |
|---|---|
| ✓ | ارتفاع الجدار $(H = 10 \text{ m})$. |
| ✓ | الوزن الحجمي للتربة المردومة $(\gamma_s = 18.1 \text{ kN/m}^3)$. |
| ✓ | إجهادات التماسك في تربة الردم (9 kN/m^2) . |
| ✓ | زاوية الاحتكاك الداخلي بين التربة والسطح المردوم للجدار $(\phi = 12^\circ)$. |

- ✓ زاوية ميل الجدار عن الشاقول (افترض السطح شاقولياً) ($\alpha = 0^\circ$ or $\alpha = 0^\circ$).
- ✓ زاوية الاحتكاك الداخلي بين حبيبات تربة الردم ($\phi = 35^\circ$).
- ✓ زاوية ميل الردم خلف الجدار ($\beta = 20^\circ$).



الحل:

معامل ا

$$f_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.271$$

معامل الضغط السلبي أو المعاكس بحسب طريقة (الكين) نوز الزوايا المبينة في الشكل

$$f_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 3.690$$

$$\text{لاحظ أن: } f_a = \frac{1}{f_p}$$

معامل الضغط الفعال بحسب طريقة (كولومب):

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

$$f_a = \frac{\cos^2 (35 - 12)}{\cos^2 0 \cdot \cos (12 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (12 - 35) \cdot \sin (35 - 20)}{\cos (12 + 0) \cdot \cos (0 - 20)}} \right]^2}$$

$$f_a = 0.323$$

معامل الضغط السلبي أو المعاكس بحسب طريقة (كولومب):

$$f_p = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha)}{\cos^2 \theta \cdot \cos (\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi + \alpha)}{\cos (\alpha + \beta) \cdot \cos (\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$f_p = \frac{\cos^2 (35 + 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos (0 - 12) \left[1 - \frac{\sin (35 - 12) \cdot \sin (35 + 20)}{\cos (0 - 12) \cdot \cos (0 - 12)} \right]^2}$$

$$f_p = 4.174$$

ملاحظة:

عندما يكون $(\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ, \gamma = 0^\circ)$ ، تحدد صيغة (كولومب) عندها معادلات (رانكين).

• حساب قوة الضغط السلبي التي يتعرض لها الجدار:
باستخدام قيم معامل الضغط السلبي (4.174, 3.690) في العلاقات السابقة نجد ما يلي:

$$P_p = 0.5 \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_p + 2 c \cdot H \sqrt{f_p}$$

قوة الضغط السلبي بحسب (رانكين):

$$P_p = 0.5 \times 18.1 \times 10^2 \times 3.690 + 2 \times 9 \times 10 \sqrt{3.690}$$

$$P_p = 3685 \text{ kN/m}$$

قوة الضغط السلبي بحسب (كولومب):

$$P_p = 0.5 \times 18.1 \times 10^2 \times 3.517 + 2 \times 9 \times 10 \sqrt{3.517}$$

$$P_p = 3520 \text{ kN/m}$$

2.6 المثال 2 - حساب الضغط في وضع الراحة لجدار صلب:
أحسب قوة الضغط في وضع الراحة على الجدار الاستنادي المبين في الشكل (2.6) وفق المعطيات الموضحة على الرسم... حيث (pcf = باوند / قدم² قدم).

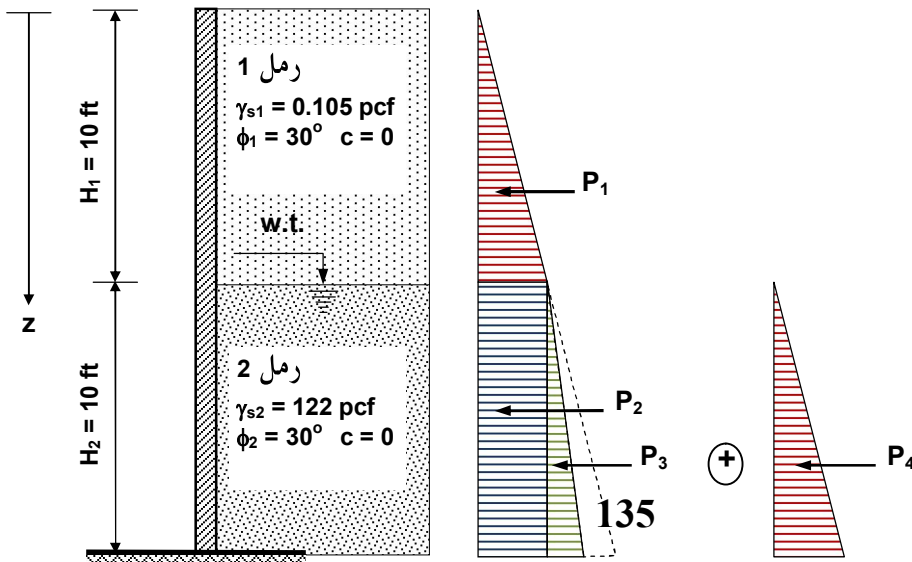
الحل:

نحسب معامل ضغط في وضع الراحة على الجدار بالاستناد إلى الفقرة (2.4.2) من الفصل الثاني:

$$f_0 = 1 - \sin \phi^\circ = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

نوجد إجهاد الضغط في وضع الراحة على الجدار عند الأعماق المختلفة من العلاقة (2.2) في الفصل الثاني التالية:

$$\sigma_y = q_y = f_0 \cdot \sigma_z \quad (2.2)$$



الشكل (2.6)

عند العمق (z = 0 ft):

$$q_0 = 0 \text{ ksf}$$

عند العمق (z = 10 ft):

$$q_{10} = 0.5 \times 0.105 \text{ pcf} \times 10 \text{ ft} = 0.525 \text{ ksf}$$

عند العمق (z = 20 ft):

$$q_{20} = 0.5 [0.105 \times 10 + (0.122 - 0.0624) \times 10] = 0.823 \text{ ksf}$$

ضغط الماء:

$$q_w = \gamma_w \cdot H_2 = 0.0624 \text{ pcf} \times 10 \text{ ft} = 0.624 \text{ ksf}$$

قوة الضغط في وضع الراحة على الجدار الاستنادي:

$$P_0 = \sum P_i$$

$$P_0 = 0.5 \times 0.525 \times 10 + 0.524 \times 10 +$$

$$10.5 \times 0.302 \times 0.47 + 0.5 \times 0.0625 \times 10$$

$$P_0 = 2.63 + 5.25 + 4.115 + 3.13 = 14.68 \text{ kip / ft}$$

3.6 المثال 3 - حساب تأثير التربة المتماسكة عديمة الاحتكاك على جدار استنادي:

يتعرض جدار استنادي ارتفاعه (21 ft) إلى تأثير تربة غضارية عديمة الاحتكاك (=)

(0°)، وزنها الحجمي (113 pcf) وإجهادات التماسك فيها (c = 630 psf).. انظر الشكل (3.6).

احسب الضغط الذي يتعرض له الجدار وفق طريقة (رانكين) وتأثير التماسك على القوة

المؤثرة.

الحل:

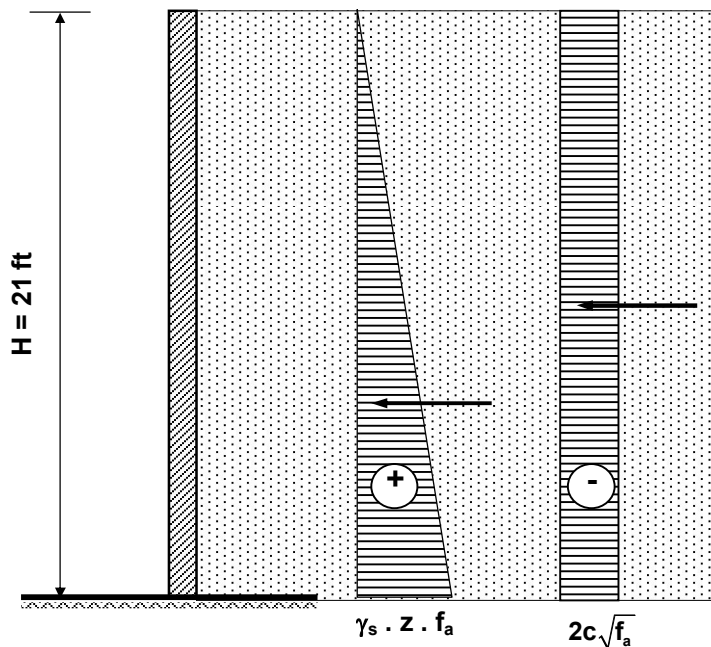
1. حساب معامل الضغط الفعال:

$$f_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{0}{2} \right) = 1$$

2 شدة الضغط الفعال الصافي على الجدار:

$$q_a = \gamma_s \cdot H \cdot f_a - 2c \cdot \sqrt{f_a}$$

$$q_a = 0.113 \text{ kcf} \times 21 \text{ ft} \times 1 - 2 \times 0.630 \text{ ksf} \sqrt{1} = 2.37 - 1.26 = 1.11 \text{ ksf}$$



الشكل (3.6)

3. العمق الذي يتوقف عنده التشقق:

يتوقف التشقق عندما يكون $(q_a = 0)$... أي أن:

$$q_a = \gamma_s \cdot H \cdot f_a - 2c \cdot \sqrt{f_a} = 0 \Rightarrow \gamma_s \cdot H \cdot f_a = 2c \cdot \sqrt{f_a}$$

$$H_{\text{crack}} = \frac{2c \cdot \sqrt{f_a}}{\gamma_s \cdot f_a} = \frac{2c}{\gamma_s \cdot \sqrt{f_a}}$$

$$H_{\text{crack}} = \frac{2c \cdot \sqrt{f_a}}{\gamma_s \cdot f_a} = \frac{2 \times 0.630 \text{ ksf}}{0.113 \times \sqrt{1}} = 11.2 \text{ feet}$$

4. قوة الضغط الفعال الكلية بحسب طريقة (رانكين):

$$q_a = \frac{1}{2} (\gamma_s \cdot H \cdot f_a - 2c \cdot \sqrt{f_a})$$

عندما تؤثر الإجهادات الشادة على الجدار، يتوقف التماس بينه وبين التربة. وعندئذ يكون:

$$P_a = \frac{1}{2} (\gamma_s \cdot H \cdot f_a - 2c \cdot \sqrt{f_a}) \cdot \left(H - \frac{2c}{\gamma_s \cdot \sqrt{f_a}} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 - 2c \cdot H \sqrt{f_a} + \frac{2c^2}{\gamma_s}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0.113 \times 21^2 - 2 \times 0.63 \times 21 + \frac{2 \times 0.63^2}{0.113} = 5.48 \text{ k / ft}$$

4.6 المثال 4 - تأثير مسامية التربة الرملية المحتجزة خلف جدار استنادي على الضغط:

يتعرض جدار استنادي ارتفاعه (4 m) إلى ضغط التربة الرملية التالية:

■ الوزن الحجمي الجاف ($\gamma_s = 18.3 \text{ kN/m}^3$)

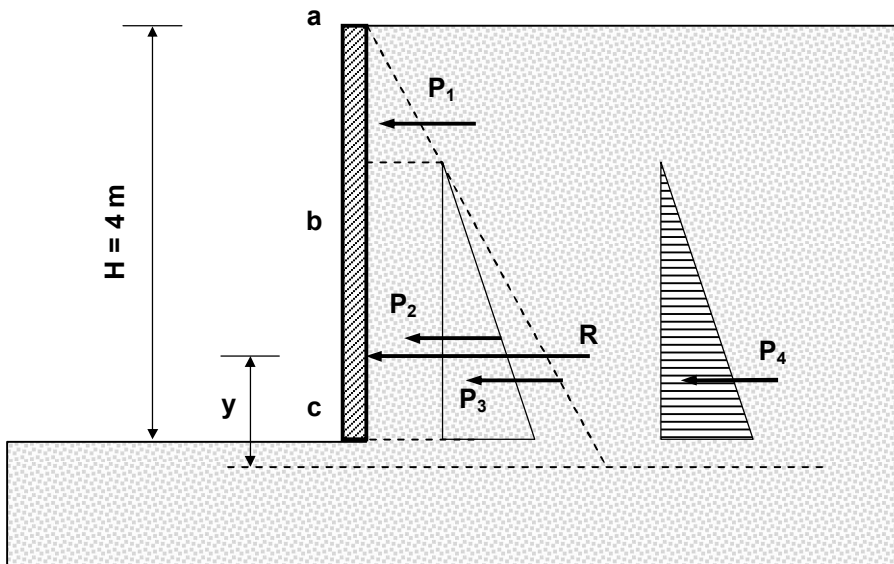
■ وزاوية الاحتكاك الداخلي فيها ($\phi = 36^\circ$).

■ المسامية ($n = 31\%$).

يتم صرف المياه من تربة الردم عبر فتحات تصريف في الجدار (دماعات).

أوجد ضغط التربة في وضع الراحة والضغط الفعال ونسبة زيادة الضغط على الجدار في حال

غمرت التربة الرملية المردومة بالمياه.



الحل:

1. الضغط في وضع الراحة (حيث لا يسمح للجدار بالانعطاف):

$$f_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 36^\circ = 0.41$$

$$P_0 = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a = \frac{1}{2} (18.3 \times 4^2 \times 0.41) = 60 \text{ kN/m}$$

2. الضغط الفعال حيث ينزاح الجدار نحو اليسار مع تزايد الضغط:

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.26$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a = \frac{1}{2} (18.3 \times 4^2 \times 0.26) = 38 \text{ kN/m}$$

3. نسبة زيادة الضغط على الجدار في حال غمرت التربة المردومة بالمياه:
الوزن الحجمي المغمور للرمال (راجع الفصل الأول من الجزء الأول لهذه الموسوعة):

$$\gamma_{sw} = \gamma_s - \gamma_w = \gamma_{dry} - n \cdot \gamma_w = 18.3 - (0.31 \times 9.81) \times 9.1 = 15.26 \text{ kN/m}^3$$

حيث $(\square_{dry})$ الوزن الحجمي الجاف للتربة المردومة. و $(\square_w)$ الوزن الحجمي للماء.
حساب الضغط أو الإجهادات:

الإجهاد المطبق عند النقطة (b) على عمق $(h = 1 \text{ m})$ من سطح التربة:

$$\sigma_b = q_b = \gamma_s \cdot h \cdot f_a = 18.3 \times 1 \times 0.26 = 4.8 \text{ kN/m/m}$$

إذاً:

$$P_1 = \frac{1}{2} q \cdot h = \frac{1}{2} \times 4.8 \times 1 = 2.4 \text{ kN/m}$$

وبالمثل يكون:

$$\sigma_{bc} = q_b = \gamma_s \cdot h \cdot f_a = 18.3 \times 1 \times 0.26 = 4.8 \text{ kN/m/m}$$

$$P_2 = 4.8 \times 3 = 14.4 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_c = q_c = \gamma_{sw} \cdot h \cdot f_a = 15.5 \times 26 \times 0.26 = 11.9 \text{ kN/m/m}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \times 11.9 \times 3 = 17.85 \text{ kN/m}$$

ضغط الماء:

$$\sigma_w = q_w = \gamma_w \cdot h = 9.81 \times 3 = 29.4 \text{ kN/m/m}$$

$$P_4 = \frac{1}{2} \times 29.4 \times 3 = 44.1 \text{ kN/m}$$

محصلة قوى الضغط الجانبي:

$$R = \sum P_i = 78.75 \text{ kN/m}$$

موقع المحصلة من أسفل الجدار:

$$y = \frac{2.4 \times 3.33 + 14.4 \times 1.5 + 17.85 \times 1 + 44.1 \times 1}{78.75} = 1.21 \text{ m}$$

نسبة زيادة الضغط من أعلى الجدار حتى الأساس:

$$\Delta P = \frac{78.75 - 38}{38} = 1.07$$

5.6 المثال 5 - ضغط التربة المشبعة على جدار استنادي:

أدرس الحالة الأخطر لضغط التربة على الجدار الاستنادي المبين في الشكل (5.3) أدناه، إذا كانت التربة المردومة معرضة لتسرب الماء إليها.

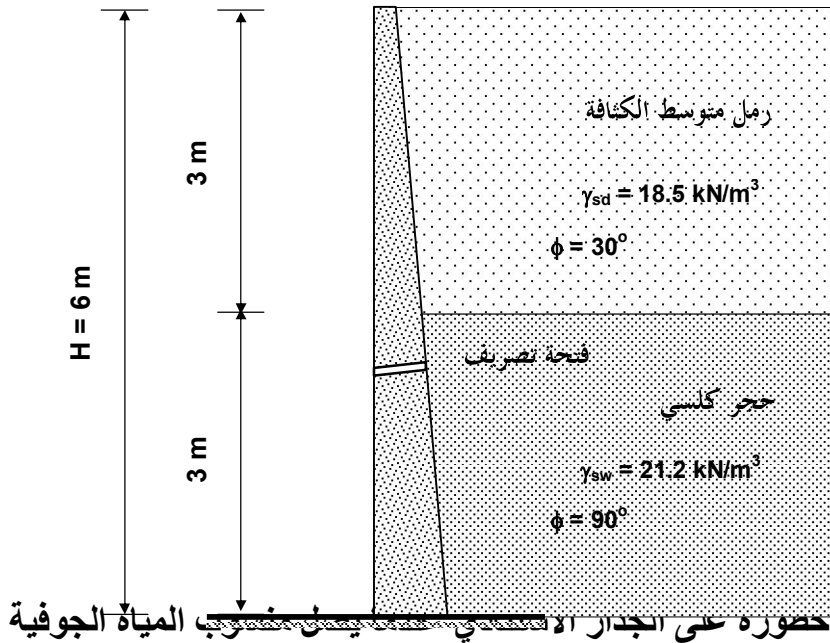
الحل:

نوجد معاملات الضغط الفعال لطبقتي التربة:

$$f_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$f_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{90}{2} \right) = 0.000$$

تعني المعادلة الأخيرة أن طبقة الحجر الكلسي لا تشكل ضغطاً على الجدار. وفي الواقع فإن هذه الطبقة مركبة من قوى قص وقوى احتكاك.



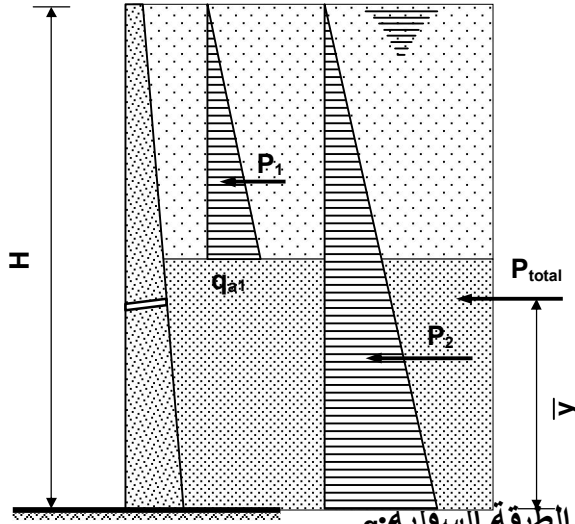
يعتبر الضغط الفعال الأكثر حضوره على الجدار الاستنادي عند تسرب المياه الجوفية إلى أعلى التربة المردومة... انظر الشكل (6.6).

الشكل (5.6)

شدة الضغط الفعال الناجمة عن الطبقة العليا:

$$q_{a1} = (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot h_1 \cdot f_{a1}$$

$$q_{a1} = (18.5 - 9.8) \cdot (3) \cdot (0.333) = 8.7 \text{ kN/m/m}$$



شدة الضغط الفعال الناجمة عن الطبقة السفلية q_{a2}

$$q_{a2} = \gamma_w \cdot H = 9.8 \times 6 = 58.8 \text{ kN/m/m}$$

الشكل (6.6)

قوى الضغط الفعال على الجدار:

$$P_1 = \frac{1}{2} q_{a1} \cdot h_1 = \frac{1}{2} \times 8.7 \times 3 = 13.1 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} q_{a2} \cdot H = \frac{1}{2} \times 58.8 \times 6 = 176.4 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{total}} = P_1 + P_2 = 13.1 + 176.4 = 189.5 \text{ kN/m}$$

موقع محصلة القوى المؤثرة بدءاً من أسفل الجدار:

$$\bar{y} = \frac{P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2}{P_{\text{total}}} = 2.10 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{13.1 \times 4 + 176.4 \times 2}{189.5} = 2.14 \text{ m}$$

6.6 المثال 6 - ضغط التربة متغيرة الخصائص:

في الجدار الاستنادي المبين في الشكل (7.6)، أوجد ما يلي:

- مخطط توزع شدة ضغط التربة على الجدار الاستنادي.
- القوى الناتجة عن هذا الضغط.
- موقع محصلة هذه القوى المذكورة.

الحل:

● إيجاد مخطط توزع شدة ضغط التربة على الجدار الاستنادي:

نوجد شدة الضغط الفعال عند كل منسوب تتغير فيه التربة مع العمق كما يلي:

$$h_0 = 0 \text{ ft} \Rightarrow$$

$$q_0 = q \cdot k_{a1}$$

$$q_0 = 2 \times 0.307 = 0.614 \text{ ksf}$$

$$h_1 = 6 \text{ ft} \Rightarrow$$

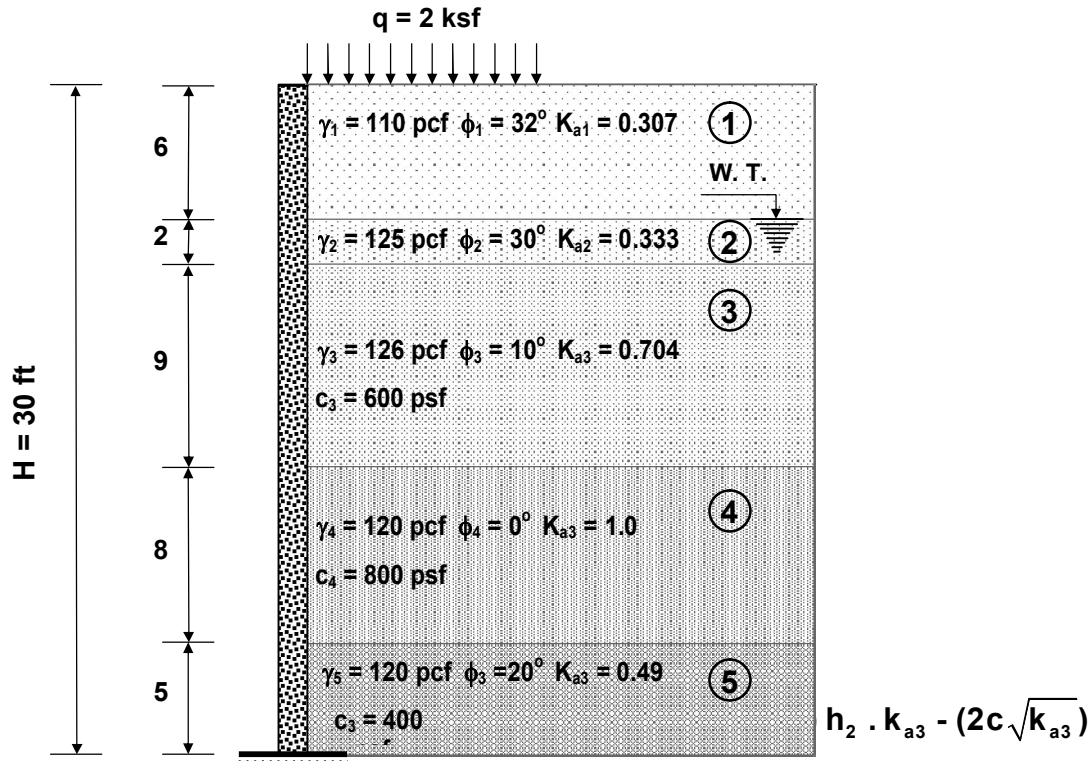
$$\Delta q_1 = \gamma_1 \cdot h \cdot k_{a1}$$

$$\Delta q_1 = 0.110 \times 6 \times 0.307 = 0.203 \text{ ksf}$$

$$h_{2,1} = 2 \text{ ft} \Rightarrow$$

$$\Delta q_{2,1} = (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot h_{2,1} \cdot k_{a2}$$

$$\Delta q_{2,1} = (0.125 - 0.0624) \times 2 \times 0.333 = 0.041 \text{ ksf}$$



$$q_{2,2} = q + \gamma_1 \cdot h_1 - (\gamma_2 - \gamma_w) h_2 \cdot k_{a3} - 2c\sqrt{k_{a3}}$$

$$q_{2,2} = [2 + 0.11 \times 6 + (0.125 - 0.0624) \times 2] \times 0.704 - 2 \times 6 \times 0.84 = 0.95 \text{ ksf}$$

$$h_3 = 17 \text{ ft} \Rightarrow$$

$$\Delta q_{3,1} = (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot h_{2,2} \cdot k_{a3}$$

$$\Delta q_{3,1} = (0.126 - 0.0624) \times 9 \times 0.704 = 0.403 \text{ ksf}$$

$$\therefore 0.95 + 0.40 = 1.35 \text{ ksf}$$

$$h_{3,2} = 17 + dh \Rightarrow$$

$$\Delta q_{3,2} = [2 + 0.66 + (0.125 - 0.0626) \times 2 + (0.125 - 0.0626) \times 9] \times 1 - (2 \times 0.8 \times 1) = 1.76 \text{ kfs}$$

$$h_{4,1} = 25 \text{ ft} \Rightarrow$$

$$\Delta q_{4,1} = (\gamma_4 - \gamma_w) \cdot h_{3,2} \cdot k_{a4}$$

$$\Delta q_{4,1} = (0.120 - 0.0624) \times 8 \times 1 = 0.46 \text{ ksf}$$

$$\therefore 1.76 + 0.46 = 2.22 \text{ ksf}$$

$$h_{4,2} = 25 + dh \Rightarrow \sqrt{2}$$

$$\Delta q_{4,2} = [2 + 0.66 + (0.125 - 0.0624) \times 2 + (0.125 - 0.0624) \times 9 + (0.125 - 0.0624) \times 8 \times 0.49] - (2 \times 0.4 \times 0.07) = 1.31 \text{ ksf}$$

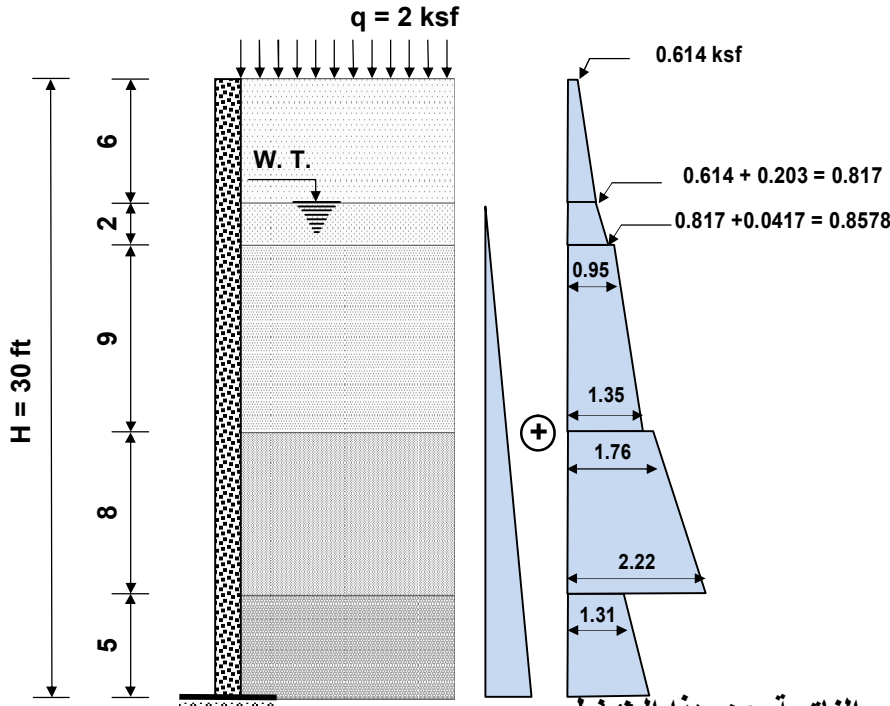
$$h_5 = 30 \text{ ft} \Rightarrow$$

$$\Delta q_5 = (\gamma_5 - \gamma_w) \cdot h_5 \cdot k_5$$

$$\Delta q_{4,1} = (0.120 - 0.0624) \times 5 \times 0.49 - 0.49 = 2 \times 0.4 \times 0.7$$

$$\therefore 1.31 + 0.14 = 1.45 \text{ ksf}$$

يبين الشكل (8.6) كيفية توزيع شدة الضغط المحسوب أعلاه على الجدار.



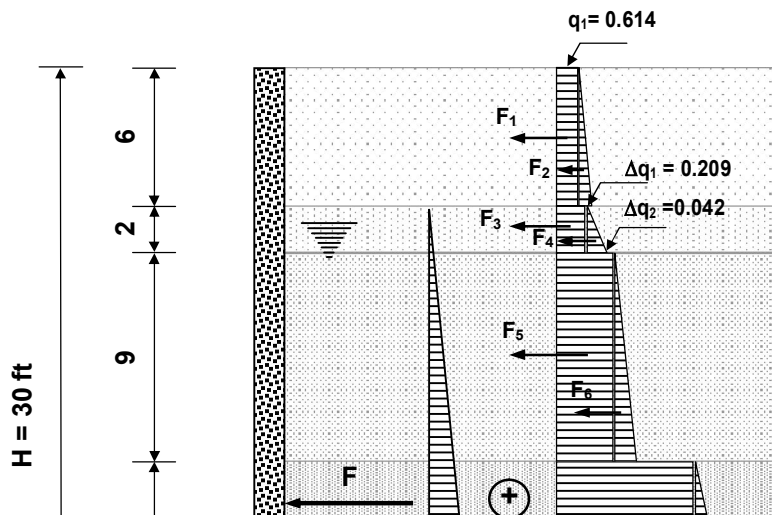
حساب القوى الناتجة عن هذا الضغط:

يبين الشكل (9.6) القوى الناجمة عن شدة الضغط، والتي تحسب كما يلي:

$$F_1 = 0.614 \times 6 = 3.68 \text{ kips}$$

$$F_2 = 0.5 \times 0.203 \times 6 = 0.61 \text{ kips}$$

$$F_3 = 0.817 \times 2 = 1.63 \text{ kips}$$



$$F_4 = 0.5 \times 0.042 \times 2 = 0.04 \text{ kips}$$

$$F_5 = 0.95 \times 9 = 8.55 \text{ kips}$$

$$F_6 = 0.5 \times 0.40 \times 9 = 1.80 \text{ kips}$$

$$F_7 = 1.758 \times 8 = 14.10 \text{ kips}$$

$$F_8 = 0.5 \times 0.461 \times 8 = 1.84 \text{ kips}$$

$$F_9 = 1.31 \times 5 = 6.55 \text{ kips}$$

$$F_{10} = 0.5 \times 0.141 \times 5 = 0.35 \text{ kips}$$

$$F_{11} = 0.5 \times (24 \times 0.0624) \times 24 = 18.00 \text{ kips}$$

قيمة محصلة القوى المؤثرة:

$$F = \sum F_i = 57.15 \text{ kips}$$

• إيجاد موقع المحصلة بالنسبة لأسفل الجدار:

نوجد عزوم القوى المذكورة أعلاه كما في المسائل السابقة، فتجد أن مجموع هذه العزوم

هو:

$$M = \sum M_i = 611$$

ارتفاع المحصلة عن أسفل الجدار:

$$\bar{y} = \frac{M}{F} = 10.7 \text{ ft}$$

7.6 المثال 7 - تصميم جدار ظفري بسيط:

يطلب تصميم جدار استنادي ظفري بسيط بارتفاع (5 m) يحتجز تربة جافة وذلك ضمن

المعطيات التالية:

- التربة المردومة خلف الجدار مفككة ($c = 0$) وزنها الحجمي ($\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$)

وزاوية الاحتكاك الداخلي فيها ($\phi = 25^\circ$)

- المقاومة المميزة للبيتون ($f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$)
- حد الخضوع لفولاذ التسليح ($f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$).
- يهمل تأثير التربة المردومة أمام الجدار، كما يهمل الاحتكاك بين التربة المردومة وسطح الجدار الخلفي.

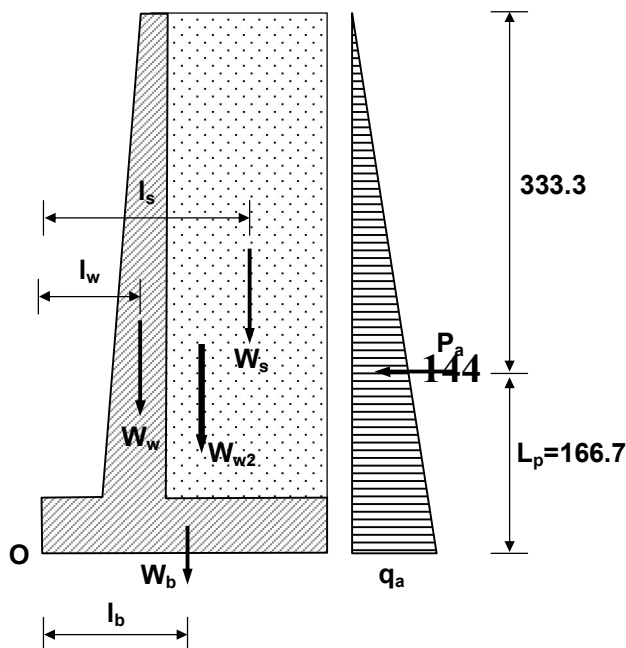
Diagram illustrating the cross-section of a retaining wall. The wall has a base width of 250 cm, divided into three segments: 60 cm for the base, 60 cm for the stem, and 130 cm for the heel. The stem height is 4.5 m, and the base thickness is 0.25 m. The heel is 50 cm high. The area behind the wall is hatched, and the area in front is stippled. The total height is 500 cm.

بالاستناد إلى الفقرة (1.1.3) من الفصل الثاني ندرس شريحة من الجدار طولها (1 m)، ثم نقوم بالخطوات التالية:

بالعودة إلى الفقرة (2.2.3) من الفصل الثالث، نختار الأبعاد الأولية للجدار كما في الشكل (10.6).

- الوزن الذاتي لجذع الجدار:

حيث $(\rho_c = 2.5 \text{ t/m}^3)$ الوزن الحجمي للبيتون.



- الوزن الذاتي لشريحة مترية من أساس الجدار:

$$W_b = 0.50 \times 2.50 \times 2.50 \times 1 = 3.125 \text{ t/m}$$

- الوزن الذاتي للتربة فوق أساس الجدار:

$$W_s = 1.80 \times 1.50 \times 4.50 = 12.15 \text{ t/m}$$

- القوة الناجمة عن الضغط الفعال للتربة:

$$P_a = \frac{H}{2} \cdot q_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \cdot (5.00)^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} \right) = 22.5 \times 0.4063 = 9.14 \text{ t/m/m}$$

وكافة هذه القوى مطبقة في مراكز ثقل الأشكال.

ويتم حساب عزوم هذه القوى من جداء كل قوة من تلك المبينة في الشكل (11.6)، ببعداها عن النقطة (O) كما يلي:

حساب عزوم القوى الشاقولية:

لحساب هذه العزوم نوجد ذراع كل قوة شاقولية كما يلي:

$$I_b = \frac{2.50}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$I_s = 2.50 - \frac{1.50}{2} = 1.75 \text{ m}$$

أما بالنسبة لمركز ثقل جذع الجدار، فيمكن حسابه بأكثر من طريقة كتجزئة إلى مثلث ومستطيل مثلاً كما يلي... الشكل (12.6):

$$W_{w1} = 0.25 \times 4.50 \times 2.50 = 2.81 \text{ t/m}, I_{w1} = 0.875 \text{ m}$$

$$W_{w2} = \frac{0.25 \times 4.50}{2} \times 2.50 = 1.41 \text{ t/m}, I_{w2} = 0.667 \text{ m}$$

الوزن الكلي لجذع الجدار:

$$W_w = 2.81 + 1.41 = 4.22 \text{ t/m}$$

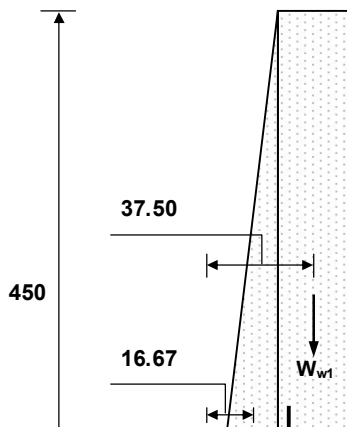
ذراع وزن الجدار:

$$I_w = \frac{2.81 \times 0.875 + 1.41 \times 0.667}{4.22} = 0.81 \text{ m}$$

إذاً فمجموع عزوم القوى الشاقولية (المثبتة للجدار) هي:

$$\sum M_F = W_w \cdot I_w + W_b \cdot I_b + W_s \cdot I_s$$

$$\sum M_F = 4.22 \times 0.81 + 3.125 \times 1.25 + 12.125 \times 1.75 = 28.5 \text{ t.m/m}$$



145

الشكل (12.6)

حساب عزوم الأفقية:

وتمثل بعزم قوة الضغط الفعال (P_a):

$$\sum M_o = P_a \cdot L_p = 8.12 \times \frac{5.00}{3} = 13.54 \text{ t.m / m}$$

ملاحظة:

لتسهيل حسابات الجدار من المفيد ترتيب البيانات كما في الجدول التالي:

العزم t.m	الذراع بالنسبة لنقطة (O)	القوة
3.418	0.81 m	$W_w = 4.22$
3.906	1.25 m	$W_b = 3.125$
17.618	1.45 m	$W_s = 12.15$
$M_F = 24.942$	1.28 m	$\sum W_i = 19.495$
15.233	1.67 m	$P_a = 9.14$
$M_o = 12.233$	1.67 m	$\sum P_o = P_a = 9.14$

• تحقيق توازن الجدار ضد الانقلاب:

نحسب معامل الأمان ضد انقلاب الجدار حول النقطة (O) في الشكل (11.6) السابق من العلاقة (7.3) في الفصل الثالث كما يلي:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{24.942}{12.233} = 2.04 > 1.5 \quad \text{o.k}$$

• تحقيق توازن الجدار ضد الانزلاق:
نحسب معامل الأمان ضد الانزلاق من العلاقة (8.3) في الفصل الثالث:

$$SF_2 = \frac{f_s \cdot W}{P_a} \geq 1.5$$

حيث:

($W = \sum W_i$) مجموع القوى الشاقولية المقاومة لانزلاق الجدار.

($P = \sum P_i = P_a$) مجموع القوى الزايلة للجدار.

$$SF_2 = \frac{0.63 \times 19.495}{9.14} = 1.34$$

يمكن أن يعاد التصميم بأبعاد جديدة أو نقبل بالقيمة (1.34) حسب الملاحظة المذكورة تحت المعادلة (8.3) من الفصل الثالث باعتبار التربة جافة... انظر المثال رقم (9) أدناه... إلا في حال تسرب المياه الجوفية.

• حساب إجهادات التربة تحت الأساس:
بافتراض أن الإجهادات تحت الأساس موزعة خطياً، نستخدم العلاقة التالية:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{W}{B \times 100} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B}\right) \text{ kg/cm}^2$$

حيث (e) لامركزية حاصلة الحمولات الشاقولية بالنسبة لمحور الأساس:

$$e = \frac{B}{2} - 1.28 = \frac{2.50}{2} - 1.28 = -0.03 \text{ m} = -3 \text{ cm}$$

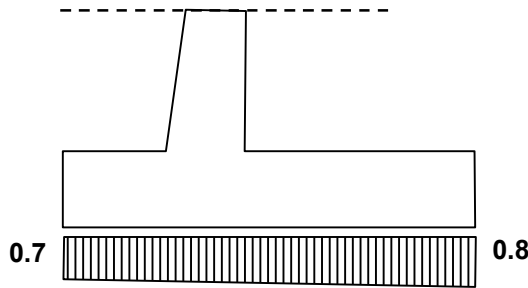
وباعتبار أن حاصلة الحمولات تقع ضمن الثلث الوسطي للأساس، تكون التربة معرضة للضغط على كامل مساحة التماس مع الأساس... إذاً:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{19.495}{2.50 \times 1} \left(1 \mp \frac{6 \times 0.03}{2.50}\right) = 7.8 (1 \pm 0.072)$$

$$\sigma_{\max} = 7.8 (1 + 0.072) = 8.15 = 0.836 \approx 0.8 < 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\sigma_{\min} = 7.8 (1 - 0.072) = 7.24 = 0.724 \approx 0.7 > 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

ويكون مخطط توزع الإجهادات على التربة كما في الشكل (13.6).



الشكل (13.6)

2.7.6 التصميم المعتمد:

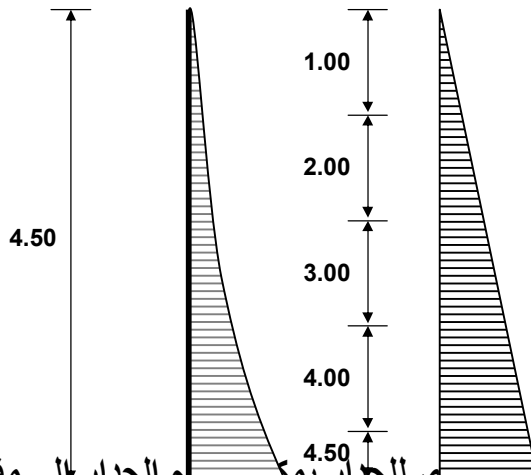
بعد تحقيق أمان الانقلاب والانزلاق وإجهادات تربة التأسيس، نعتد الأبعاد المقترحة سابقاً، ثم نستمر بالحساب كما يلي:

• تصميم مقاطع جذع الجدار:
نوجد عزم الانعطاف الأعظمي الناتج عن قوة الضغط الفعال عند أسفل الجدار (أي عند وجه الأساس) كما يلي... انظر الشكل (14.6):

$$q_{a-4.5} = 1.8 \times 4.50 \times \left(\frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} \right) = 8.1 \times 0.4063 = 3.29 \text{ t/m/m}$$

$$P_{a-4.5} = \frac{h}{2} \times q_a = \frac{4.50}{2} \times 3.29 = 7.4 \text{ t/m}$$

$$M_{4.5} = \frac{h}{3} \times P_{a-4.5} = \frac{4.50}{3} \times 7.4 = 11.1 \text{ t.m/m}$$



في الحالة العامة ومن من أجل تسليح الجدار يمكن تقسيم المقاطع بحسب العمق (كل متر واحد مثلاً)، ونوجد العزم والقص عن كل منها ثم نضم المقاطع عند الأعماق المذكورة. الشكل (14.6)

نستخدم طريقة حد الاستثمار لتصميم مقاطع الجدار عند الأعماق المذكورة، فنحسب التسليح لكل مقطع لمقاومة العزم والقص المطبقين عليه كما يلي:
تصميم المقاطع بطريقة حد الاستثمار:

• مقاطع جذع الجدار:

لدينا أبعاد المقطع أسفل الجدار ($b \times d = 100 \times 46.5 \text{ cm}$)، وقد اعتبرنا هنا أن سماكة التغطية للقضبان الشاقولية الفعالة ($t = 3.5 \text{ cm}$).

ولدينا العزم التصميمي ($M = 11.1 \text{ t.m}$) وقوة القص ($V = P_{a-4.5} = 7.4 \text{ t}$).
نعتبر إجهادات الضغط في البيتون وإجهادات الشد في التسليح المسموحين كما يلي:

$$\bar{\sigma}_c = 0.4 f_c = 0.4 \times 200 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.55 f_y = 0.55 \times 4000 = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

ملاحظة حول تأثير تسرب المياه الجوفية على تسليح الجدار:

ذكرنا في الفصل الثالث أنه إذا كان من المتوقع تسرب المياه السطحية أو الجوفية إلى تربة الردم أو إلى تربة التأسيس، تعتبر $\bar{\sigma}_s = 0.45 f_y \text{ kg/cm}^2$ وتستخدم في التسليح الطولي الفعال قضبان لا يقل قطرها عن (18 mm). وفي هذه الحالة ينصح بألا يقل معامل الأمان ضد الانزلاق عن $(SF_2 \geq 1.8)$.

- سنستمر باعتبار التربة جافة ونحسب المعامل (ω_a) التالي:

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- بدلالة هذا المعامل نحصل من الجداول (1.6) المعطاة في نهاية هذا المثال على قيمتي

المعاملين (ω_b, ω_z) .

- نتحقق من الإجهادات في البيتون من العلاقة التالية:

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} \leq \bar{\sigma}_b$$

- إذا كانت الإجهادات في البيتون أقل من المسموحة، نحسب مساحة تسليح الشد في المقطع

المدرّوس كما يلي:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s}$$

ثم نختار القضبان ونوزعها بحيث تحقق شروط الأقطار والتراكب والتباعد.
أما تسليح القص والذي غالباً ما يكون إنشائياً في الجدران الاستنادية، فيقدّر بعد حساب إجهادات القص في المقطع المعني كما يلي، على ألا يقل عن (25%) من التسليح الرئيسي:

$$\tau = \frac{V}{0.85 b \cdot d} \text{ kg/cm}^2$$

كتطبيق على ما سبق ندرس مثلاً المقطع الواقع أسفل جذع الجدار مباشرة على عمق (4.50 m) لمقاومة العزم الأعظمي للضغط الفعال $(M = 10.274 \text{ t.m})$:

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\omega_a = \frac{15 \times 11.1 \times 10^5}{100 \times (46.5)^2 \times 2200}$$

$$\omega_a = 0.035$$

بدلالة هذا المعامل نجد من الجداول (1.6) المعطاة في نهاية المثال أن:

$$\omega_b = 0.111 \quad \gamma_z = 0.920$$

نتحقق من الإجهادات في بيتون الجدار كما يلي:

$$\sigma_c = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1110000}{0.111 \times 100 \times 46.5^2} = 46.25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c \text{ ok}$$

نوجد التسليح اللازم من العلاقة التالية:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot \bar{\sigma}_s \cdot d} = \frac{1110000}{0.92 \times 2200 \times 46.5} = 11.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نستخدم (6T16/m) على كامل ارتفاع الجدار في الجهة المشدودة.

نشير هنا إلى إمكانية تخفيض هذه القيمة في النصف العلوي من الجدار بعد دراسة المقطع الواقع عند منتصف العمق كما سبق، مع التذكير بأن نسبة التسليح الإنشائي الدنيا والتي تساوي (0.002) تكافئ ستة قضبان قطر (14 mm) في المتر الطولي أي (6T14/m). ولكن

• تصميم تسليح الأساس:

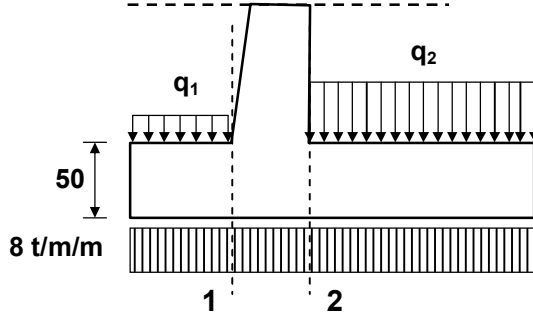
يصمم تسليح الأساس وفق ما ورد في المرحلة الثانية من الخطوة الخامسة من الفقرة (2.3.3) في الفصل الثالث كما يلي:

• الحمولة الموزعة فوق قدم الأساس والتي هي (وزن القدم فقط، مع إهمال وزن التربة فوقها)... الشكل (15.6):

$$q_1 = 0.50 \times 0.50 \times 2.500 = 0.625 \text{ t/m}$$

الحمولة الموزعة فوق كعب الأساس (وزن الكعب ووزن التربة فوقه):

$$q_2 = 0.5 \times 1.5 \times 2.5 + 1.5 \times 4.5 \times 1.8 = 3.75 + 7.2 = 14.03 \text{ t/m}$$



لحساب التسليح سنعتبر أن رد فعل التربة تحت الأساس متساوياً، ويعادل القيمة العظمى (□) $\square_{\max} = 8 \text{ t/m/m}$ بسبب صغر الفرق بين القيمتين الدنيا والعظمى. (الشكل 15.6)
نوجد العزم المطبق على المقطع (1) في الشكل (15.6) من عزوم القوى المؤثرة من الجهة اليسرى على المقطع .. أي:

$$M_1 = (\sigma - q_1) \times \frac{0.5^2}{2} = (8 - 0.625) \times \frac{0.5^2}{2} = 0.922 \text{ t.m/m}$$

العزم صغير يحتاج إلى تسليح إنشائي فقط نسبته (0.002).

لو كان العزم كبيراً، فسيسعى الأساس عند المقطع (1) إلى الانعطاف من الأسفل إلى الأعلى، حيث يكون التسليح الفعال فيه سلبياً.

ينتج العزم المطبق على المقطع (2) في الشكل (15.6) من عزوم القوى المؤثرة من الجهة اليمنى على المقطع .. أي:

$$M_2 = (\sigma - q_2) \times \frac{1.5^2}{2} = -10.18 \text{ t.m/m}$$

وهذا العزم السالب يجعل الأساس عند المقطع (2) ينعطف من الأعلى إلى الأسفل لذلك

فالتسليح الفعال هنا علوياً.

نصمم التسليح إذاً لمقطع (b x h = 100 x 50 cm)، ونعتبر (d = 45 cm).

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{15 \times 10.18 \times 10^5}{100 \times (45)^2 \times 2200} = 0.0343$$

نوجد بدلالة هذا المعامل من الجداول (1.6) المثال أن:

$$\omega_b = 0.111 \quad \gamma_z = 0.910$$

نتحقق من الإجهادات في بيتون الأساس كما يلي:

$$\sigma_c = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1018000}{0.111 \times 100 \times 45^2} = 45.3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c \text{ ok}$$

التسليح اللازم في الاتجاه العرضي:

للقدم (علوي):

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{1018000}{0.91 \times 2200 \times 45} = 11.3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نستخدم تسليحاً علوياً للقدم (6T16/m) ..

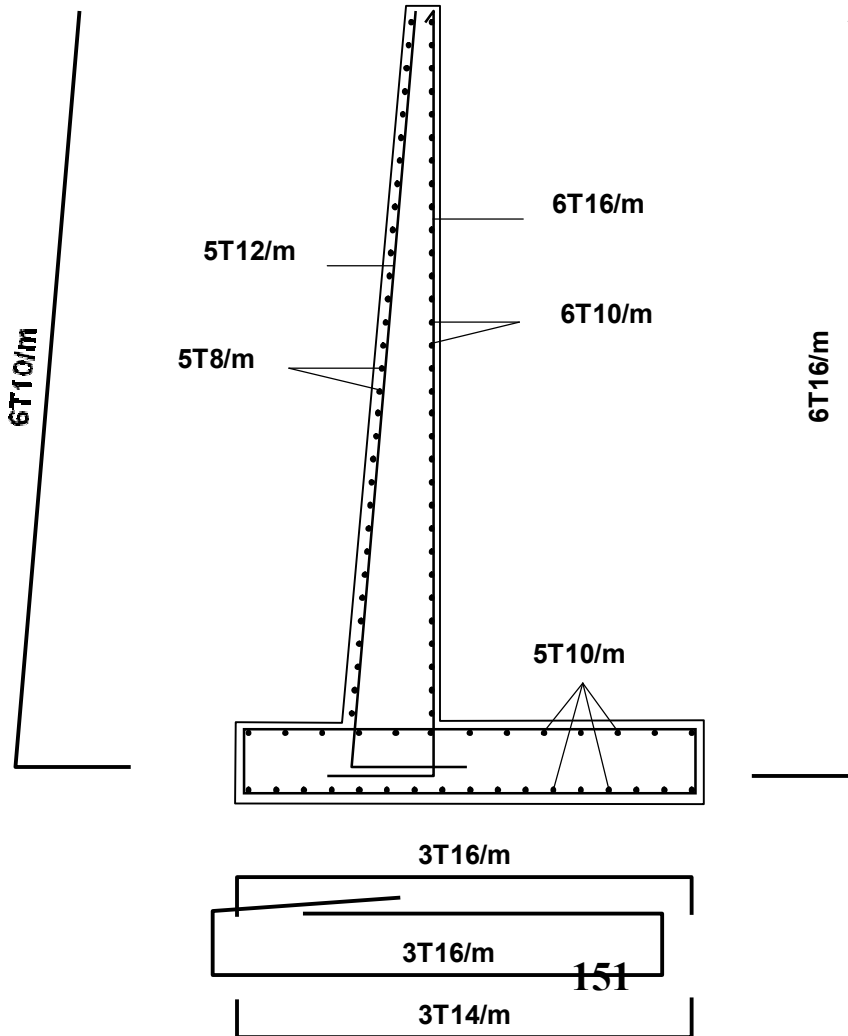
يكون التسليح الفعال في الكعب سفلياً ..

نستخدم مساحة دنيا من التسليح (0.002 x 50 x 100 = 10 cm) ..

نختار (3T16 + 3T14 / m) ..

التسليح السفلي في الاتجاه الطولي لا يقل عن ربع الفعال، والعلوي للربط.

يصبح تسليح الجدار والأساس كما في الشكل (16.6).



الشكل (16.6)

علاقات ومعاملات طريقة المرونة الكلاسيكية
الرموز والمصطلحات:

- (n = E_s / E_c = 15) معامل التكافؤ.
(A_s) مساحة تسليح الشد اللازمة في المقطع المدروس.
(b) عرض المقطع المدروس.
(d) العمق الفعال للمقطع المدروس.
(□_c) إجهادات الضغط المطبقة على البيتون في المقطع.
(□_s) إجهادات الشد المطبقة على التسليح الفعال في المقطع.
(x) عمق المحور المحايد في المقطع.
الرموز الأخرى تمثل معاملات عددية تعطى بالعلاقات التالية:

$$n \cdot \mu = \frac{n \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{\gamma_0 \cdot \gamma_x}{2}$$

$$\gamma_x = n \cdot \mu \left[\left(\sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \mu}} \right) - 1 \right] = \frac{x}{d} = \frac{\gamma_0}{(1 + \gamma_0)}$$

$$\gamma_z = 1 - \frac{\gamma_x}{3}$$

$$\gamma_0 = \frac{n \cdot \sigma_c}{\sigma_s} = \frac{\gamma_x}{1 - \gamma_x}$$

$$\gamma_h = \sqrt{\frac{2}{\gamma_x \cdot (1 - \frac{\gamma_x}{3})}} = \sqrt{\frac{2}{\gamma_x \cdot \gamma_z}}$$

$$\omega_a = n \cdot \mu \cdot (\gamma_z)$$

$$\omega_b = \frac{\gamma_x}{2} \cdot (1 - \frac{\gamma_x}{3})$$

ولتبسيط استخدام هذه العلاقات تحول إلى قيم رقمية كما في الجداول التالية.
الجدول (1.6) معاملات طريقة المرونة الكلاسيكية

n	□ _x	□ _z	□ ₀	□ _h	□ _a	□ _b
0.0100	0.1318	0.9561	0.1518	3.9843	0.0096	0.0630
0.0110	0.1377	0.9541	0.1597	3.9013	0.0105	0.0657
0.0120	0.1434	0.9522	0.1674	3.8274	0.0114	0.0683
0.0130	0.1488	0.9504	0.1748	3.7610	0.0124	0.0707

n □	□ x	□ z	□ 0	□ h	□ a	□ b
0 .0140	0 .1539	0 .9487	0 .1819	3 .7009	0 .0133	0 .0730
0 .0150	0 .1589	0 .9470	0 .1889	3 .6461	0 .0142	0 .0752
0 .0160	0 .1636	0 .9455	0 .1956	3 .5958	0 .0151	0 .0773
0 .0170	0 .1682	0 .9439	0 .2022	3 .5495	0 .0160	0 .0794
0 .0180	0 .1726	0 .9425	0 .2086	3 .5065	0 .0170	0 .0813
0 .0190	0 .1769	0 .9410	0 .2149	3 .4665	0 .0179	0 .0832
0 .0200	0 .1810	0 .9397	0 .2210	3 .4292	0 .0188	0 .0850
0 .0210	0 .1850	0 .9383	0 .2270	3 .3942	0 .0197	0 .0868
0 .0220	0 .1889	0 .9370	0 .2329	3 .3613	0 .0206	0 .0885
0 .0230	0 .1927	0 .9358	0 .2387	3 .3303	0 .0215	0 .0902
0 .0240	0 .1964	0 .9345	0 .2444	3 .3010	0 .0224	0 .0918
0 .0250	0 .2000	0 .9333	0 .2500	3 .2733	0 .0233	0 .0933
0 .0260	0 .2035	0 .9322	0 .2555	3 .2469	0 .0242	0 .0949
0 .0270	0 .2069	0 .9310	0 .2609	3 .2219	0 .0251	0 .0963
0 .0280	0 .2103	0 .9299	0 .2663	3 .1980	0 .0260	0 .0978
0 .0290	0 .2136	0 .9288	0 .2716	3 .1753	0 .0269	0 .0992
0	0	0	0	3	0	0

n	☐	☐	☐	☐	☐	☐
	x	z	0	h	a	b
.0300	.2168	.9277	.2768	.1535	.0278	.1006
0	0	0	0	3	0	0
.0320	.2230	.9257	.2870	.1127	.0296	.1032
0	0	0	0	3	0	0
.0340	.2290	.9237	.2970	.0751	.0314	.1057
0	0	0	0	3	0	0
.0360	.2347	.9218	.3067	.0403	.0332	.1082
0	0	0	0	3	0	0
.0380	.2403	.9199	.3163	.0080	.0350	.1105
0	0	0	0	2	0	0
.0400	.2457	.9181	.3257	.9778	.0367	.1128
0	0	0	0	2	0	0
.0420	.2509	.9164	.3349	.9496	.0385	.1149
0	0	0	0	2	0	0
.0440	.2559	.9147	.3439	.9231	.0402	.1170
0	0	0	0	2	0	0
.0460	.2608	.9131	.3528	.8982	.0420	.1191
0	0	0	0	2	0	0
.0480	.2655	.9115	.3615	.8746	.0438	.1210
0	0	0	0	2	0	0
.0500	.2702	.9099	.3702	.8523	.0455	.1229
0	0	0	0	2	0	0
.0520	.2747	.9084	.3787	.8312	.0472	.1248
0	0	0	0	2	0	0
.0540	.2790	.9070	.3870	.8111	.0490	.1265
0	0	0	0	2	0	0
.0560	.2833	.9056	.3953	.7920	.0507	.1283
0	0	0	0	2	0	0
.0580	.2875	.9042	.4035	.7738	.0524	.1300
0	0	0	0	2	0	0
.0600	.2916	.9028	.4116	.7564	.0542	.1316
0	0	0	0	2	0	0
.0620	.2956	.9015	.4196	.7398	.0559	.1332

n □	□ x	□ z	□ 0	□ h	□ a	□ b
0 .0640	0 .2995	0 .9002	0 .4275	2 .7239	0 .0576	0 .1348
0 .0660	0 .3033	0 .8989	0 .4353	2 .7086	0 .0593	0 .1363
0 .0680	0 .3070	0 .8977	0 .4430	2 .6939	0 .0610	0 .1378
0 .0700	0 .3107	0 .8964	0 .4507	2 .6799	0 .0628	0 .1392
0 .0730	0 .3160	0 .8947	0 .4620	2 .6597	0 .0653	0 .1414
0 .0760	0 .3212	0 .8929	0 .4732	2 .6407	0 .0679	0 .1434
0 .0790	0 .3263	0 .8912	0 .4843	2 .6226	0 .0704	0 .1454
0 .0820	0 .3312	0 .8896	0 .4952	2 .6054	0 .0729	0 .1473
0 .0850	0 .3360	0 .8880	0 .5060	2 .5891	0 .0755	0 .1492
0 .0880	0 .3407	0 .8864	0 .5167	2 .5735	0 .0780	0 .1510
0 .0910	0 .3452	0 .8849	0 .5272	2 .5587	0 .0805	0 .1527
0 .0940	0 .3497	0 .8834	0 .5377	2 .5445	0 .0830	0 .1545
0 .0970	0 .3540	0 .8820	0 .5480	2 .5309	0 .0856	0 .1561
0 .1000	0 .3583	0 .8806	0 .5583	2 .5179	0 .0881	0 .1577
0 .1040	0 .3638	0 .8787	0 .5718	2 .5013	0 .0914	0 .1598
0 .1080	0 .3691	0 .8770	0 .5851	2 .4856	0 .0947	0 .1619
0	0	0	0	2	0	0

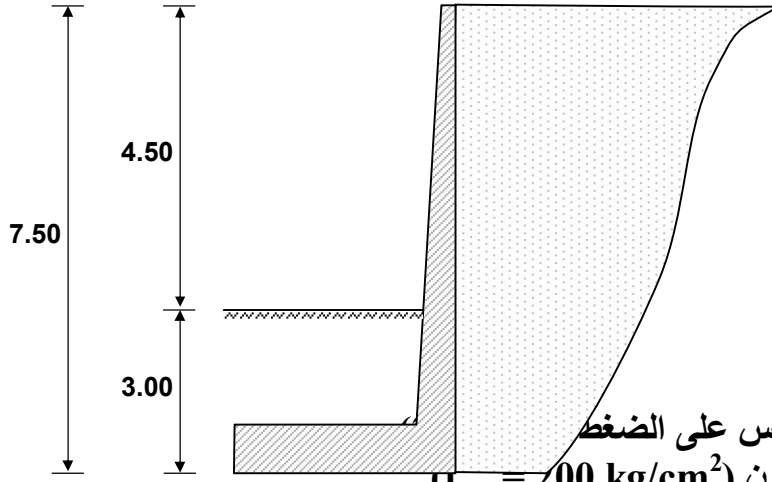
n	☐	☐	☐	☐	☐	☐
	x	z	0	h	a	b
.1120	.3744	.8752	.5984	.4707	.0980	.1638
0	0	0	0	2	0	0
.1160	.3794	.8735	.6114	.4565	.1013	.1657
0	0	0	0	2	0	0
.1200	.3844	.8719	.6244	.4429	.1046	.1676
0	0	0	0	2	0	0
.1240	.3892	.8703	.6372	.4300	.1079	.1694
0	0	0	0	2	0	0
.1280	.3939	.8687	.6499	.4176	.1112	.1711
0	0	0	0	2	0	0
.1320	.3985	.8672	.6625	.4058	.1145	.1728
0	0	0	0	2	0	0
.1360	.4030	.8657	.6750	.3944	.1177	.1744
0	0	0	0	2	0	0
.1400	.4074	.8642	.6874	.3835	.1210	.1760
0	0	0	0	2	0	0
.1460	.4137	.8621	.7057	.3680	.1259	.1783
0	0	0	0	2	0	0
.1520	.4199	.8600	.7239	.3533	.1307	.1806
0	0	0	0	2	0	0
.1580	.4259	.8580	.7419	.3394	.1356	.1827
0	0	0	0	2	0	0
.1640	.4317	.8561	.7597	.3262	.1404	.1848
0	0	0	0	2	0	0
.1700	.4374	.8542	.7774	.3137	.1452	.1868
0	0	0	0	2	0	0
.1760	.4429	.8524	.7949	.3018	.1500	.1887
0	0	0	0	2	0	0
.1820	.4482	.8506	.8122	.2905	.1548	.1906
0	0	0	0	2	0	0
.1880	.4534	.8489	.8294	.2797	.1596	.1924
0	0	0	0	2	0	0
.1940	.4584	.8472	.8464	.2693	.1644	.1942

n	x	z	0	h	a	b
0 .2000	0 .4633	0 .8456	0 .8633	2 .2594	0 .1691	0 .1959
0 .2100	0 .4712	0 .8429	0 .8912	2 .2439	0 .1770	0 .1986
0 .2200	0 .4789	0 .8404	0 .9189	2 .2293	0 .1849	0 .2012
0 .2300	0 .4862	0 .8379	0 .9462	2 .2157	0 .1927	0 .2037
0 .2400	0 .4932	0 .8356	0 .9732	2 .2029	0 .2005	0 .2061
0 .2500	0 .5000	0 .8333	1 .0000	2 .1909	0 .2083	0 .2083
0 .2600	0 .5066	0 .8311	1 .0266	2 .1795	0 .2161	0 .2105
0 .2700	0 .5129	0 .8290	1 .0529	2 .1688	0 .2238	0 .2126
0 .2800	0 .5190	0 .8270	1 .0790	2 .1586	0 .2316	0 .2146
0 .0900	0 .3437	0 .8854	0 .5237	2 .5636	0 .0797	0 .1522
0 .3000	0 .5307	0 .8231	1 .1307	2 .1398	0 .2469	0 .2184
0 .3300	0 .5469	0 .8177	1 .2069	2 .1148	0 .2698	0 .2236
0 .3400	0 .5520	0 .8160	1 .2320	2 .1072	0 .2774	0 .2252
0 .3600	0 .5617	0 .8128	1 .2817	2 .0930	0 .2926	0 .2283
0 .3800	0 .5710	0 .8097	1 .3310	2 .0799	0 .3077	0 .2312
0 .4000	0 .5798	0 .8067	1 .3798	2 .0678	0 .3227	0 .2339

8.3 المثال 8 - تصميم جدار استنادي طرفي ظفري:

يطلب تصميم جدار استنادي الطرفي الظفري بارتفاع (7.50 m) يقع ضمن عقار محدود كما في الشكل (17.6) وفق المعطيات التالية:

- ارتفاع الجزء المكشوف من الجهة الأمامية للجدار (4.50 m).
- الوزن الحجمي للتربة المردومة أمام وخلف الجدار ($\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$) وزاوية الاحتكاك الداخلي فيها ($\phi = 21^\circ$)، والتماسك ($c = 0.12 \text{ kg/cm}^2$).
- زاوية الاحتكاك بين تربة التأسيس والوجه السفلي للأساس ($\phi_1 = 14^\circ$)، والتماسك بين السطحين ($c_1 = 2c/3 = 0.8 \text{ kg/cm}^2$)، وقدرة تحمل هذه التربة على الضغط (1.5 kg/cm^2).



- قدرة تحمل تربة التأسيس على الضغط
 - المقاومة المميزة للبيتون ($f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$)
 - حد الخضوع لفولاذ التسليح ($f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$) كل (17.6)
- خطوات الحل:

أولاً - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

يبين الشكل (18.6) القوى المؤثرة على شريحة بطول متر واحد من الجدار والتي تحسب كما يلي، مع ذراع كل منها حول محور شاقولي يمر من النقطة (O):

وزن الجزء المستطيل من الجدار:

$$W_{w1} = 0.30 \times 6.50 \times 2.500 = 4.875 \text{ t / m}$$

ذراع هذه القوة: $L_{w1} = 3.35 \text{ m}$

وزن الجزء المثلثي من الجدار:

$$W_{w2} = 0.50 \times 0.50 \times 6.50 \times 2.500 = 4.063 \text{ t / m}$$

ذراع هذه القوة: $L_{w2} = 3.03 \text{ m}$

وزن الأساس:

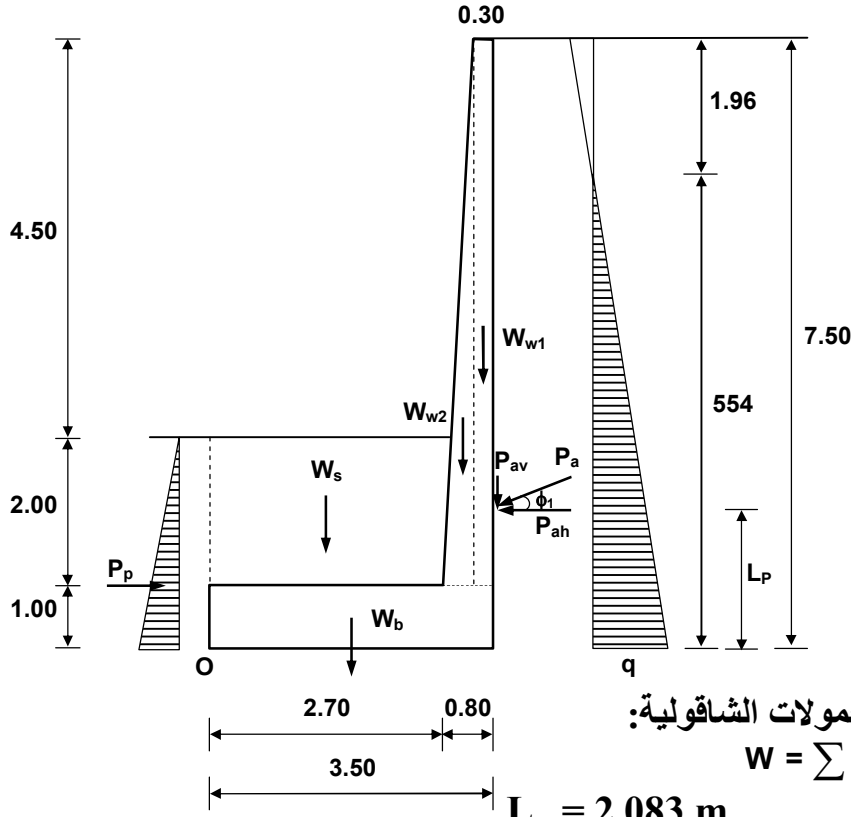
$$W_b = 1.00 \times 3.50 \times 2.500 = 8.750 \text{ t / m}$$

ذراع هذه القوة: $L_b = 1.750 \text{ m}$

وزن التربة فوق الأساس:

$$W_s = 2.00 \times 2.70 \times 1.800 = 9.720 \text{ t / m}$$

ذراع هذه القوة: $L_s = 1.35 \text{ m}$



• مجموع الحمولات الشاقولية:

$$W = \sum W_i = 27.408 \text{ t / m}$$

ذراع هذه القوة:

$$L_w = 2.083 \text{ m}$$

الشكل (18.6)

• حساب ضغط التربة الفعال:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_a - 2 c \cdot H \cdot \sqrt{f_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 7.50^2 \times \left(\frac{1 - \sin 21^\circ}{1 + \sin 21^\circ} \right) - 2 \times 1.2 \times \sqrt{\left(\frac{1 - \sin 21^\circ}{1 + \sin 21^\circ} \right)}$$

$$P_a = 50.625 \times 0.47 - 2.4 \times 7.50 \sqrt{0.47} = 11.45 \text{ t / m}$$

ارتفاع نقطة تطبيق قوة الضغط الفعال عن أسفل الأساس:

$$L_{Pa} = \frac{1}{3} \left(H - \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{f_a}} \right) = \frac{1}{3} \left(7.50 - \frac{2 \times 1.2}{1.8 \times \sqrt{0.47}} \right) = 1.81 \text{ m}$$

مركبات الضغط الفعال:

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos (14^\circ) = 11.45 \times 0.970 = 11.065 \text{ t / m}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin (14^\circ) = 11.45 \times 0.242 = 2.771 \text{ t / m}$$

إن ذراعي هاتين القوتين هما على التوالي:

$$L_{Pa} = 1.81 \text{ m} \quad L_{Pv} = 3.500 \text{ m}$$

• حساب ضغط التربة السلبي من العلاقة (6.3) في الفصل الثالث:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot f_p + 2 \cdot c_1 \cdot h \cdot \sqrt{f_p}$$

$$\text{حيث } (c_1 = 2c/3 = 2 \times 1.2 / 3 = 0.8)$$

$$f_p = \frac{1 + \sin \phi^\circ}{1 - \sin \phi^\circ} = 2.12$$

إذاً:

$$P_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 3^2 \times 2.12 + 2 \times 0.4 \times 3 \times \sqrt{2.12} = 20.66 \text{ t/m}$$

وذراع هذه القوة هو $(L_{pp} = 3 / 3 = 1 \text{ m})$.

ثانياً - تحقيق الجدار ضد الانقلاب حول النقطة (O):

مع إهمال وزن التربة أمام الجدار يكون معامل الأمان ضد الانقلاب:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{W_{w1} \cdot L_{w1} + W_{w2} \cdot L_{w2} + W_b \cdot L_b + P_{pv} \cdot L_{pv}}{P_a \cdot L_{pa}} \geq 1.5$$

$$SF_1 = \frac{4.875 \times 3.35 + 4.063 \times 3.233 + 8.750 \times 1.750 + 2.771 \times 3.50}{11.45 \times 1.852}$$

$$SF_1 = \frac{53.6}{21.56} = 2.53 > 1.5 \quad \text{OK}$$

ثالثاً - تحقيق الجدار ضد الانزلاق:

يحسب معامل الأمان ضد الانزلاق من العلاقة التالية:

$$SF_2 = \frac{\tan \frac{2\phi_1}{3} \cdot \sum W_i + c_1 \cdot B + P_{ah}}{\sum P_i}$$

$$SF_2 = \frac{0.25 \times 27.408 + 0.8 \times 3.5 + 11.65}{22.26} = 2.68$$

$$SF_2 = \frac{62.96}{22.26} = 2.83 > 1.5 \quad \text{OK}$$

رابعاً - تحقيق إجهادات الضغط تحت الأساس:

حساب لامركزية محصلة القوى (البعد عن المحور المار من منتصف الأساس):

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{net}}{\sum W_T} = \frac{B}{2} - \frac{\sum (M_F + W_s \cdot L_s) - \sum M_O}{\sum W_i + P_{av}}$$

حيث:

$(\sum M_{net})$ مجموع عزوم الانعطاف الصافية المؤثرة على الأساس.

$(\sum W_T)$ مجموع القوى الشاقولية الكلية.

$$e = \frac{350}{2} - \frac{(62.38 + 9.72 \times 1.35) - 20.72}{27.408 + 2.77} = 175 - \frac{45.942}{30.178}$$

$$e = 1.75 - \frac{45.922}{30.178} = 1.75 - 1.522 = 0.65 \text{ m}$$

نلاحظ أن المحصلة تقع ضمن الثلث الوسطي للأساس، وبالتالي فالإجهادات كلها ضاغطة،

وتحسب كما يلي:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{W_T}{B \times 100} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{30.275 \times 1000}{350 \times 100} \times 178 \left(1 \mp \frac{6 \times 22.855}{350}\right) = 0.855 (1 \mp 0.36)$$

$$\sigma_{\max} = 1.177 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{all}}$$

$$\sigma_{\min} = 0.532 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

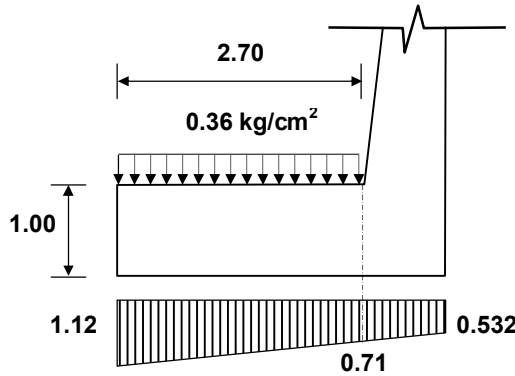
ويكون مخطط الإجهادات كما في الشكل (19.6).

ضغط التربة الأمامية على الأساس:

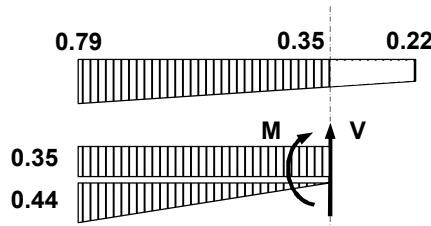
$$\sigma_s = 2 \times 1.8 = 3.6 \text{ t/m}^3 = 0.36 \text{ kg/cm}^2$$

وبالتناسب نجد أن الضغط عند الوجه الأمامي للجدار الأساس:

$$\sigma = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$



ويكون مخطط الضغط الصافي تحت الأساس بعد طرح ضغط التربة الأمامي من الضغط تحت الأساس كما في الشكل (20.6).
الشكل (19.6)



قوة القص في الأساس عند الوجه الأمامي للجدار بوحدة (طن):

$$V = 3.5 \times 2.70 + \frac{4.4 \times 2.70}{2} = 15.39 \text{ t}$$

عزم الانعطاف في الأساس عند الوجه الأمامي للجدار بوحدة (طن . متر):

$$M = \frac{3.5 \times 2.70^2}{2} + \frac{4.4 \times 2.70^2}{3} = 23.45 \text{ t.m}$$

خامساً - تصميم مقاطع الجدار والأساس:

باعتبار ان مواصفات البيتون والفولاذ غير معطاة في المسألة، نعتد إذا القيم التالية

للإجهادات المسموحة فيهما:

$$\bar{\sigma}_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

تصميم تسليح الجدار:

أبعاد مقطع جذع الجدار عند وجه الأساس:

$$a \times b = 100 \times 80 \text{ cm}$$

وسنعتبر أن سماكة التغطية (5 cm) أي أن (d = 75 cm).
العزم التصميمي:

$$M = 15.587 \text{ t.m}$$

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$$

$$\omega_a = \frac{15 \times 20.614 \times 10^5}{100 \times (75)^2 \times 2000}$$

$$\omega_a = 0.0275$$

نجد من الجداول المعطاة في نهاية المثال الأول أن:

$$\omega_b = 0.10, \quad \gamma_z = 0.925$$

نتحقق من الإجهادات الفعلية في بيتون الجدار كما يلي:

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20.614 \times 10^5}{0.1 \times 100 \times 75^2} = 36.65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ ok}$$

نوجد التسليح اللازم من العلاقة التالية:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot \bar{\sigma}_s \cdot d} = \frac{2061400}{0.925 \times 2000 \times 75} = 14.86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نستخدم (6 T 18 / m)، ويمكن أن نخفض هذا التسليح بحسب المقطع مع الارتفاع كما في الشكل (21.6).

تصميم تسليح الأساس:

$$a \times b = 100 \times 100 \text{ cm}$$

وسنعتبر أن سماكة التغطية (5 cm) أي أن (d = 95 cm).

$$M = 23.45 \text{ t.m}$$

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$$

$$\omega_a = \frac{15 \times 18.11 \times 10^5}{100 \times (95)^2 \times 2000}$$

$$\omega_a = 0.015$$

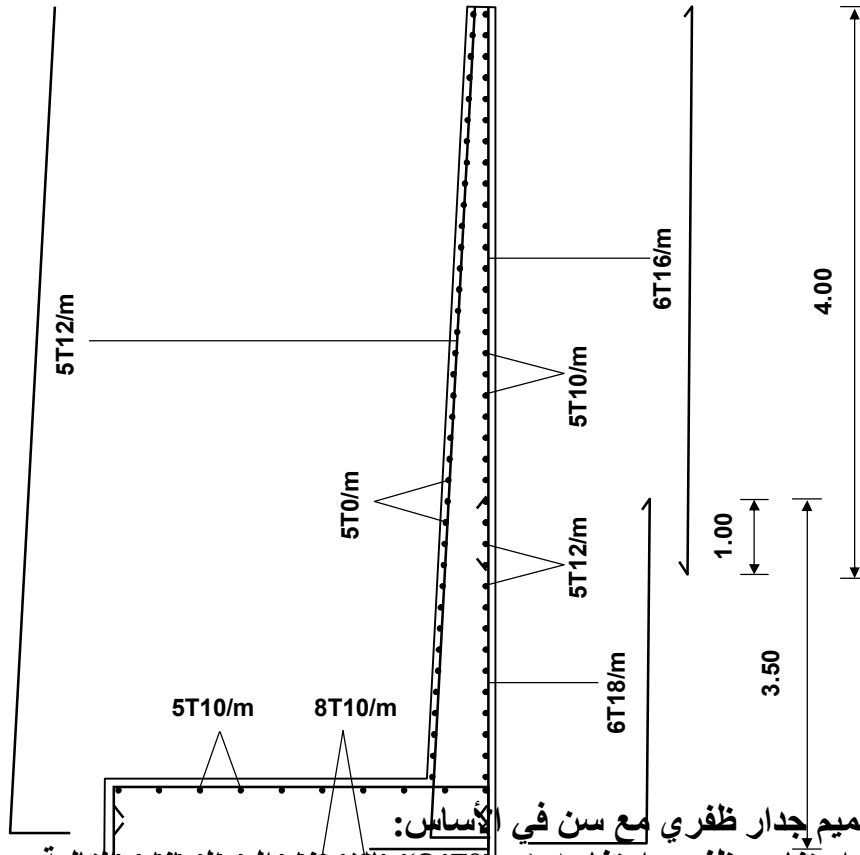
$$\omega_b = 0.078, \quad \gamma_z = 0.945$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.45 \times 10^5}{0.078 \times 100 \times 95^2} = 33.32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ ok}$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot \bar{\sigma}_s \cdot d} = \frac{2345000}{0.945 \times 2000 \times 95} = 13.08 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s \text{ min}}$$

نستخدم مساحة التسليح الدنيا، ونعتمد التفصيلات كما في الشكل (21.6):

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 100 = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8T18 / m$$



9.6 المثال 9 - تصميم جدار ظفري مع سن في الأساس:
يطلب تصميم جدار استنادي ظفري ارتفاعه (8.50 m) بالاستناد إلى البيانات التالية، مع إهمال تأثير الردم أمام الجدار وافترض المعطيات الأخرى غير المذكورة:
خصائص تربة الردم:

$$\gamma_1 = 1.8 \text{ t/m}^3, \quad \phi_1 = 30^\circ, \quad \delta = 10^\circ$$

$$\gamma_2 = 1.70 \text{ t/m}^3, \quad \phi_2 = 34^\circ, \quad \gamma_{\text{all}} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

الشكل (21.6)

خصائص البيتون وفولاذ التسليح:

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

1.9.6 التصميم الأولي بدون سن:

لنختار الأبعاد الأولية للجدار كما في الشكل (20.6)، وذلك بالاستناد إلى الفقرة (2.2.3) من الفصل الثالث، محاولين الاستغناء عن السن في القاعدة.

نطبق الدراسة على شريحة من الجدار بعمق متر واحد على مستوي الشكل كما يلي...

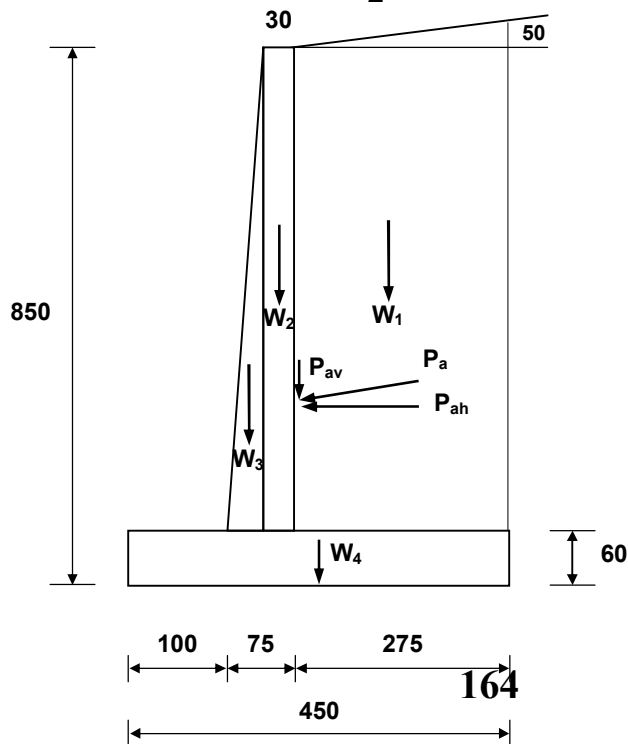
(الشكل 21.6):

- حساب الحمولات المؤثرة على الجدار:
- الوزن الذاتي للتربة المردومة (الجزء 1):

Diagram of a mechanical assembly with four regions. The assembly consists of a vertical wall (Region 2) and a base (Region 4). The fluid (Region 1) is contained within the wall and base. The dimensions are as follows:

- Total height: 850
- Base height: 60
- Total width: 450
- Wall thickness: 30
- Angle $\beta = 10^\circ$ at the top right corner.

- $$W_3 = \gamma_c \times \frac{1}{2} \times 0.45 \times (8.50 - 0.60) = 2.5 \times 7.90 = 4.44 \text{ t/m}$$



الشكل (21.6)

- الوزن الذاتي للقاعدة (الجزء 4):

$$W_4 = \gamma_c \times 4.50 \times 0.60 = 2.5 \times 7.70 = 6.75 \text{ t/m}$$

وكافة هذه القوى مطبقة في مراكز ثقل الأشكال.

- قوة ضغط التربة الفعال:

$$P_a = \frac{H}{2} \cdot q_a = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot H^2 \cdot f_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi_1}{1 + \sin \phi_1} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (8.50 + 0.5)^2 \times \left(\frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} \right) = 24.3 \text{ t/m}$$

المركبة الأفقية لضغط التربة الفعال (القوة المسببة لانزلاق الجدار):

$$P_{ah} = P_a \cdot \cos(10^\circ) = 24.3 \times 0.985 = 23.93 \text{ t/m}$$

المركبة الشاقولية لضغط التربة الفعال:

$$P_{av} = P_a \cdot \sin(10^\circ) = 24.3 \times 0.174 = 4.22 \text{ t/m}$$

- مجموع القوى الشاقولية:

$$W = P_{av} + \sum W_i$$

$$W = 4.22 + (40.343 + 5.93 + 4.44 + 6.75) = 61.68 \text{ t/m}$$

- القوة المقاومة لانزلاق الجدار:

$$F = W \cdot \tan\left(\frac{2\phi_2}{3}\right) = 61.68 \times 0.417 = 25.76 \text{ t/m}$$

توضح الحسابات السابقة أن الجدار غير محقق لمقاومة الانزلاق لأن معامل الأمان ضد الانزلاق هو:

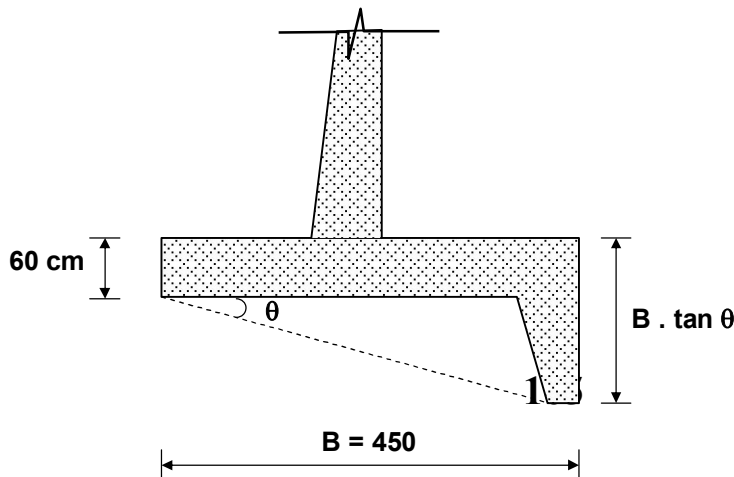
$$SF_s = \frac{F}{P_{ah}} = \frac{25.76}{23.93} = 1.01 < 1.5$$

إذا نعيد تصميم الجدار باستخدام سن في الأساس.

2.9.6 التصميم النهائي مع السن:

نختار عمق السن باستخدام المنحنيات المعطاة في الشكل (4.3) من الفصل الثالث كما يلي...

الشكل (22.6):



الشكل (22.6)

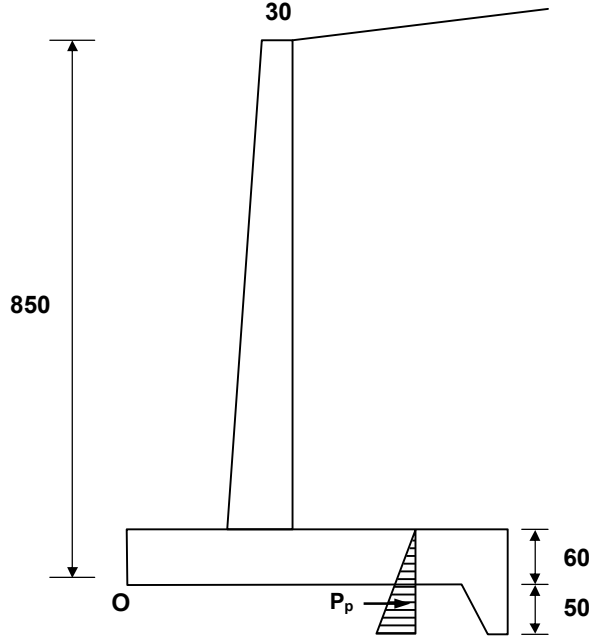
لدينا في تربة التأسيس ($\alpha_2 = 34^\circ$)، وكذلك لدينا:

$$\frac{W}{P_{ah}} = \frac{61.68}{23.95} = 2.58$$

إذا فزاوية السن في المنحنيات البيانية هي ($\alpha = 5^\circ$).
وبالتالي فعمق السن اللازم لتحقيق الأمان:

$$B \cdot \tan \theta = 4.5 \times 0.0875 = 0.39 \text{ m}$$

نستخدم سن بعمق (50)، وبالأبعاد الأخرى الموضحة في الشكل (23.6).



• تحقيق توازن الجدار ضد الانقلاب:

نتابع الحل ونحسب عزوم القوى المثبتة للجدار والمسببة للانقلاب حول النقطة (O) الموضحة في الشكل السابق، وذلك بعد حساب ذراع كل قوة من القوى المؤثرة.

من المفيد هنا تنظيم الجدول التالي:

الشكل (23.6)

القوة	الذراع بالنسبة للنقطة (O)	العزم t . m
$W_1 = 40.343$	3.125 m	126.072
$W_2 = 5.93$	1.60 m	9.488
$W_3 = 4.44$	1.30 m	5.772

15.188	2.25 m	$W_4 = 6.75$
7.385	1.75 m	$P_{av} = 4.22$
$M_F = 163.91$	2.66 m	$W = 61.68$
67.722	2.83 m	$P_{ah} = 23.93$
$M_0 = 67.722$	3.83 m	$P_0 = P_{ah} = 23.93$

نحسب معامل الأمان ضد انقلاب الجدار حول النقطة (O) في الشكل السابق من العلاقة (7.3) في الفصل الثالث كما يلي:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{164.069}{67.722} = 2.27 > 1.5 \text{ o.k}$$

فرق العزم:

$$M_n = M_F - M_O = 163.91 - 67.722 = 96.183 \text{ t.m / m}$$

بعد نقطة تطبيق المحصلة عن النقطة (O):

$$L = \frac{M_n}{W} = \frac{96.183}{61.68} = 1.85 \text{ m}$$

قيمة اللامركزية:

$$e = \frac{B}{2} - L = \frac{4.50}{2} - 1.85 = 0.7 \text{ m} < \frac{4.50}{6} = 0.75 \text{ m}$$

إذاً فالمحصلة تقع ضمن الثلث الوسطي للأساس، وبالتالي فالقاعدة تتعرض إلى الضغط على كامل مساحتها.

• تحقيق توازن الجدار ضد الانزلاق:

نوجد الضغط المعاكس المتولد على السن كما يلي:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot h^2 \cdot f_p = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot h^2 \cdot \tan^2 (45 + \frac{\phi_2}{2})$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times 1.7 \times (0.6 + 0.5)^2 \times \tan^2 (45 + \frac{34}{2}) = 3.64 \text{ t / m}$$

تضاف هذه القوة إلى تلك المقاومة للانزلاق.. أي يصبح معامل الأمان الجديد ضد الانزلاق

كما يلي:

$$SF_2 = \frac{F + P_p}{P_{ah}} = \frac{25.76 + 3.64}{23.93} = 1.23 < 1.5$$

بما أن معامل الأمان غير محقق نزيد عمق السن كما يلي:

$$1.5 = \frac{25.76 + P_p}{23.93} \Rightarrow P_p = 10.135 \text{ t / m}$$

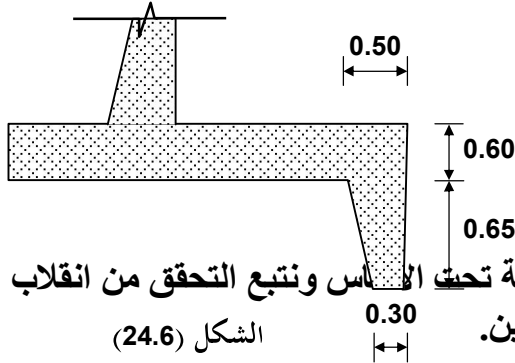
$$10.135 = \frac{1}{2} \times 1.7 \times (0.6 + h)^2 \times \tan^2 (45 + \frac{34}{2})$$

$$h^2 + 1.2h - 3.012 = 0 \Rightarrow h \approx 1.24 \text{ m}$$

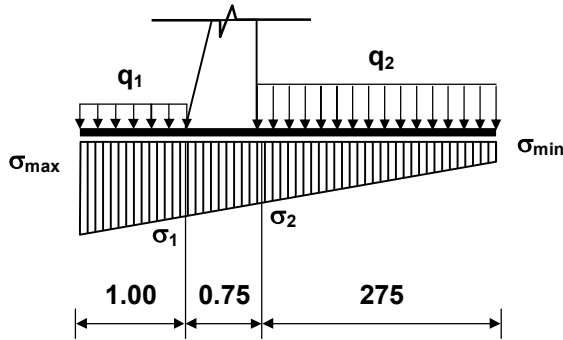
هذا يعني أن عمق السن المطلوب تحت الأساس الذي يحقق أمان الانزلاق هو:

$$1.2375 - 0.60 = 0.64 \text{ m}$$

نعمد السن المبين في الشكل (24.6).



بعد ذلك نقوم بحساب إجهادات التربة تحت الأساس ونتبع التحقق من انقلاب الجدار وتصميم الجذع والأساس كما في المسألتين السابقتين.



حساب σ_1

10.6 المثال 10 - تصميم جدار مع بلاطات توازن خلفية:

يطلب تصميم الجدار الاستنادي المبين في الشكل (26.6)، والمعرض لحمولة شاقولية في أعلاه قدرها $(q = 1 \text{ t/m})$ ، علماً بأن معامل الاحتكاك بين تربة التأسيس وسطح الأساس السفلي (0.3)، وقدرة تحمل تربة التأسيس (1.50 kg/cm^2) (الشكل (25.6))

الحل:

الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد:

نقسم الارتفاع الكلي إلى ارتفاعات جزئية بين بلاطات التوازن كما يلي:

$$h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = 2.25 \text{ m} , \quad h_5 = 2.00 \text{ m}$$

ونفترض سماكة البلاطات كما يلي:

$$t_1 = t_2 = 0.25 \text{ m} , \quad t_3 = 0.30 \text{ m}$$

$$t_4 = 0.40 \text{ m} , \quad t_5 = 0.50 \text{ m}$$

نحسب عرض كل بلاطة خلفية كما يلي، وذلك من أجل تحقيق توزيع مثلي لضغط التربة

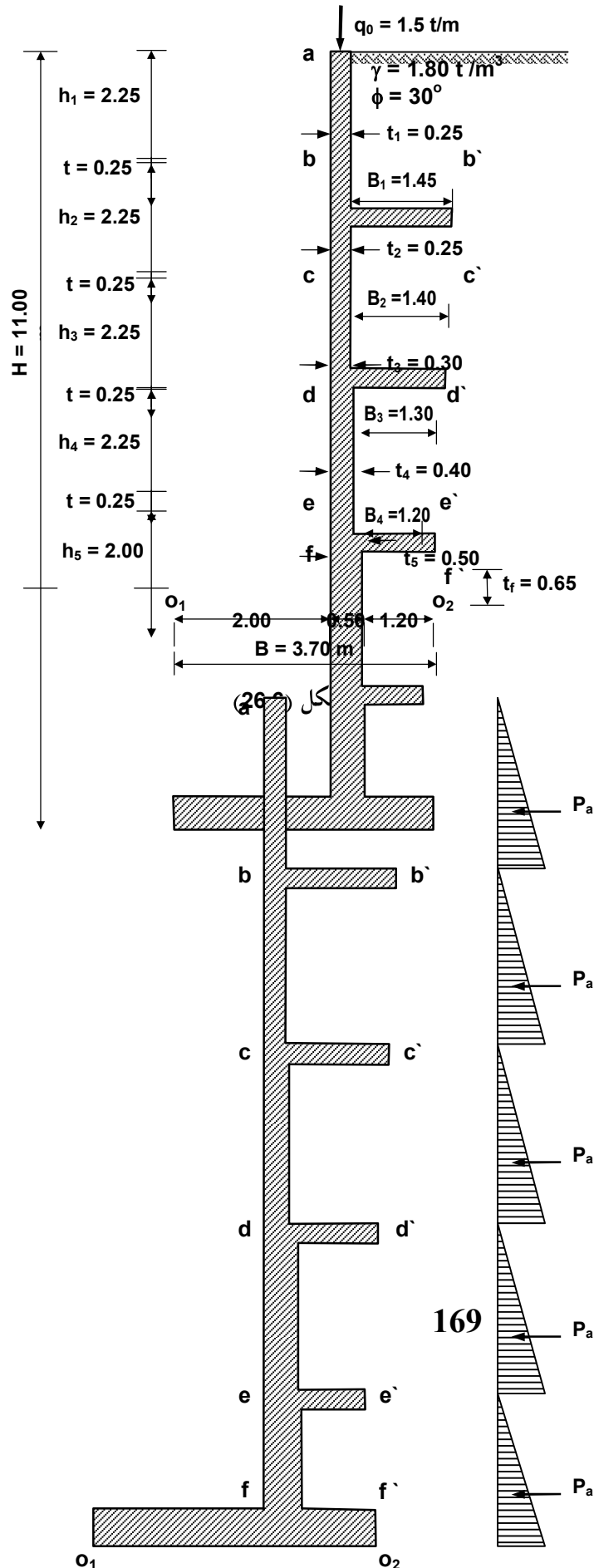
على الجدار كما في الشكل (27.6).

لنوجد عرض البلاطة (B_3) مثلاً.

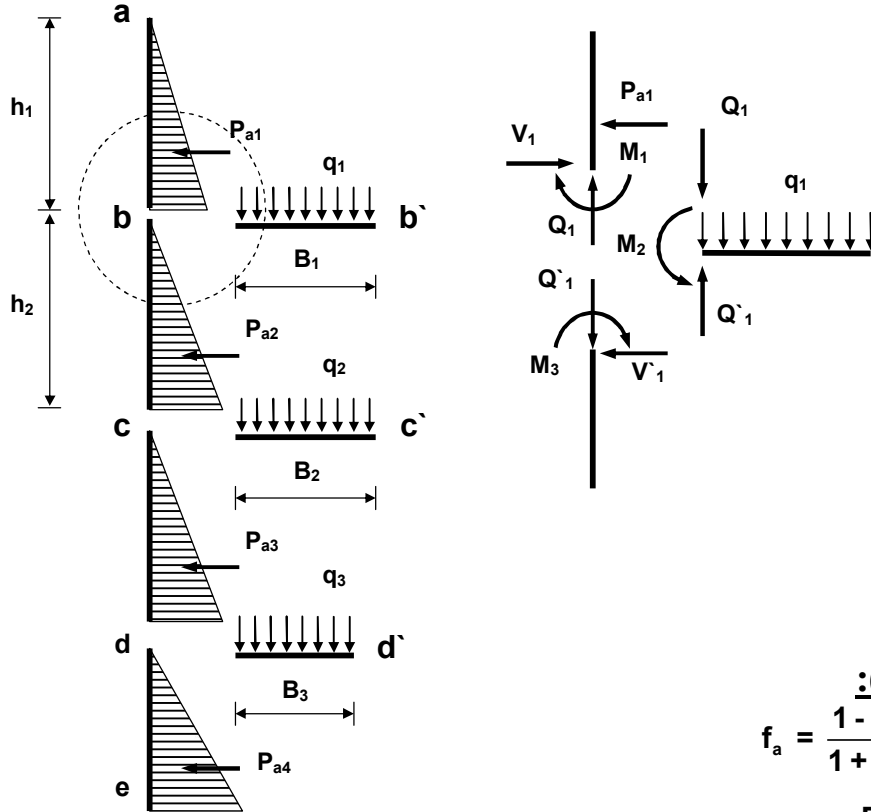
$$B_3 = h_3 \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}) = 2.25 \times 0.577 = 1.30 \text{ m}$$

نعمتد إذا عرض البلاطات الأخرى كما يلي:

$$B_1 = 1.45 \text{ m} , B_2 = 1.40 \text{ m} , B_4 = 1.20 \text{ m}$$



الخطوة الثانية - التحليل الإنشائي وحساب القوى والعزوم المطبقة:
 يبين الشكل (28.6) القوى المطبقة على جذع الجدار وعلى بلاطات التوازن الخلفية،
 لشريحة بعمق (1 m) على مستوي الشكل.



القوى والعزوم في العقدة (b)

الشكل (28.6)

دراسة العقدة (b):

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.333$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_1^2 \cdot f_a$$

$$V_1 = P_{a1} = 1.52 \text{ t}$$

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2.25^2 \times 0.333 = 1.52 \text{ t}$$

$$M_1 = M_{ba} = P_{a1} \cdot \frac{h_1}{3} = 1.52 \times \frac{2.25}{3} = 1.14 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M_{bb'} = M_{\text{Soil}} + M_{\text{Load}} = \gamma \cdot h_1 \cdot \frac{B_1^2}{2} + \gamma_c \cdot t \cdot \frac{B_1^2}{2}$$

حيث ($\gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$) الوزن الحجمي للبيتون.

$$M_2 = M_{bb'} = 1.8 \times 2.25 \times \frac{1.45^2}{2} + 2.5 \times 0.25 \times \frac{1.45^2}{2}$$

$$M_2 = M_{bb'} = 4.26 + 0.66 = 4.92 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_2 - M_1 = 4.92 - 1.14 = 3.78 \text{ t.m}$$

دراسة العقدة (c):

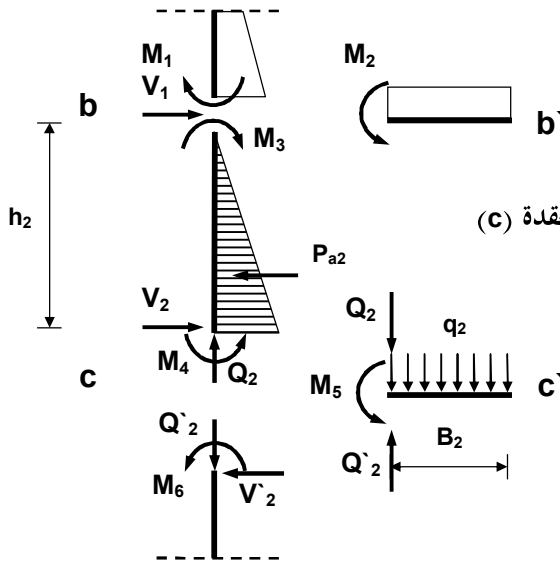
$$P_{a2} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_2^2 \cdot f_a = 1.52 \text{ t}$$

$$V_2 = 2 \times 1.52 = 3.04 \text{ t}$$

$$M_4 = M_{cb} = 1.52 \times 2.25 - 3.45 + 1.14 = 0.78 \text{ t.m}$$

$$M_5 = M_{cc'} = \frac{1.4^2}{2} \times 1.8 \times 2.25 + \frac{1.4^2}{2} \times 0.25 \times 2.5 = 4.852 \text{ t.m}$$

$$M_6 = M_5 - M_4 = 4.582 - 0.78 = 3.802 \text{ t.m}$$



القوى والعزوم في العقدة (c)

الشكل (29.6)

دراسة العقدة (d):

بنفس الطريقة السابقة نجد:

$$P_{a3} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_3^2 \cdot f_a = 1.52 \text{ t}$$

$$V_3 = 3 \times 1.52 = 4.56 \text{ t}$$

$$M_7 = M_{dc} = 3.8 + (3.04 \times 2.25) + 1.14 = 11.78 \text{ t.m}$$

$$M_8 = M_{dd'} = 1.8 \times \frac{1.3^2}{2} \times 2.25 + \frac{1.3^2}{2} \times 0.25 \times 2.5 = 3.95 \text{ t.m}$$

$$M_9 = M_7 - M_8 = 11.34 - 3.95 = 7.39 \text{ t.m}$$

دراسة العقدة (e):

$$P_{a4} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_4^2 \cdot f_a = 1.52 \text{ t}$$

$$V_4 = 4 \times 1.52 = 6.08 \text{ t}$$

$$M_{10} = M_{ed} = 7.77 + 4.56 \times 2.25 + 1.14 = 11.17 \text{ t.m}$$

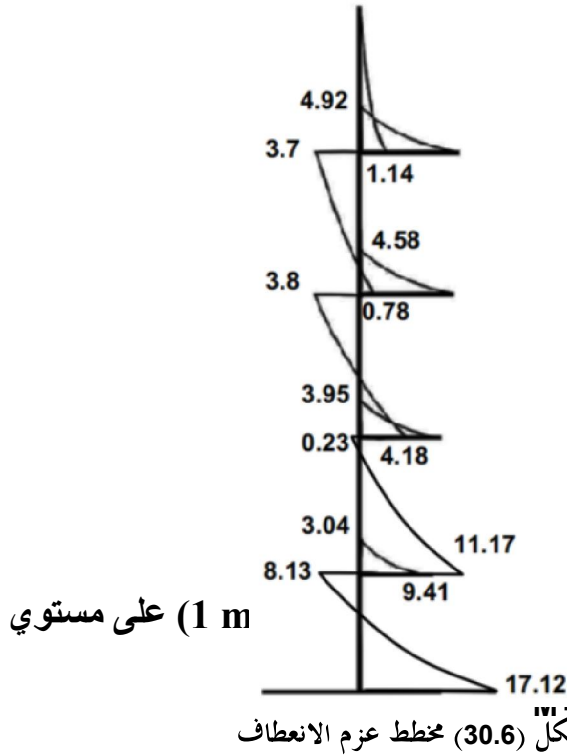
$$M_{11} = M_{ee'} = \frac{1.2^2}{2} \times 1.8 \times 2 + \frac{1.2^2}{2} \times 0.25 \times 2.5 = 3.04 \text{ t.m}$$

$$M_{12} = M_{ef} = 11.17 - 3.04 = 8.13 \text{ t.m}$$

ويكون العزم أسفل الجدار:

$$M_{fe} = 6.08 \times 1.45 + 1.8 \times \frac{1.2^2}{2} \times 0.33 \times \frac{(2.00 - 0.80)}{3} + 8.13 = 17.12 \text{ t.m}$$

ويصبح مخطط العزوم في الجدار كما في الشكل (30.6).



الخطوة الثالثة - تصميم مقاطع البلاطات

البلاطة الأولى - المقطع (b b')

الشكل:

$$M = 4.92 \text{ t.m} , d = 0.25 - 0.05 = 0.20 \text{ m}$$

نحسب المعامل (ω_a):

$$\omega_a = \frac{n \cdot M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{15 \times 492000 \text{ kg.cm}}{100 \times 20^2 \times (0.55 \times 4000)} = 0.0839$$

بدلالة هذا المعامل نحصل من الجداول (1.6) على المعاملين (ω_b , ω_z).

$$\omega_b = 0.153 \quad \gamma_z = 0.8825$$

نتحقق من الإجهادات في البيتون من العلاقة التالية:

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b \cdot d^2} \leq \bar{\sigma}_b = 0.4 f_c$$

$$\sigma_b = \frac{492000 \text{ kg.cm}}{0.153 \times 100 \times 20^2} = 80.4 \approx 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

نوجد التسليح اللازم من العلاقة التالية:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{492000}{0.8825 \times 2200 \times 20} = 12.67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نستخدم لتسليح البلاطات العلوي (7T16 / m) ... ويكون تسليح بقية المقاطع كما في الشكل

(32.6).

التحقق من مقاومة البلاطة العلوية للقص:

$$Q = 1.8 \times 2.25 \times 1.45 = 5.27 \text{ t}$$

إجهاد القص في البلاطة:

$$\tau = \frac{Q}{0.85 \cdot b \cdot d} = \frac{5870 \text{ kg}}{0.85 \times 100 \times 20} = 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

تقارن هذه القيمة مع قدرة تحمل البيتون للقص مع تسليح أدنى والتي يمكن اعتبارها بين

$$: 0.4 \sqrt{f_c} - 0.50 \sqrt{f_c}$$

$$\bar{\tau} = 0.50 \sqrt{f_c} = 0.50 \sqrt{200} = 7 \text{ kg/cm}^2 > \tau \text{ o.k}$$

البلاطة الثانية - المقطع (c c'):

$$M = 4.14 \text{ t.m} , d = 0.25 - 0.05 = 0.20 \text{ m}$$

باعتبار أن العزم قريب من البلاطة الأولى، يمكن نعتمد نفس التسليح.

• البلاطات الأخرى:

باعتبار أن العزوم قريبة من البلاطة الأولى، يمكن إذاً أن نعتمد نفس التسليح.

الخطوة الرابعة - تصميم مقاطع جذع الجدار:

• الجزء ab:

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.25 - 0.05 = 0.20 \text{ m} , M = 1.14 \text{ t.m}$$

القوة المحورية: وهي تمثل الوزن الذاتي للجزء المدروس مضافاً لها القوة الخارجية (q_0):

$$N_1 = 1.5 + 2.50 \times 0.25 \times 1 \times 2.25 = 2.91 \text{ t}$$

العزم أسفل المقطع (ab):

نصمم المقطع على اللامركزية ($e = M/N = 0.39 \text{ m}$) الكبيرة فنجد أن المقطع يحتاج إلى

تسليح شد من جهة التربة قدره ($5T12/m$) فقط.

• الجزء bc:

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.20 \text{ m} , M = 3.78 \text{ t.m}$$

القوة المحورية:

$$N_2 = 2.91 + 1.8 \times 2.25 \times 1.45 + 2.5 \times 0.25 \times 1.45 = 9.69 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.78}{9.69} = 0.39 \text{ m}$$

يحتاج هذا المقطع إلى تسليح شد من جهة التربة قدره ($7T16/m$).

• الجزء cd:

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \text{ m} , M = 4.62 \text{ t.m}$$

نحسب القوة المحورية كما سبق فتكون: ($N_3 = 18.6 \text{ t.m}$)

يحتاج المقطع إلى تسليح شد ($7T18/m$).

• الجزء de:

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.40 - 0.05 = 0.35 \text{ m} , M = 12.45 \text{ t.m}$$

نحسب القوة المحورية كما سبق فتكون: ($N_4 = 26.34 \text{ t.m}$)

يحتاج المقطع إلى تسليح شد ($7T20/m$).

• الجزء ef:

$$b = 1\text{ m} , \quad d = 0.50 - 0.05 = 0.45\text{ m} , \quad M = 18.34\text{ t.m}$$

القوة المحورية: ($N_5 = 34.22\text{ t.m}$)

يحتاج المقطع إلى تسليح شد ($7T22/m$).

ونختار التسليح على الوجه المقابل كما في الشكل (31.6) أدناه.

الخطوة الخامسة - تحقيق توازن الجدار ضد الانقلاب:

نوجد مجموع عزوم القوى المثبتة:

القوة	القيمة	ذراع m	العزم t.m
الحمولة q_0	1.5	2	3 .19
وزن الجزء ac من الجدار	$0.25 \times 4.50 \times 2.5 = 2.81$	2	5 .97
وزن الجزء cd من الجدار	$0.30 \times 2.25 \times 2.5 = 1.69$	2	3 .63
وزن الجزء de من الجدار	$0.40 \times 2.25 \times 2.5 = 2.25$	2	4 .95
وزن الجزء ef من الجدار	$0.50 \times 1.45 \times 2.5 = 1.81$	2	4 .07
وزن البلاطة bb`	$0.25 \times 1.45 \times 2.5 = 0.91$	2	2 .70
وزن البلاطة cc`	$0.25 \times 1.40 \times 2.5 = 0.88$	3	2 .64
وزن البلاطة dd`	$0.25 \times 1.30 \times 2.5 = 0.81$	3	2 .47
وزن البلاطة ee`	$0.25 \times 1.2 \times 2.5 = 0.75$	3	2 .33
الوزن الذاتي للأساس	$0.55 \times 3.7 \times 2.5 = 5.09$	3	8 .03
وزن الردم فوق البلاطة bb`	$1.8 \times 1.45 \times 1.25 = 5.87$	2	1 7.46
وزن الردم فوق البلاطة cc`	$1.8 \times 1.45 \times 2 = 5.22$	2	1 5.56
وزن الردم	$1.8 \times 1.40 \times 2 =$	3	1

5.12	.00	5.04	فوق البلاطة dd`
1	3	1.8 x 1.30	وزن الردم
4.27	.05	x 2 = 4.68	فوق البلاطة ee`
9	3	1.8 x 1.2 x 1.2 =	وزن الردم
.42	.10	2.59	فوق كعب الأساس
1		41.19 t	المجموع
11.81			

معامل الأمان ضد انقلاب الجدار حول النقطة (O₁) في الشكل (27.6) السابق من العلاقة (7.3) في الفصل الثالث كما يلي:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{111.58}{38.073} = 2.93 > 1.5 \quad OK$$

الخطوة السادسة - تحقيق توازن الجدار ضد الانزلاق:
نحسب معامل الأمان ضد الانزلاق من العلاقة (8.3) في الفصل الثالث:

$$SF_2 = \frac{f_s \cdot \sum W_i}{\sum P_{ai}} = \frac{0.3 \times 41.9}{7.27} = 1.73 \geq 1.5 \quad OK$$

الخطوة السابعة - تصميم أساس الجدار:
العزم المطبق من الأساس على التربة:

$$M_s = 111.81 - 38.07 = 73.74 \text{ t.m}$$

مسافة محصلة القوة الشاقولية عن محور الأساس الوسطي:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s}{41.19} = \frac{3.70}{2} - \frac{73.74}{41.19} = 0.06 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.62 \text{ m} \quad o.k$$

إذا فالأساس في حالة ضغط كلي.

الإجهادات تحت الأساس:

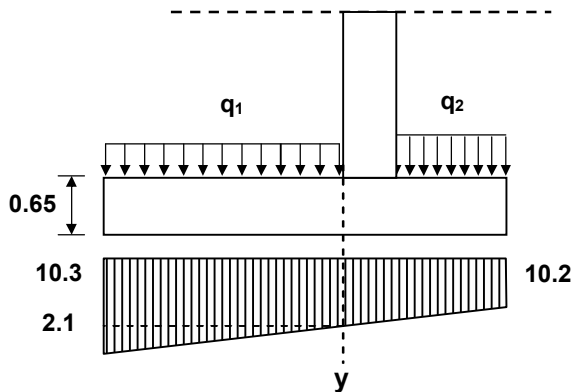
$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum W_i}{B \times 1} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B}\right) \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{41.90}{3.70 \times 1.00} \left(1 \mp \frac{6 \times 0.06}{3.70}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 1.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

يبين الشكل (31.6) توزيع الإجهادات تحت الأساس:



الشكل (31.6)

تمثل (q_1) وزن قدم الأساس فقط مع إهمال وزن الردم فوقه. أما (q_2) فتمثل وزن كعب الأساس ووزن التربة فوقه.

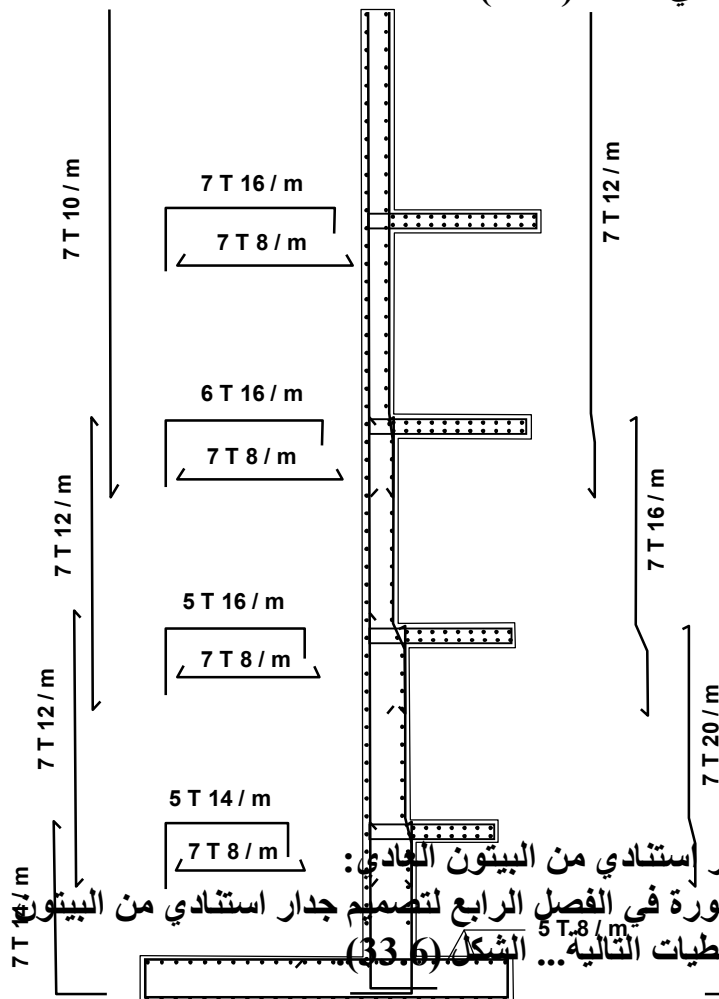
نحسب العزم عند المقطع (y - y):

$$M_y = (11.1 - 1.4) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2^2}{2} \cdot (13 - 11.1) \cdot \frac{2}{3} \cdot 2.20 = 27.03 \text{ t.m}$$

نصمم المقطع ($b \times d = 100 \times 60 \text{ cm}$) على هذا العزم فنجد أنه يحتاج إلى تسليح (9 T 20 m). ونستخدم تسليح عرضي علوي للأساس (7 T 12 / m).
لتحقيق القص نحسب الإجهاد المطبق على مقطع الأساس:

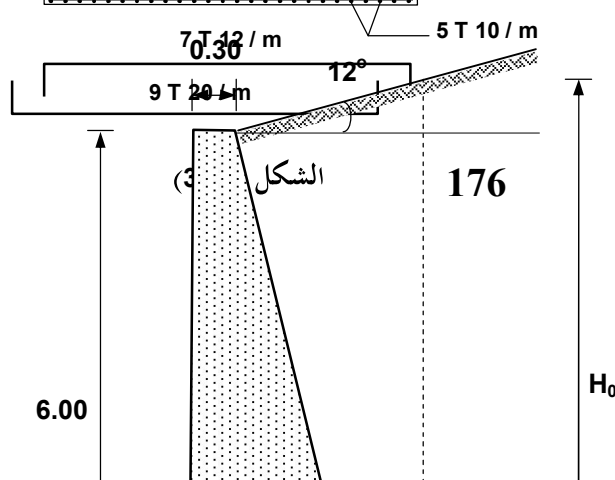
$$\tau = \frac{27.07 \times 10^3}{0.85 \times 100 \times 60} = 5.3 \text{ kg / cm}^2 < 0.55 \sqrt{f_c} \text{ o.k}$$

يصبح أخيراً تسليح الجدار كما في الشكل (32.6).



11.6 المثال 11 - تصميم جدار استنادي من البيتون العادي:

استخدم طريقة (رانكين) المذكورة في الفصل الرابع لتصميم جدار استنادي من البيتون الكتلّي ارتفاعه (6.00 m) وفق المعطيات التالية... الشكل (33.6)



- ميل التربة المردومة خلف الجدار ($\alpha = 12^\circ$).
- خصائص تربة الردم ($\phi_1 = 30^\circ$, $\gamma_{s1} = 1.7 \text{ t/m}^3$).
- خصائص تربة التأسيس ($\phi_{\text{all}} = 34^\circ$, $\gamma_{s2} = 1.8 \text{ t/m}^3$, $\gamma_{\text{all}} = 3 \text{ kg/cm}^2$).
- مقاومة البيتون ($f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$) والوزن الحجمي (2.1 t/m^3).
- معامل الاحتكاك بين الأساس والتربة ($f_s = \tan 2\phi_{\text{all}}/3 = 0.42$).
- يهمل الاحتكاك بين تربة الردم وسطح الجدار الخلفي.

الحل:

الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد الأولية:

بالعودة إلى الفقرة (5.1.4) من الفصل الرابع نفترض الأبعاد الأولية لكل من الجدار والأساس كما هو مبين في الشكل السابق.

الخطوة الثانية - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

نحسب القوى على الجدار بطريقة رانكين المذكورة في الفقرة (2.4.1.4) من الفصل الرابع،

كما يلي:

■ قوة الضغط الفعال:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{s1} \cdot H_0^2 \cdot f_a = \frac{1}{2} \times 1.7 \times 6.47^2 \times 0.28 = 11.586 \text{ t}$$

حيث:

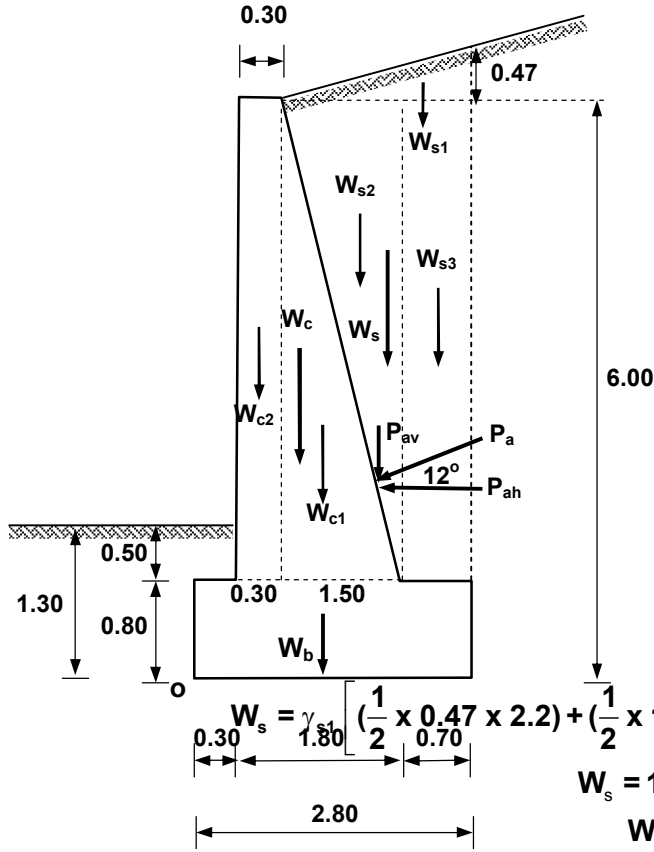
$$f_a = \frac{1 - \sin \phi_1}{1 + \sin \phi_1} \cdot \cos(\beta) = 0.32$$

$$P_{ah} = 11.586 \times 0.98 = 11.35 \text{ t}$$

$$P_{av} = 11.586 \times 0.21 = 2.43 \text{ t}$$

■ وزن التربة خلف الجدار:

لتسهيل حساب وزن التربة نجزي المساحة كما في الشكل (33.6)، ونوجد وزن التربة خلف الجدار كما يلي:



الشكل (33.6)

$$W_s = W_{s1} + W_{s2} + W_{s3}$$

$$W_s = \gamma_s \left[\left(\frac{1}{2} \times 0.47 \times 2.2 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 1.50 \times 5.20 \right) + (0.70 \times 5.20) \right]$$

$$W_s = 1.7 [(0.42) + (3.90) + (3.64)]$$

$$W_s = 3.884 + 8.58 + 8 = 13.7 \text{ t}$$

■ الوزن الذاتي لجذع الجدار:
بنفس الطريقة السابقة نجد:

$$W_c = W_{c1} + W_{c2} = 2.1 \left(\frac{1}{2} \times 1.50 \times 5.20 + 0.30 \times 5.20 \right)$$

$$W_c = 2.1 (3.90 + 1.56) = 8.19 + 3.28 = 11.47 \text{ t}$$

■ الوزن الذاتي للأساس:

$$W_b = 2.1 (0.80 \times 2.80) = 4.7 \text{ t}$$

■ محصلة القوى الشاقولية:

$$W \text{ or } R = W_s + W_c + W_b + P_{av} = 13.7 + 11.47 + 4.70 + 2.37 = 32.24 \text{ t}$$

نحسب ذراع كافة القوى السابقة بالنسبة للنقطة (o) كما يلي:

■ ذراع المركبة الأفقية لقوة الضغط الفعال:

$$X_{pah} = \frac{6.47}{3} = 2.16 \text{ m}$$

■ ذراع المركبة الشاقولية لقوة الضغط الفعال:

$$X_{pav} = 1.852 \text{ m}$$

▪ ذراع وزن التربة خلف الجدار:

$$X_{ws} = \frac{\sum W_{si} \cdot x_i}{\sum W_{si}} = \frac{0.884 \times 2.07 + 6.63 \times 1.60 + 6.2 \times 2.45}{13.7} = 2.017 \text{ m}$$

▪ ذراع الوزن الذاتي لجذع الجدار:

$$X_{wc} = \frac{\sum W_{ci} \cdot x_i}{\sum W_{ci}} = \frac{8.19 \times 1.10 + 3.28 \times 0.45}{11.47} = 0.91 \text{ m}$$

▪ ذراع الوزن الذاتي للأساس:

$$X_{wb} = \frac{2.80}{2} = 1.40 \text{ m}$$

▪ ذراع محصلة القوى الشاقولية:

$$X_w = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i}$$

$$X_w = \frac{13.7 \times 2.017 + 11.47 \times 0.91 + 4.70 \times 1.40 + 2.1 \times 1.56}{32.24}$$

$$X_w = \frac{49.1}{32.3} = 1.52 \text{ m}$$

وهي تقع ضمن الثلث الوسطي للأساس.

الخطوة الثالثة - تحقيق استقرار وتوازن الجدار:

1. تحقيق أمان الانقلاب:

يحسب معامل الأمان ضد الانقلاب من العلاقة (12.4) من الفصل الرابع:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O}$$

$$SF_1 = \frac{49.1}{11.35 \times 2.16} = 2.00 > 1.5 \quad \text{o.k}$$

2. تحقيق أمان الانزلاق:

$$SF_2 = \frac{f_s \times R}{P_{ah}} \geq 1.5$$

$$SF_2 = \frac{0.42 \times 32.3}{11.16} = 1.22$$

ملاحظة:

يمكن إدخال الضغط المعاكس للتربة أمام الجدار بالحساب لرفع معامل الأمان، حيث يصبح

بحدود (1.50) أي مقبولا.

الخطوة الرابعة - تحقيق الإجهادات المطبقة على التربة:

نحسب اللامركزية بالنسبة لمنتصف الأساس:

$$e = x_w - \frac{B}{2} = 1.52 - \frac{2.80}{2} = 0.18 \text{ m}$$

تقع على يسار محور الأساس.

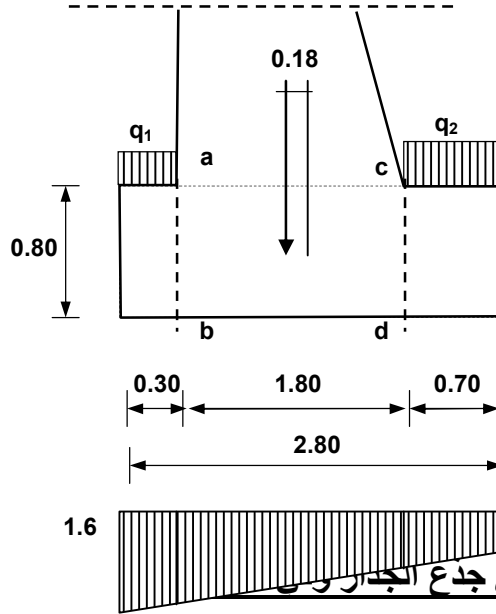
التحقق من الإجهادات أسفل الأساس:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{R}{100 \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{32.24}{1.00 \times 2.80} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.18}{2.80}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 11.54 (1 + 0.39) \times 10^{-1} = 1.6 < 2 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

$$\sigma_{\min} = 11.54 (1 - 0.39) \times 10^{-1} = 0.4 > 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

يبين الشكل (34.6) مخطط هذه الإجهادات.



الشكل (34.6)

الخطوة الخامسة - تحقيق الإجهادات في جدران الجدران

1. تحقيق إجهادات الضغط:

نستخدم العلاقة (11.3) من الفصل الثالث:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{W}{B \times 100} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B}\right) \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{39.52 \times 10^3}{280 \times 100} \left(1 \mp \frac{6 \times 18}{280}\right) = 1.144 (1 \mp 0.38) \text{ kg/cm}^2$$

2. تحقيق إجهادات الشد:

نحسب أولاً العزوم في المقطعين (a - b , c - d) كما في الجدران الظرفية المسلحة (المثال

7 أو 8) فيكون (M_{cd} = 0.84 t.m) و (M_{ab} = 2.1 t.m).

■ الإجهادات الشادة في المقطعين:

$$\sigma_{tA} = \frac{6 M}{b \cdot h^2}$$

$$\sigma_{tab} = 0.8 < 0.03 f'_c = 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

$$\sigma_{tcd} = 2.16 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

12.6 المثال 12 - تصميم جدار استنادي من البيتون الكتلتي:

يطلب تصميم الجدار الاستنادي ذي الارتفاع (6 m) والمبينة معطياته في الشكل (33.6) من البيتون الكتلّي ذي الوزن الحجمي (2 t/m^3) . يهمل الاحتكاك بين تربة الردم وسطح الجدار الخلفي.

الحل:

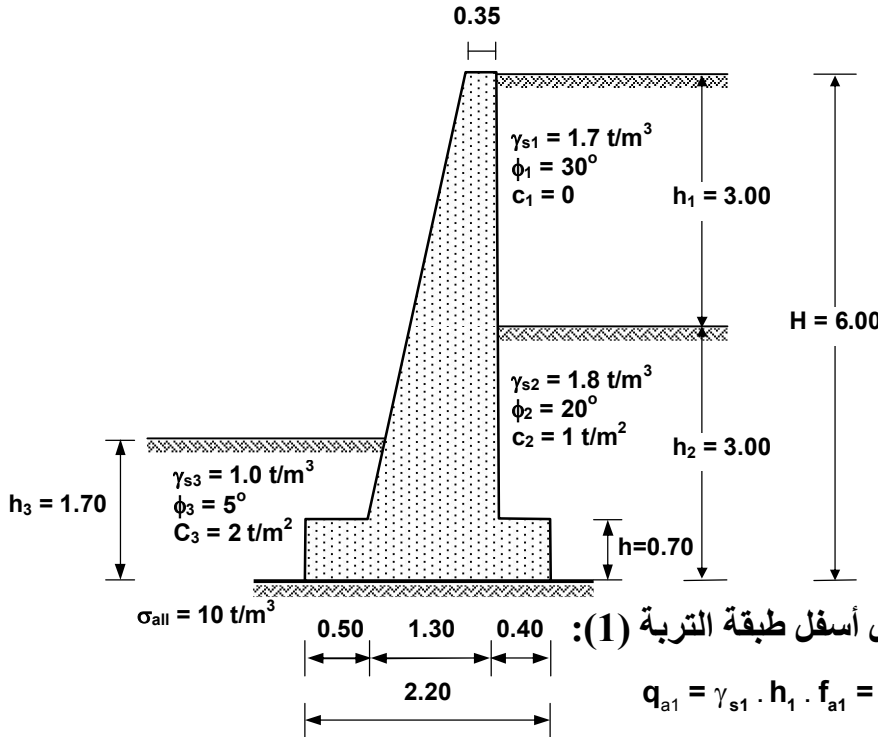
الخطوة الأولى - افتراض الأبعاد:

نفترض الأبعاد الموضحة في الشكل (35.6) وفق الفقرة (5.1.4) من الفصل الرابع. وندرس شريحة بعرض (1 m).

الخطوة الثانية - حساب القوى المؤثرة على الجدار:

نحسب القوى على الجدار بطريقة رانكين المذكورة في الفقرة (2.4.1.4) من الفصل الرابع،

كما يلي:



الشكل (35.6)

1. شدة الضغط الفعال أسفل طبقة التربة (1):

$$q_{a1} = \gamma_{s1} \cdot h_1 \cdot f_{a1} = \gamma_{s1} \cdot h_1 \cdot \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ}$$

$$q_{a1} = 1.7 \times 3.00 \times 0.333 = 1.7 \text{ t/m}$$

2. شدة الضغط الفعال أعلى طبقة التربة (2):

$$q_{a2} = \gamma_{s1} \cdot h_1 \cdot f_{a2} - 2 c_2 \cdot \sqrt{f_{a2}}$$

$$f_{a2} = 0.49 \Rightarrow$$

$$q_{a2} = 1.70 \times 3.00 \times 0.49 - 2 \times 1 \sqrt{0.49} = 1.10 \text{ t/m}$$

3. شدة الضغط الفعال أسفل طبقة التربة (3):

$$q_{a2'} = [(\gamma_{s1} \cdot h_1) + (\gamma_{s2} \cdot h_2)] \cdot f_{a2} - 2 c_2 \cdot \sqrt{f_{a2}}$$

$$q_{a2'} = [(1.7 \times 3.00) + (1.8 \times 3.00)] \times 0.49 - 2 \times 1 \sqrt{0.49}$$

$$q_{a2'} = 3.745 \text{ t/m}$$

4. شدة الضغط السلبي أو المعاكس أعلى التربة (3) أمام الجدار:

$$q_{p3} = 2 c_3 \cdot \sqrt{f_{p3}}$$

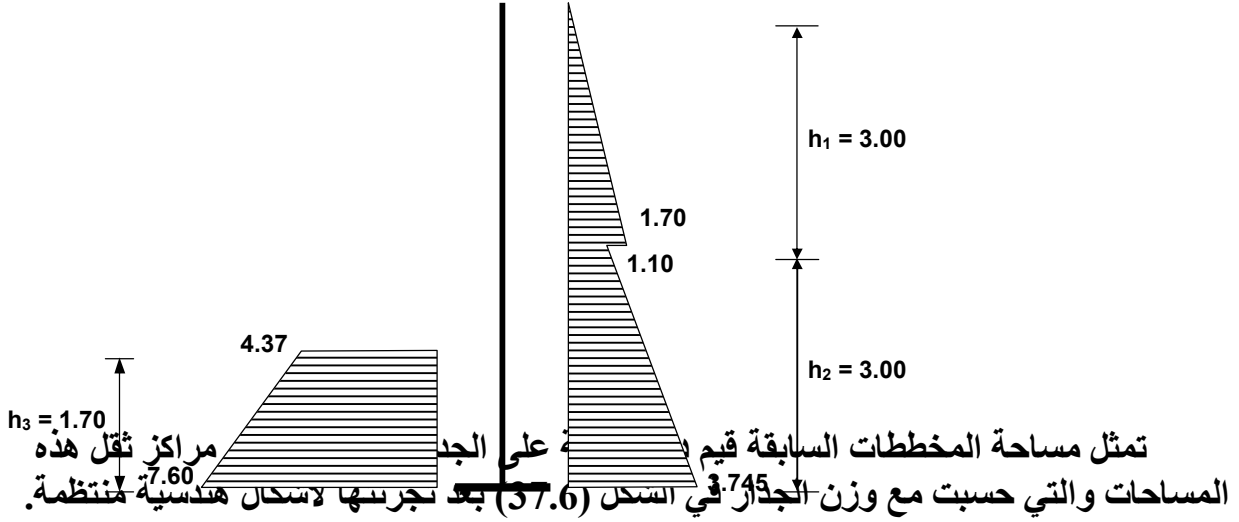
$$f_{p3} = \frac{1 + \sin \phi_3^o}{1 - \sin \phi_3^o} = 1.19 \Rightarrow q_{p3} = 2 \times 2 \times \sqrt{1.19} = 4.37 \text{ t/m}$$

5. شدة الضغط السلبي أو المعاكس أسفل التربة (3) أمام الجدار:

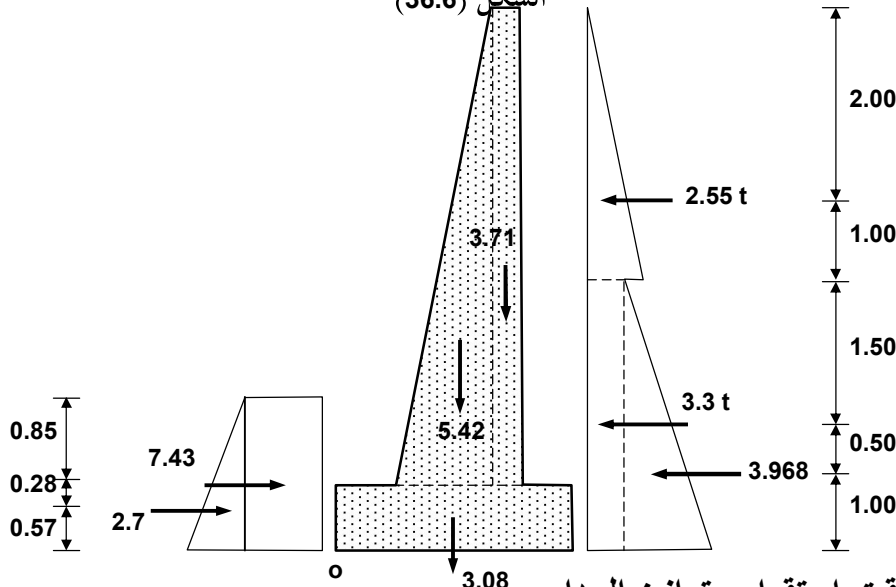
$$q_{p3'} = (\gamma_{s3} \cdot h_3) \cdot f_{p3} + 2 c_3 \cdot \sqrt{f_{p3}}$$

$$q_{p3'} = (1.6 \times 1.70) \cdot 1.19 + 2 \times 2 \sqrt{1.19} = 7.60 \text{ t/m}$$

يصبح مخطط الضغط كما في الشكل (36.3).



الشكل (36.6)



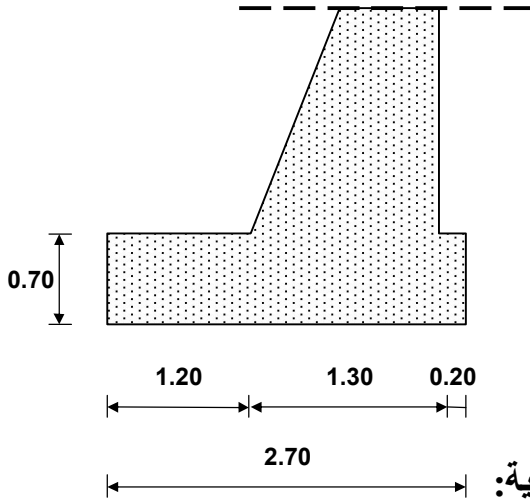
الشكل (37.6)

1. تحقيق أمان الانقلاب:

نحسب معامل الأمان ضد الانقلاب كما في المسائل السابقة (مع إهمال وزن التربة) فنجد بعد حساب العزوم المثبتة والعزوم القالبة أن:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{24.200}{20.170} = 1.2 < 1.5$$

لرفع معامل الأمان نرفع من الوزن الذاتي للجدار.. فمثلاً نزيد أبعاد الأساس ونزلق جذع الجدار إلى اليمين قليلاً ليصبح كما في الشكل (38.6).



يغير هذا التعديل في المسألة القيم التالية:
يصبح وزن الأساس الجديد (3.78 t) وتصبح محصلة القوى الشاقولية الجديدة (13.12 t).
كما يصبح مجموع عزوم القوى المثبتة (36.49 t.m)، وبالتالي يكون معامل الأمان الجديد ضد الانقلاب كما في المسائل السابقة:

$$SF_1 = \frac{\sum M_F}{\sum M_O} = \frac{36.49}{20.170} = 1.8 > 1.5 \quad \text{o.k}$$

2. تحقيق أمان الانزلاق:

نحسب مجموع القوى المثبتة فتكون (14.79 t) ومجموع القوى الزالقة فتكون (9.52 t)، وبالتالي فمعامل الأمان ضد الانزلاق:

$$SF_2 = \frac{14.79}{9.52} = 1.511 \geq 1.5 \quad \text{o.k}$$

الخطوة الرابعة - تحقيق الإجهادات المطبقة على تربة التأسيس:

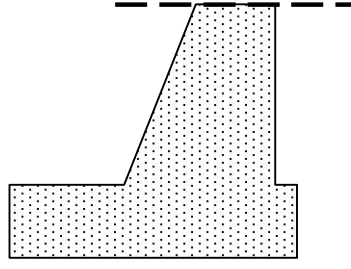
نحسب اللامركزية بالنسبة لمنتصف الأساس فنجد (e = 0.11 m)، وتقع على يمين محور الأساس.

بتطبيق العلاقة التالية تكون الإجهادات أسفل الأساس:

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{100 \times B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 0.61 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{\min} = 0.34 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k}$$

يتم أخيراً تحقيق المقاطع كما في المسألة السابقة.



13.6 المثال 13 - حساب الضغط على جدار يتلصق 0.34 0.61

استخدم طريقة (تحليل معاملات مونونوب/ أوكابي الزلزالية - MONONOBE OKABE Seismic Coefficient Analysis) المذكورة في الفقرة (2.5) من الفصل الخامس، لحساب ما يلي على الجدار الاستنادي المبين في الشكل (40.6):

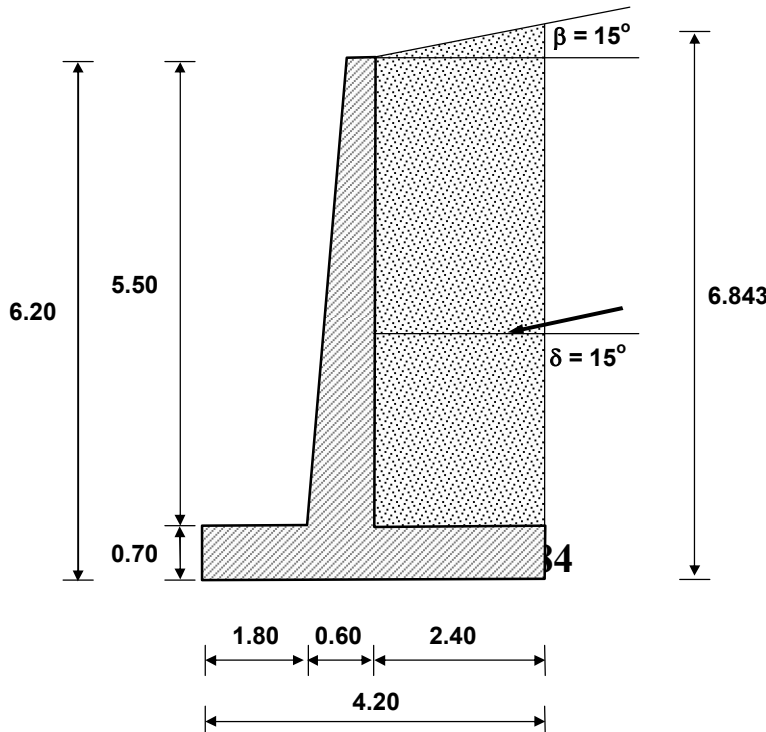
الطلب الأول:

- الضغط الفعال الأعظمي المحتمل تطبيقه على الجدار.
- موقع نقطة تأثير الضغط المذكور.
- قيمة الضغط المؤثرة على جذع الجدار والأساس تحت تأثير الزلازل بحسب الكود السوري ووفق المعطيات التالية:

- الزاوية $(\alpha = 15^\circ)$ والزاوية $(\alpha = 0^\circ)$.
- المنطقة الزلزالية (2 C).
- معامل أهمية المنشأ $(I = 1)$.
- الوزن الحجمي لتربة الردم $(g = 1.9 \text{ t/m}^3)$.
- زاوية الاحتكاك الداخلي $(\alpha = 30^\circ)$.
- التماسك: $c = 0 \text{ kg/cm}^2$.
- قدرة تحمل تربة التأسيس (3 kg/cm^2) .

الطلب الثاني:

يطلب حساب الضغط الفعال على الجدار المعطى إذا كانت الزاوية $(\alpha = 0^\circ)$ وزاوية ميل تربة الردم $(\alpha = 0^\circ)$ ، وبقيّة المعطيات كما في الطلب الأول.



الشكل (40.6)

الطلب الثالث:

أعد حساب الجدار المعطى إذا كانت الزاوية ($\alpha = 0^\circ$) والزاوية ($\alpha = 15^\circ$)، وبقيّة المعطيات كما في الطلب الأول.

الطلب الرابع:

أعد حساب الجدار المعطى إذا كانت الزاوية ($\alpha = 15^\circ$) والزاوية ($\alpha = 0^\circ$)، وبقيّة المعطيات كما في الطلب الأول.

1.13.6 حل الطلب الأول:

بالعودة إلى الفقرة (3.2.5) من الفصل الخامس تكون تراكيب الحمولات التصميمية كما يلي:

$$U1 = (1.32 + 0.55 C_a \cdot I) DL + 1.1 LL + 1.6 EL$$

$$U2 = (0.99 \pm 0.55 C_a \cdot I) DL \pm 1.1 LL + 1.6 EL$$

أشارت الفقرة المذكورة إلى أن الحد الأول الذي يتضمن (DL) الذي يعبر عن الضغط على عناصر الجدار في التركيبين السابقين، وكذلك يعبر الحدان الأخيران ($1.1 LL + 1.6 EL$) عن ضغط التربة. وتعتبر الإشارة السالبة في العلاقة الثانية عن الضغط الحرج للضغط الفعال. بافتراض أن ($T < 0.4 \text{ sec}$) نحسب قوة القص الزلزالية من العلاقة (23.5) من الفصل الخامس كما يلي:

$$V = \frac{2.5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W$$

لدينا ($I = 1$) و المنطقة الزلزالية (C 2).
ومن ملحق الكود السوري للزلازل نجد:

$$.(C_a = 0.25)$$

$$.(C_v = 0.25)$$

$$.(R = 2.9)$$

إذا...

$$V = E_h = 0.216 \cdot W$$

في حالة حد الاستثمار تحسب المركبة الأفقية الفعالة للتسارع الزلزالي لإدخالها ضغط التربة كما يلي:

$$\frac{1.6}{1.1} = 1.455$$

تصعد القيمة المذكورة بعد حساب القوتين الستاتيكية (P_a) والزلزالية (P_{ae}).
نسبة التسارع الأفقي إلى التسارع الأرضي.

$$f_h = \frac{0.216}{1.445} = 0.1495$$

نسبة التسارع الشاقولي إلى التسارع الأرضي.

$$f_v = \frac{2 f_a}{3} = 0.099$$

نوجد معامل الضغط الفعال من العلاقة (2.5) في الفصل الخامس:

$$f_a = \frac{\cos^2 (\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cdot \cos (\delta + \alpha) \cdot (1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi - \beta)}{\cos (\delta + \alpha) \cdot \cos (\beta - \alpha)}})^2}$$

$$f_a = \frac{\cos^2 (30 - 0)}{\cos^2(0) \cdot \cos (15 + 0) \cdot (1 + \sqrt{\frac{\sin (30 + 15) \cdot \sin (30 - 15)}{\cos (15 + 0) \cdot \cos (15 - 0)}})^2}$$

$$f_a = 0.373$$

وتكون قوة الضغط الفعال الستاتيكية على شريحة مترية:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot f_a = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^2 \times 0.373 = 10.72 \text{ t/m/m}$$

بالعودة إلى الفقرة (1.2.2.5) من الفصل الخامس نجد:

$$\omega = \tan^{-1} \cdot \frac{0.1485}{1 - 0.099} = 9.36^\circ \dots \text{ (for } f_v = 0, \omega = 8.45)$$

وبالمثل نجد من العلاقة (11.5) في الفصل الخامس أن:

$$f_{ae} = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha - \omega)}{\cos \omega \cos^2 \alpha \cdot \cos (\delta + \alpha + \omega) \cdot \left[(1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi - \beta - \omega)}{\cos (\delta + \alpha + \omega) \cdot \cos (\beta - \alpha)}})^2 \right]}$$

$$f_{ae} = \frac{\cos^2 (30 + 0 - 9.36)}{\cos 9.36 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos (15 + 0 + 9.36) \cdot \left[(1 + \sqrt{\frac{\sin (15 + 30) \cdot \sin (30 - 15 - 9.36)}{\cos (15 + 0 + 9.36) \cdot \cos (\beta - 0)}})^2 \right]}$$

$$f_{ae} = 0.405$$

لاحظ أنه للوصول إلى حل يحقق التوازن يجب أن يكون $(\square - \square - \square > 0)$ إذا...

قوة الضغط الزلزالي على شريحة مترية:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^2 \times 0.405 = 11.64 \text{ t / m / m}$$

وهي تطبق على ارتفاع (1.833 m) من أسفل الجدار.

القوة الزلزالية الديناميكية قبل التصعيد:

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 11.64 - 10.72 = 0.92 \text{ t / m / m}$$

وهي تطبق على ارتفاع (3.3 m) من أسفل الجدار.

لذلك فمحصلة القوى تطبق على الارتفاع التالي من أسفل الجدار:

$$y = \frac{10.72 \times 1.833 + 0.92 \times 3.3}{11.64} = 1.95 \text{ m}$$

عزم الانعطاف الأعظمي على شريحة مترية عند أسفل جذع الجدار:

$$M = P_{ae} \cdot y \cdot \cos \beta$$

$$M = 11.64 \times 1.95 \times \cos (15^\circ) = 21.92 \text{ t.m / m}$$

المركبة الأفقية لقوة الضغط الفعال قبل التصعيد:

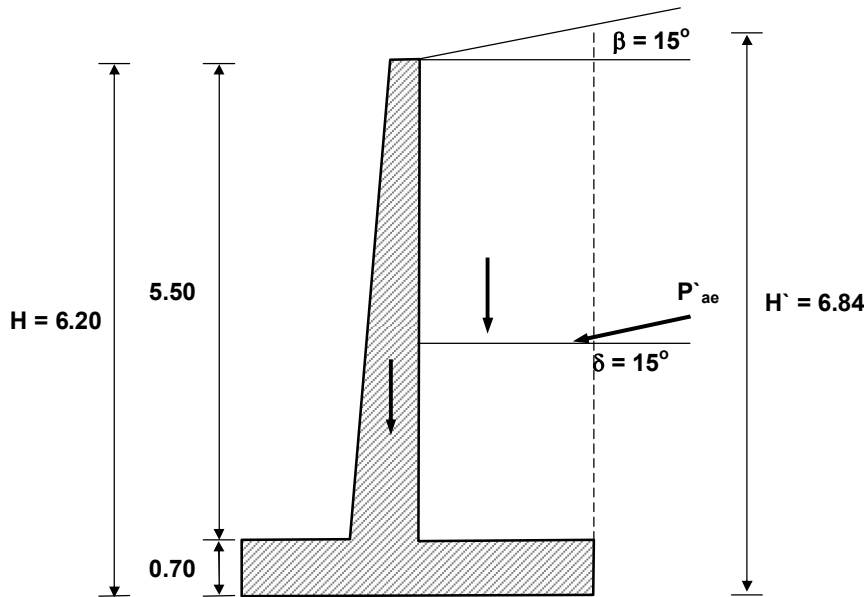
$$P_h = P_{ae} \cdot \cos \beta = 11.64 \times \cos (15^\circ) = 11.24 \text{ t.m / m}$$

المركبة الشاقولية لقوة الضغط الفعال قبل التصعيد:

$$P_v = P_{ae} \cdot \sin \beta = 11.64 \times \sin (15^\circ) = 3.01 \text{ t.m / m}$$

ومن أجل تصميم الجدار تصعد القوتان السابقتان بنسبة (1.6) ثم مع الوزن الذاتي تضاف إلى تراكيب الحمولات.

بالنظر إلى الشكل (41.6) تحسب قوة ضغط التربة (P'_{ae}) من تأثير الزلازل أسفل قاعدة الجدار بهدف التحقق من الانقلاب والانزلاق لأسفل الجدار عند المستوي الشاقولي (AB') في الشكل المذكور.



أما الحمولة الشاقولية فنحسبها من مجموع وزن التربة فوق كعب الأساس مع وزن جذع الجدار ووزن الأساس.

تؤثر (P'_{ea}) على الجدار بزاوية تميل بمقدار ($\alpha = 15^\circ$) حيث يكون ارتفاع التربة ($H' = H + 2.4 \tan 15^\circ = 6.84 \text{ m}$).

$$P_a^{(41.6)} = \frac{1}{2} \gamma H^2 f_a = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 6.84^2 \times 0.373 = 16.59 \text{ t/m}$$

$$P'_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H'^2 f_{ae} = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 6.84^2 \times 0.405 = 18 \text{ t/m}$$

$$\Delta P'_{ae} = 18 - 16.59 = 1.41 \text{ t/m}$$

تطبق هذه القوة على ارتفاع ($0.6 H' = 4.10 \text{ m}$) ويكون ارتفاع المحصلة عن أسفل الأساس:

$$y' = \frac{16.59 \times 2.281 + 1.41 \times 4.10}{18} = 2.2 \text{ m}$$

ويكون العزم الناتج عن ضغط التربة والزلازل معاً قبل التصعيد:

$$M = \frac{18}{2.2} = 8.18 \text{ t.m / m}$$

أخيراً...

تتم دراسة الإجهادات في التربة بعد استكمال تراكيب الحمولات بعد التصعيد، مع وبدون تأثير الزلازل، وذلك لحساب العزوم الكلية من القوى المؤثرة الأخرى، والتحقق من الإجهادات القصوى في التربة بحيث لا تزيد قيمتها العظمى عن (1.6 – 2.0) من الإجهاد المسموح... كما يتم التحقق من الانقلاب والانزلاق... انظر ملحق الكود السوري لمقاومة الزلازل.

2.13.6 حل الطلب الثاني - حالة ($\alpha = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$):

لتصميم جذع الجدار في هذه الحالة تتحول (f_a) إلى علاقة (رانكين) كما يلي:

$$f_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.333$$

$$P_a = 9.58 \text{ t/m}$$

$$f_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \omega)}{\cos \phi}} \right]} = 0.444$$

$$f_h = \frac{0.216}{1.455} = 0.1485$$

$$P_{ae} = 11.5 \text{ t/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 11.5 - 9.58 = 1.92 \text{ t / m}$$

ارتفاع المحصلة عن أسفل الجدار:

$$y = \frac{9.58 \times 1.933 + 1.92 \times 3.3}{11.5} = 2.16 \text{ m}$$

يولد ضغط التربة في حالة الزلازل عند أسفل جذع الجدار العزم الأعظمي التالي:

$$M = \frac{11.5}{2.16} = 5.32 \text{ t.m / m}$$

3.13.6 حل الطلب الثالث - حالة ($\alpha = 0^\circ$, $\beta = 15^\circ$):

$$f_a = 0.402 , f_{ae} = 0.597$$

يلاحظ هنا أن قيمة (α) تسمح بانخفاض قيمة (f_a) بنسبة تقارب (10%)، أما تأثير (β) على (f_{ae}) فهو صغير جداً، وتأثيرها الكبير على المركبة الشاقولية فقط.

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^5 \times 0.402 = 11.55 \text{ t/m}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^5 \times 0.597 (1 - 0.099) = 15.46 \text{ t/m}$$

القوة الديناميكية من الزلازل قبل التصعيد:

$$\Delta P_{ae} = 15.46 - 11.55 = 3.91 \text{ t/m}$$

ارتفاع نقطة تطبيق المحصلة:

$$y = \frac{11.55 \times 1.833 + 3.91 \times 3.3}{15.46} = 2.204 \text{ m}$$

العزم الأعظمي عند أسفل جذع الجدار:

$$M = 15.46 \times 2.204 \times \cos 15^\circ = 32.91 \text{ t.m/m}$$

يخفض الاحتكاك (□) الموجود في الطلب الأول من قيمة الضغط في حالة الزلازل بأقل من (1%) فقط.

لحساب الإجهادات على التربة وحساب معاملي الأمان ضد الانقلاب وضد الانزلاق، تتم متابعة الحل بعد التصعيد كما في الطلب الأول وفق التراكيب المعتمدة،

4.13.6 حل الطلب الرابع - حالة (□ = 0° , □ = 15°):

$$f_a = 0.301 , f_{ae} = 0.42$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^5 \times 0.301 = 8.65 \text{ t/m}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 5.5^5 \times 0.42 (1 - 0.099) = 10.88 \text{ t/m}$$

القوة الديناميكية من الزلازل قبل التصعيد:

$$\Delta P_{ae} = 10.88 - 8.6 = 2.28 \text{ t/m}$$

ارتفاع نقطة تطبيق المحصلة:

$$y = \frac{8.65 \times 1.833 + 2.23 \times 3.3}{10.88} = 2.149 \text{ m}$$

العزم الأعظمي عند أسفل جذع الجدار:

$$M = 110.88 \times 2.149 = 23.38 \text{ t.m/m}$$

نستنتج هنا أن انخفاض ميل سطح التربة المردومة أدى إلى انخفاض ضغط التربة من الزلازل بحوالي الثلث، أي أن الميل (15°) يزيد الضغط المذكور بنسبة (50%) عن السطح الأفقي.

أخيراً...

لحساب الإجهادات على التربة وحساب معاملي الأمان ضد الانقلاب وضد الانزلاق، تتم متابعة الحل بعد التصعيد كما في الطلب الأول وفق التراكيب المعتمدة.

14.6 المثال 14 - حساب الضغط على جدار استنادي يحتجز تربة مغمورة ويتعرض

للزلازل:

يطلب حساب الضغط الكلي على الجدار الاستنادي المعطى في المثال (14) أعلاه، إذا كانت

التربة المحجوزة خلفه مشبعة بالماء كلياً... يفترض معامل الضغط المسامي ($r_u = 0.2$) كما يفترض أن ($\square = 15^\circ$, $\square = 0^\circ$, $f_h = 0.1485$, $f_v = 0.099$) حيث (f_h , f_v) نسبتي التسارع الأفقي والشافقولي إلى التسارع الأرضي على التوالي.

الحل:

بالعودة إلى الفقرة (2.5.2.5) من الفصل الخامس نجد:

$$\gamma = \gamma_b \cdot (1 - r_u)$$

حيث:

$$\gamma_b = \frac{W_s - 1}{W_s} \cdot \gamma_d = \frac{2.65 - 1}{2.65} \times 1.9 = 1.183 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma = 1.183 (1 - 0.2) = 0.946 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 1 + \gamma_b = 2.183 \text{ t/m}^3$$

نجد من العلاقة (36.5) في الغصب الخامس أن:

$$\omega = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_{sat} \cdot \gamma_h}{\gamma_b (1 - r_u) \cdot (1 - k_v)} \right]$$

$$\omega = \tan^{-1} \left[\frac{2.183 \times 0.1485}{1.183 (1 - r_u) \cdot (1 - 0.099)} \right] = \tan^{-1} \left(\frac{0.304}{1 - r_u} \right)$$

$$\text{for } \begin{cases} r_u = 0.00 & \omega = 16.92^\circ \\ r_u = 0.20 & \omega = 20.81^\circ \end{cases}$$

$$\begin{cases} r_u = 0.50 & \omega = 31.30^\circ \\ r_u = 0.75 & \omega = 50.57^\circ \end{cases}$$

نجد من أجل ($r_u = 0.2$) مثلاً أن ($\square = 20.81^\circ$) ... إذاً:

$$f_{ae} = \frac{\cos^2(30 - 0 - 20.81)}{\cos 20.81 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(15 + 0 + 20.81)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \cdot \sin(30 - 20.81)}{\cos(15 + 20.81) \cdot \cos 0}} \right]^2 \quad f_{ae} = 0.682$$

كما نجد من أجل ($r_u = 0$) أن ($f_{ae} = 0.568$).

نلاحظ هنا أنه عن ما تقل قيمة (r_u) عن حوالي (0.475) يصبح الحل مستحيلاً وكأن

الوضع غير مستقر، لأنه تصبح $0 \leq (\square - \square - \square)$.

تحسب قيمة الضغط الفعال على جسم الجدار من العلاقة:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^5 (1 - f_v) = \frac{1}{2} \times 0.862 \times 5.5^5 (1 - 0.099) = 11.75 \text{ t/m}$$

يحسب الضغط الهيدروستاتيكي من العلاقة التالية:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_{eq} H^2 = \frac{1}{2} (1 + r_u \cdot \gamma_b) H^2$$

$$P_w = \frac{1}{2} (1 + 0.2 \times 1.183) 5.5^2 = 18.71 \text{ t/m}$$

يصبح الضغط الكلي:

$$P_{total} = P_{ae} + P_w = 11.75 + 18.71 = 30.45 \text{ t/m}$$

يطبق الجزء الأول من المحصلة على ارتفاع ($H/2$) من أسفل الجدار. كما يطبق الجزء الثاني منها على ارتفاع ($H/3$) ... ويحسب العزم الأعظمي وكذلك الإجهادات على التربة وتوازن الجدار ضد الانقلاب والانزلاق كما في الأمثلة السابقة.

