الفصل الاول

تحريات الموقع

1·1 الغرض من تحريات الموقع

ان التصميم الصحيح والاقتصادي لاي منشأ هندسي يتطلب معرفة كافية بحالة طبقات التربة وخواصها في ذلك الموقع . ويتضمن الغرض من تحريات الموقع (site investigations) مايأتي :-

أ- تقدير ملاءمة الموقع للمشروع او الاعمال المقترحة .

ب- تعيين التسلسل والسمك والامتداد الجانبي لكل طبقة متميزة من طبقات التربة ضمن عمق معين تحت سطح الأرض الطبيعية . ويتوقف هذا العمق على نوع وحجم وطبيعة المشروع اضافة الى خواص التربة نفسها .

جـ- تحديد العمق الى سطح الطبقة الصخرية (bedrock) مع خواص هذه الطبقة التي تتضمن التكوين الجيولوجي . والامتداد الجانبي . والعمق . سمك كل طبقة . ومتجه الطبقة (strike) وميل الشقوق (dip) . والمسافات (spacing) بينها .

د- الحصول على عينات غير مشوشة (undisturbed) ومشوشة (disturbed) تمثل طبقات التربة او الصخر لتصنيفها وتمييزها واستعمالها في الفحوص المختبرية لتعيين الخواص الهندسية للتربة او الصخر التي تشمل على مقاومة القص (Shear Strength) والانضغاطية (Compressibility) والنفاذية (Permeability) اضافة الى الخواص الفيزياوية والكيمياوية .

هـ) تعيين منسوب المياه الجوفية (ground water table) وتغيرها الموسمي وتعيين وجود مقدار الضغط الارتوازي (artesian pressure) في الطبقات المختلفة مع تعيين خواص المياه الجوفية ومدى تأثيرها على المنشآت المختلفة . هذا ويجب ان تتضمن نتائج التحريات معلومات وافية لتمكن المهندس من اختيار نوع الاسس الاكثر ملاءمة للمنشأ المقترح وبيان المشاكل المتوقعة التي قدتنجم اثناء الحفريات او البناء .

1·2 المعلومات المطلوبة من تحريات الموقع

ان المعلومات المطلوبة من تحريات الموقع تشمل ما يأتي :-

أ) معلومات يعتمد عليها في اختيار وتصميم اسس المنشأ . مثال ذلك قوة القص . والانضغاطية .

ب) معلومات يستفاد منها عند التشييد . ومثال ذلك كمية المواد التي تحفر وخواصها وهذه يستفاد منها في اعمال دفن سداد وتعليات الطرق والمطارات وفي ارضيات الابنية وفي السدود الترابية . وفي هذه الاحوال من المهم جدا معرفة سلوكية المنشأ الترابي نفسه الذي يعتمد بدوره على خواص التربة المستعملة في المنشأ .

جـ) معلومات عن حالة المياه الجوفية وكيفية السيطرة عليها اثناء فترة الانشاء وخلال فترة استخدام المنشأ . وتتضمن منسوب المياه الجوفية والتغيرات الفصلية لها . وضغط الماء في التربة . ونفاذية التربة .

1·3 التخطيط لتحريات الموقع

ان برنامج تحريات الموقع بصورة عامة يمكن ان يمر بالمراحل الاتية :-

مرحلة الاستكشاف وجمع المعلومات المتوفرة .

مرحلة التحريات الاولية .

مرحلة التحريات التفصيلية .

1·3·1 مرحلة الاستكشاف وجمع المعلومات المتوفرة

ان مرحلة الاستكشاف وجمع المعلومات المتوفرة (roconnaissance phase) هي مرحلة التحريات التي توفر المعلومات اللازمة للدراسات الاولية لجدوى المشروع وللتخطيط للمرحلة التالية من التحريات . وتتوقف اهمية هذه المرحلة على نوع المشروع . فاذا كان المشروع مجموعة من الابنية تنشأ على موقع مختار مسبقا فان اهمية هذه المرحلة تكون محدودة . اما اذا كان المشروع سدا او طريقا فان هذه المرحلة تكون مهمة جدا بحيث يمكن ان تدرس عدة مواقع في وقت قصير .

وتبدأ هذه المرحلة بجمع شامل لكافة المعلومات المتوفرة عن الموقع او المنطقة . ويمكن الحصول على معلومات قيمة من الخرائط الطوبوغرافية والجيولوجية وتقارير تحريات الموقع للمشاريع والمنشآت المتوفرة قرب الموقع والخرائط الجوية للمنطقة . وتعد زيارة الموقع امرا

مهما جدا . لملاحظة الابنية والمنشآت القائمة وملاحظة نوعية اسسها . وملاحظة اي شقوق في الجدران اواي علامة تدل على هبوط الاسس والمشاكل التي حدثت في تلك المنشآت .

1·3·2 مرحلة التحريات الاولية:

ان التحريات الاولية (preliminary investigations) تتم بعمل عدد من النقر (pits) اوالحفر (borings) بواسطة المكائن ولاعماق محدودة للحصول على :-

أ- العمق والامتداد والتركيب لطبقات التربة .
ب- مستوى المياه الجوفية في النقر او الحفر . ويمكن الحصول على حالات المياه الجوفية من مراقبة سطح المجرى والبركة والينابيع .
ج- عمق الطبقة الصخرية ان وجدت .
د- الحصول على عينات مشوشة وعينات غير مشوشة لتحديد الخواص الهندسية للتربة .
هـ- اختيار اولي لاحتمالات نوع الاسس وتقدير الكلفة الاولية لها

1·3·3 مرحلة التحريات التفصيلية

ان مرحلة التحريات التفصيلية (detailed investigations) هي المرحلة التي تتضمن :-

أ) تعيين الهيكل الجيولوجي للموقع بالتفصيل ويشمل التخن . والتعاقب والامتداد للطبقات المختلفة .
ب- تعيين حالات المياه الجوفية
جـ- الحصول على عينات مشوشة وغير مشوشة وفحصها مختبريا .
د- اجراء التجارب الحقلية لتعيين الخواص الميكانيكية للتربة في الموقع الاصلي لها .

1·4 ـ امتداد وعمق الحفر الاختبارية

المسافات بين الحفر الاختبارية

أ- التحريات الاولية

تعين الحفر الاختبارية (test borings) بحيث تعطي فكرة عامة عن طبقات التربة وخواصها . وفي المواقع الكبيرة عندما تكون التربة متجانسة نسبيا تكون المسافات بين الحفر من 30 m الى 150 m متوقفة على نوع المشروع وحالات التكون الطبقي للتربة .

ب- التحريات التفصيلية .

تقلل المسافات بين الحفر في هذه المرحلة باضافة حفر وسطية الى الحفر التي تم انجازها في المرحلة السابقة . وتختلف المسافات بين الحفر اختلافا كبيراً حسب نوع المنشآت وطبقات التربة . وقد تصل المسافات في بعض الاحيان الى 10 m بين حفرة واخرى. وفي جميع الاحوال يجب ان تكون المسافات بين الحفر بحيث تمكننا من رسم مقاطع جيولوجية كاملة في الاماكن الضرورية من المشروع .

هذا وفي الحالات التي يتوقع فيها وجود فجوات (cavities) داخل الارض كتلك التي توجد عادة في طبقات حجر الكلس (limestone) فتدق قضبان حديدية على مسافات متقاربة وذلك لتعيين الفجوات وامتدادها افقيا وعموديا . وقد يكتفي بعمل النقر الاختبارية (test pits) فقط .

1·4·2 عمق الحفر الاختبارية

يتوقف عمق الحفر الاختبارية بدرجة كبيرة على حجم ونوع المنشآت . وكذلك تعاقب وخواص التربة المتأثرة بالمنشأ . وبصورة عامة يجب مراعاة النقاط الاتية عند وضع برنامج التحريات :-

أ- يجب ان تخترق الحفر كافة الطبقات الضعيفة غير الصالحة لوضع الاسس عليها كالدفن الضعيف والتربة الضعيفة سواء أكانت طينية أم رملية والترب الحاوية على نسبة عالية من المواد العضوية . الى ان يصل الحفر الى طبقة قوية ذات قابلية تحمل مناسبة .

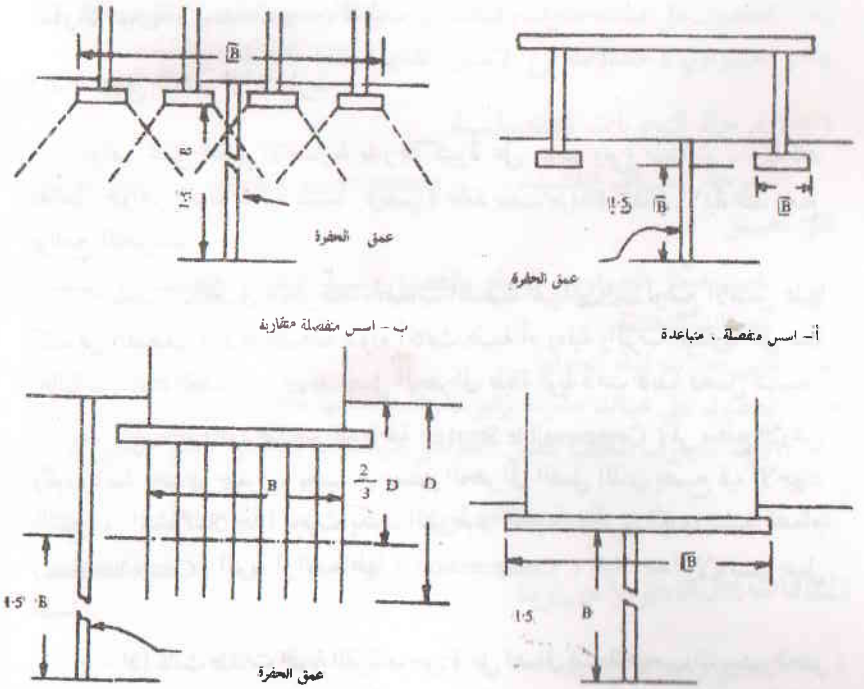
ب- في حالة وجود طبقات انضغاطية (Compressible Strata) في سطح الارض وكون قابلية تحملها جيدة . يجب ان يستمر الحفر الى العمق الذي يصبح فيه الاجهاد الناتج من المنشأ قليلا جدا بحيث يكون الهبوط (settlement) الذي يسببه انضمام (Consolidation) التربة او انضغاطها (Compression) قليلا جدا ولايؤثر على المنشأ .

جـ- اذا كانت طبقات التربة القوية موجودة على اعماق ضحلة فيجب ان يستمر الحفر خلال هذه الطبقات القوية الى العمق الذي يصبح فيه وجود اي طبقة ضعيفة تحت الطبقة القوية لايؤثر على المنشأ من ناحية الهبوط او قابلية التحمل .

د- اذا وجدت طبقات صخرية اثناء الحفر فيجب ان يستمر الحفر الى عمق 3 m داخل الطبقة الصخرية اذا كانت خواصها واستمراريتها غير معروفة مسبقا . والا فيكتفي بـ 1·5 m داخل الطبقة الصخرية .

هـ – خلال مرحلة التحريات التفصيلية . يستحسن ان تمتد حفرة واحدة اواكثر الى عمق اكثر من الاعماق المطلوبة وذلك للتأكد من عدم وجود حالات غير اعتيادية في طبقات التربة اوالمياه الرحوفية . وتجدر الاشارة الى ان الحفريجب ان يستمر الى عمق تحت الاساس بمقدار 150٪ اكبر من عرض المنشأ كما مبين في الشكل 1-1 لبعض الحالات الشائعة. وفي هذه الحالات تتراوح الزيادة في الاجهاد الشاقولي (vertical stress) في مستوى نهاية الحفر بين 10٪ و20٪ من القيمة عند قاعدة الاساس .

وان الهبوط الكلي وهبوط التفاوت (differential Settlement) نتيجة انضغاط الطبقة او انضمامها تحت هذا المستوى يكون عادة قليلا .



أ– اسس منفصلة ، متباعدة

ب – اسس منفصلة متقاربة

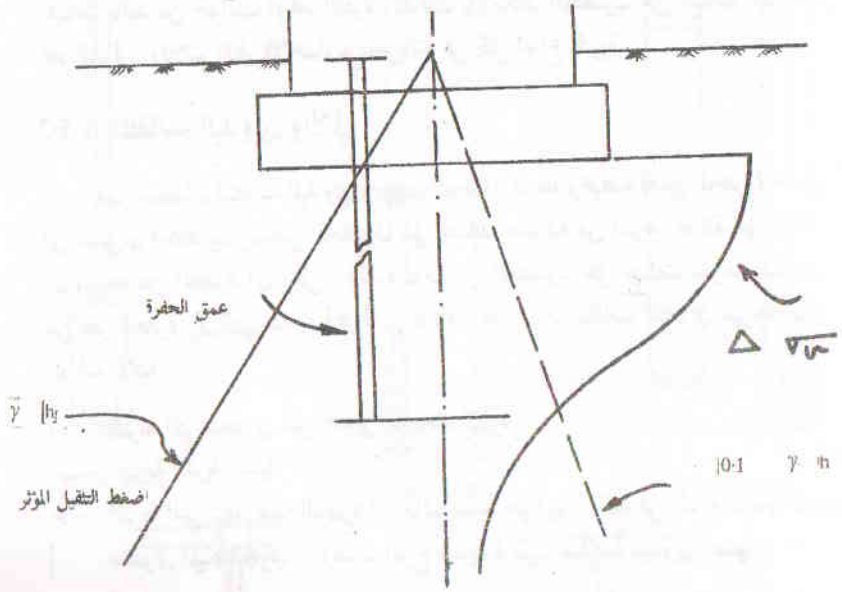
د– اسس ركائز

هـ – اسس حصيرة

الشكل – 1-1

عمق الحفر الاختبارية للاسس المختلفة

هذا وفي حالة وجود طبقة انضغاطية تمتد الى عمق كبير فان الحفر يستمر خلالها الى ان تصل الزيادة في الاجهاد الشاقولي (σv) الناتجة من المنشأ مساوية الى 0٪ من اجهاد التثقيل المؤثر (effective overburden stress) كما مبين في الشكل 1-2 .



الشكل – 1-2 عمق الحفر الاختبارية للتربة الانضغاطية العميقة

1-5 طرائق الحفر

النقر التجريبية

ان حفر النقر التجريبية (trial pits) هي طريقة بسيطة يعول عليها في التحري ولكنها محدودة في الاحوال الاعتيادية الى عمق لايزيد عن 4_5 m . وتزال التربة عادة بواسطة حفارة ميكانيكية ويجب ان تنحدر النقرة بزاوية امينة اوتدرج ان لم تسند جوانبها وذلك قبل ان يدخل اي شخص فيها .

وان التربة المستخرجة من النقرة يجب ان توضع بمسافة لاتقل 1 m عن حافة النقرة . وفي حالة امتداد النقرة تحت مستوى المياه الجوفية فان ازالة المياه قد تكون ضرورية في التربة ذات النفاذية العالية . وان استعمال النقر الاختبارية

يمكن من اختبار حالات التربة بالنظر في الموقع الاصلي لها . ومن السهولة نسبيا الحصول على عينات مشوشة وغير مشوشة . وفي حالة كون التربة متماسكة . فانه بالامكان قطع كتلة عينات باليد من جوانب او قعر النقرة وكذلك بالامكان الحصول على عينات انبوبية من قعر النقرة . وتلائم النقر الاختبارية تحريات في كل انواع التربة .

1·5·2 المثقاب اليدوي والالي

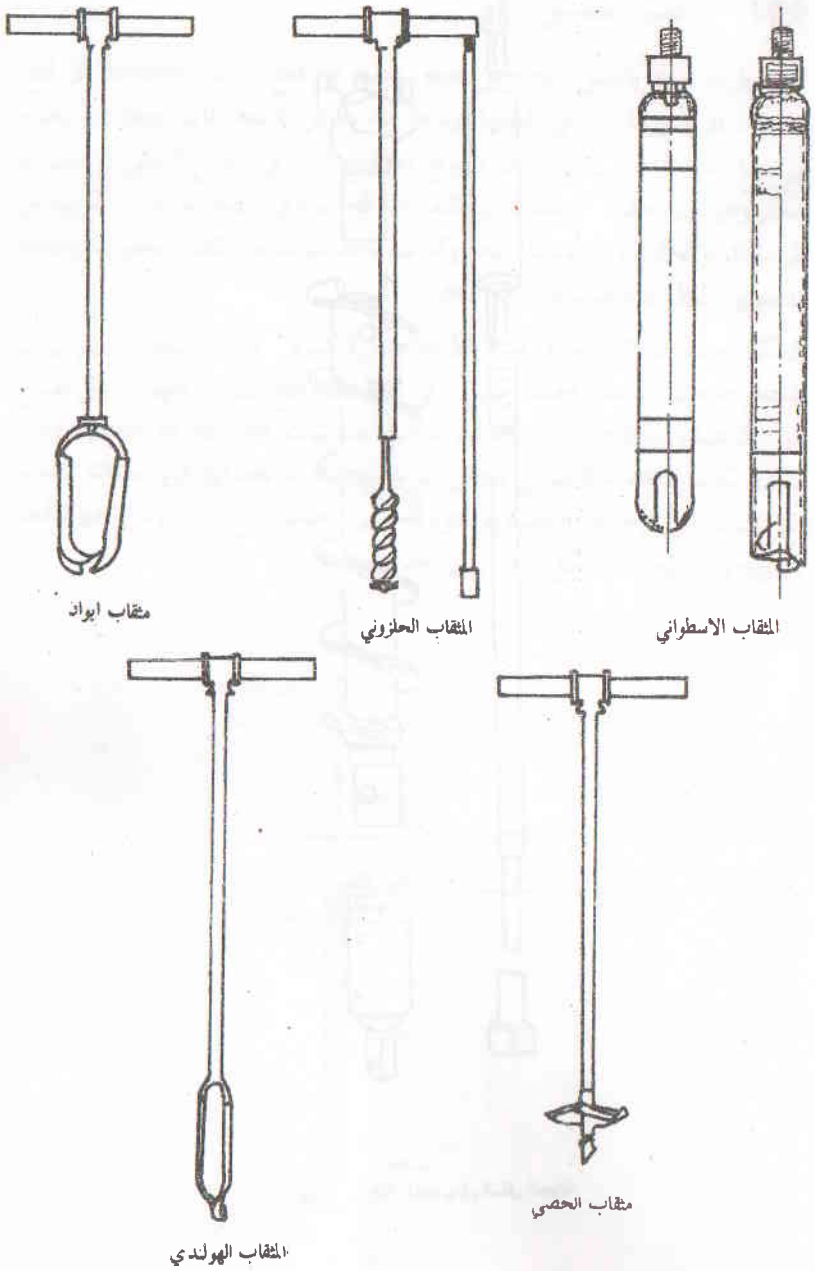
يعتبر استعمال المثقاب اليدوي (hand auger) طريقة رخيصة لعمل الحفر الاختبارية الى عمق 6·0 m تقريبا ويمكن الحصول على عينات مشوشة من التربة العالقة على المثقاب اثناء رفعه من الحفرة الى اعلى . وكذلك يمكن الحصول على عينات غير مشوشة نسبيا من قعر الحفرة ولـكنها ذات قطر قليل عادة . هذا وان المثقاب اليدوي غير ملائم في الترب الآتية : –

أ – التربة التي تحتوي على حصى بأحجام كبيرة .
ب – التربة القوية نسبيا
ج – التربة التي تنهار فيها الحفرة اذا مالم تسند جوانبها . كما في التربة الرملية تحت مستوى المياه الجوفية . وهناك انواع عديدة من المثقاب اليدوي اهمها : –

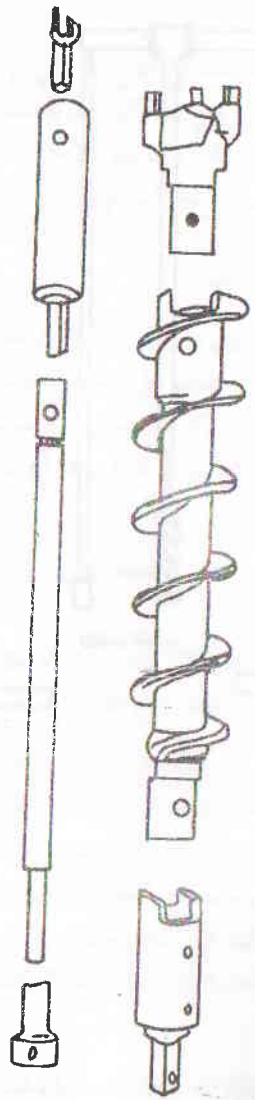
مثقاب ايوان (Iwan auger) . والمثقاب الحلزوني (helical auger) . والمثقاب اللولبي spiral auger ومثقاب الحصى gravel auger ..... الخ كما في الشكل 3 .1. اما المثقاب الالي (power driven auger) فيستعمل في التحريات العميقة . اذ أن مكائن كبيرة تستعمل لتدوير المثقاب وتستطيع الحفر الى عمق يزيد على 30 m وبأقطار مختلفة تصل الى 1·5 m او اكثر كما في ركائز الحفر (bored piles) . وعند اخذ العينات ، يرفع المثقاب من الحفرة وتنزل آلة آخذة العينات (sampler) لاستخراج العينة من قاع الحفرة

ومن التطورات المهمة في عملية الحفر هذه استعمال المثقاب ذي الساق المجوفة (hollo w stem auger حيث ان أخذ العينة يتم خلال الساق المجوفة دون الحاجة الى رفع المثقاب واعمدة الحفر من الحفرة . انظر الشكل – 1·4 .

ويستدل على التغيرات في طبقات التربة بوساطة فحص التربة المستخرجة مع المثقاب ومن طريقة تقدم الحفر . وان طريقة الحفر بالمثقاب مناسبة وكفؤة للحفر لاعماق 20 m – 15 وهي مناسبة للتربة الرملية فوق المياه الجوفية وكذلك في التربة الطينية الضعيفة او القوية (soft to stiff clayey) .



الشكل – 1·3 الانواع الاعتيادية للمثقاب اليدوي

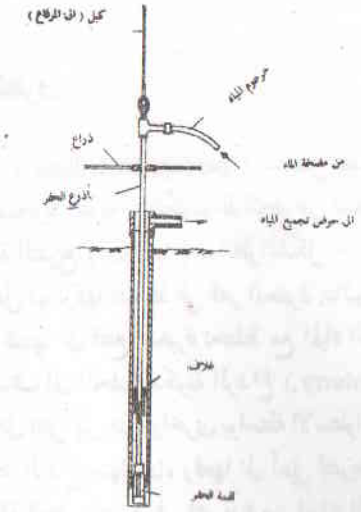


الشكل – 1·4 المثقاب ذو الساق المجوفة

1·5·3 الحفـر بالغسـل

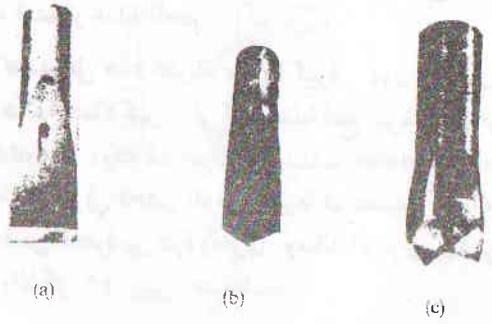
ان طريقة الحفر بالغسل (wash boring) تعتمد على قطع التربة (chopping) الى قطع صغيرة ترفع بدورها الى اعلى الحفرة بوساطة ماء معرض لضغط عال (jetting) يخرج من اسفل لقمة الحفر (drilling bit) ويرفع معه قطع التربة في الفراغ الحلقي بين اعمدة الحفر وجوانب الحفرة . ويستدل على التغيرات الحاصلة في الطبقات بصورة تقريبية من طريقة تقدم الحفر . ومن لون ماء الحفر وكذلك بأخذ عينات من القطع المحفورة cuttings وفحصها بالنظر اثناء استمرار عملية الحفر .

ولـكن يجب ان لاتعتمد على هذه الطريقة بصورة كبيرة . دون الاستعانـة بالعينـات المستخرجة حيث ان هناك احتمالا كبير في اثناء عملية قطع التربة ورفعها الى اعلى لضياع المواد الناعمة (loss of fines) وكذلك انعزال الجسيمات segregation of particles . لذلك يكون الاعتماد الاكبر في فحص التربة وتمييزها ثم تصنيفها على العينات المشوشة وغير المشوشة التي تؤخذ من الحفرة بين فترة واخرى . وهناك انواع عديدة من اجهزة الحفر (drilling rigs) والشكل 1·5 يبين احداها .



الشكل – 1·5 الحفر بالغسـل

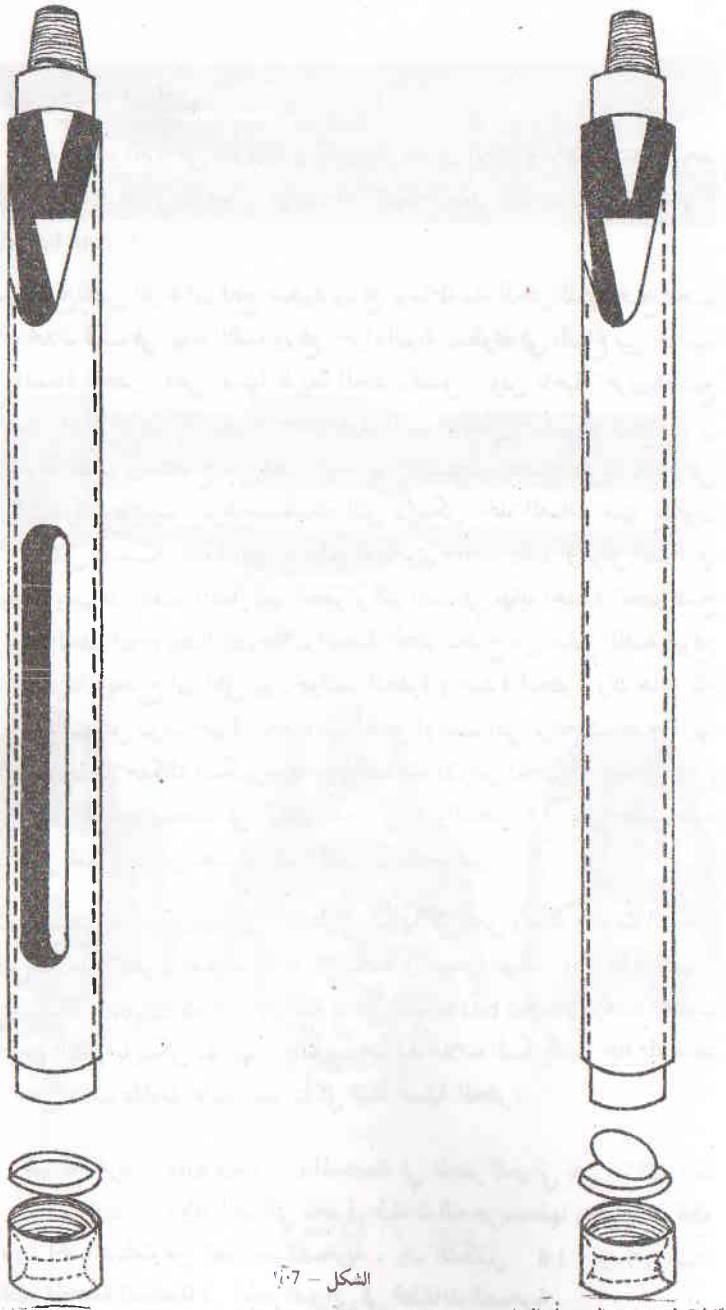
وكذلك هناك انواع عديدة من لقم القطع (chopping bits) كما مبين في الشكل 1·6 واذا كانت التربة تماسكية (cohesive) فلاحاجة الى غلاف الحفر (casing) عدا الجزء العلوي من الحفرة حيث يستعمل غلاف على شكل حرف (T) بطول مقطع واحد وذلك لتسهيل دوران ماء الحفر وتثبيت الحفرة من اعلى . اما اذا كانت التربة غير تماسكية (cohesionless) كالرمل والحصى او اذا كانت طينا ضعيفا فيجب استعمال غلاف الحفر في الحفرة بكاملها .



الشكل – 1·6 لقم القطع (a) عدلة (b) الازميل (c) متصالبة ((cross))

1·5·4 الحفـر بالطرق

ان الحفر بالطرق (percussion drilling) يستعمل بصورة فعالة لاختراق طبقات الحصى والطبقات الصخرية القوية . وتتكون آلة الحفرمن اسطوانة ثقيلة نسبياً وبرأسها آلة القطع وتسمى اسطوانة التفريغ (bailer) . انظر الشكل – 1·7 . وتتلخص عملية الحفر برفع الاسطوانة الى اعلى ثم تركها لتسقط في قعر الحفرة بتأثيروزنها وبذلك تقطع التربة اوالحجراوالحصى وتفتتها الى قطع صغيرة تختلط مع المياه الجوفية الموجودة في الحفرة اومع الماء القليل المضاف الى الحفرة مكونة الرداغ (slurry) اومايسمى احيانا بالطين السائل . حيث يرفع الى اعلى بين فترة واخرى بواسطة الاسطوانة المجهزة بصمام (valve) في اسفلها يمنع سقوط الرداغ منها اثناء رفعها الى أعلى لتفريغها من مواد الحفر . هـذا ويمكن استعمال طريقة الحفر بالطرق في اي نوع من انواع الترب ولكن العائق الرئيس لاستعمالها هوما تسببه عملية الطرق من تشويش (disturbance) للتربة اسفل قعر الحفرة التي تؤخذ منها العينة عادة .



الشكل – 1·7

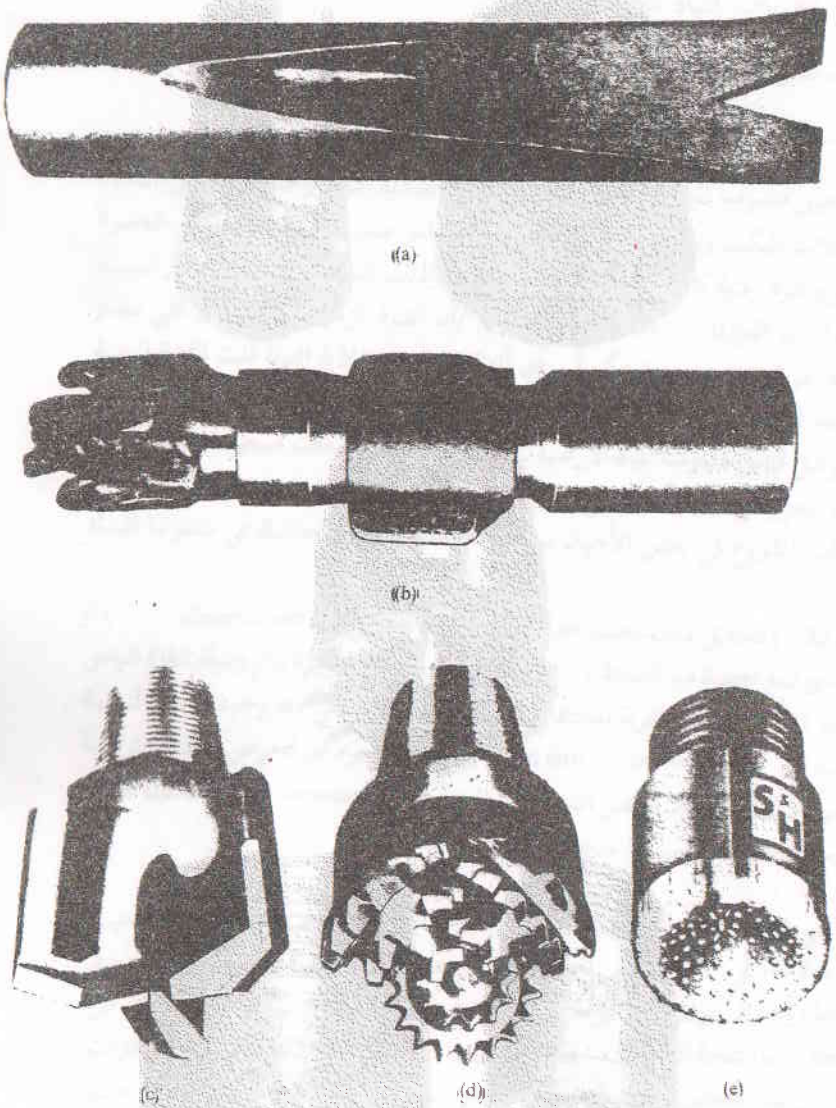
1·5·5 الحفـر الدورانـي

في طريقة الحفر الدوراني (rotary drilling) يجري الحفر بوساطة اعمدة الحفر drilling rods الدوارة التي توجد في نهايتها اما لقمة القطع (cutting bit) او اسطوانة اللب (core barrel).

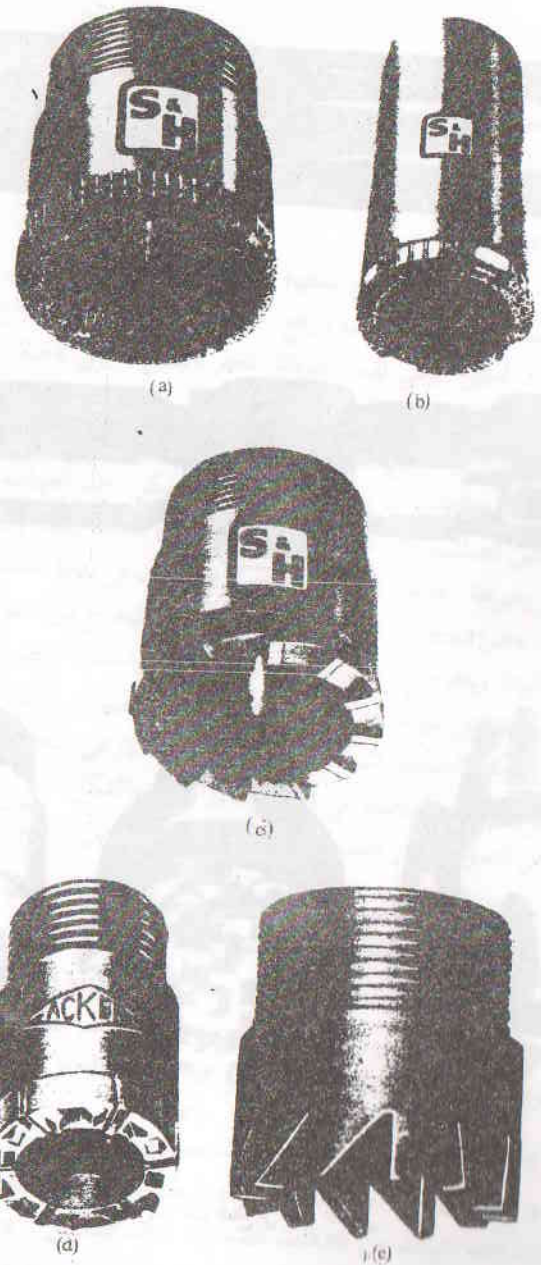
وان لقم القطع تقص التربة الى قطع صغيرة وترفع بوساطة ماء الحفر الذي يضخ تحت ضغط عال خلال ثقب في نهاية اللقمة ويرفع اجزاء التربة المقطوعة في الفراغ بين جوانب الحفرة واعمدة الحفر . وهي نفسها طريقة الحفر بالغسل . ومن ناحية اخرى يقطع استعمال لقمة اللب (coring bit) فراغا حلقيا حول اللب الوسطي السليم (intact) الذي يدخل اسطوانة اللب ويستخرج الى سطح الحفرة . وتستخدم هذه الطريقة عادة في الطبقات الصخرية وطبقات التربة المتماسكة التي لايمكن اخذ العينات منها بالطرق الاخرى : كالطين الصلب (hard clay) او الطين الصخري clay stone او الرمل الصخري sand stone وغيرها . فعندما تدار لقم الحفر او لقم اللب في نهاية اعمدة الحفر يضخ الماء او طين الحفر (drilling mud) خلال اعمدة الحفر ليخرج من اسفل اللقمة ويرفع مع التربة المقطوعة ويخرج الى اعلى بين جوانب الحفرة واعمدة الحفر . وان هذا الماء يعمل بنفس الوقت على تبريد اجهزة الحفر ولقم القطع او اللب التي ترتفع درجة حرارتها ارتفاعا كبيرا نتيجة للاحتكاك الكبير بينها وبين طبقات الارض المحفورة . وهناك انواع عديدة من لقم القطع المستعملة في الحفر الدوراني ، والشكل 1·8 يبين بعض هذه الانواع . وعلى العموم يمكن تصنيف هذه اللقم الى مجموعتين :—

أ) لقم السحب (drag bits) التي تعتمد في عملها على قص وقشط طبقات التربة ، ولذلك فهي ملائمة لاختراق طبقات التربة الاعتيادية والصخور الهشة . ومن هذه اللقم : لقمة ذيل السمكة (fish tail bit) ، واللقمة ذات النصول (bladed bit) وهذه النصول (blades) اما ثابتة واما يمكن تبديلها . واللقم ذات مدخلات الكربايد (carbide ins ert bits) وهي ذات مقاومة عالية ضد التآكل اثناء عملية الحفر .

ب) لقم الحجر (rock bits) المستعملة في الحفر الدوراني هي اما لقم اخذ اللب (coring bits) واما اللقم التي تخترق طبقات الحجر بسحقها وتفتيتها الى قطع صغيرة دون أخذ عينات من الطبقات الصخرية ، وان الشكلين 1·8 و 1·9 يبينان تفاصيل اللقم المختلفة المستعملة في الحفر الدوراني في الطبقات الصخرية .



الشكل — 1·8 لقم القطع في الحفر الدوراني



الشكل – 1·9 لقم قطع الباب

1·6 تحريات المياه الجوفية

ان لتحريات المياه الجوفية (groundwater investigations)

الاهـداف الرئيسيـة الاتيـة :-

تعيين منسوب المياه الجوفية وضغطها وتعيين نفاذية التربة وأخذ عينات من المـاء للتحليلات الكيمياوية. ولتحقيق الهدف الأول يقاس منسوب المياه الجوفية في الحفرة بعد مرور فترة زمنية كافية على انتهاء عملية الحفر وذلك لفسح المجال للمياه الأرضيـة للوصول الى التوازن (equilibrium). وأن الفترة الزمنية هذه تتوقف على مقدار نفاذية التربة وتتناسب معها عكسياً ، أي أنه كلما زادت نفاذية التربة قلت الفترة الزمنية اللازمة للوصول الى التوازن .وعلى العموم يجب مرور 24 ساعة في الأقل على انتهاء عملية الحفر قبل قياس منسوب المياه الأرضية . وللحصول على معلومات صحيحة عن منسوب المياه الجوفية يجب الأستمرار في قراءة المنسوب لفترة طويلة بعد انتهاء عملية الحفـر. ويتطلب المشروع في بعض الأحيان مراقبة التغيرات الفصلية الحاصلة في منسوب الميـاه الجوفية ، ولتحقيق ذلك يجب حفر آبار المراقبة (observation wells) أو أنشاء ووضع أجهزة ميز الضغط (piezometers)، والأخيرة توفر وسيلة ممتازة لقياس ضغط الماء في طبقات التربة المختلفة . ولتحقيق الهدف الثاني وهو وجود نفاذية التربـة موقعياً (in situ permeability) يمكن اللجوء الى فحوص نفاذية التربـة موقعياً وذلك بأستعمال فحص الشحنة الثابتة (constant head) أو بأستعمال فحص الشحنة المتغيرة (variable head).

ففي فحص الشحنة الثابتة يترك الماء في انبوب ميز الضغط يجري بمعدل ثابت بحيث أن شحنة الماء في الانبوب تبقى ثابتة . اما في فحص الشحنة المتغيرة فان انبوب ميز الضغط يملا بالماء وبعدئذ يترك في الانبوب ينزل حتى يصل الى التوازن مع منسوب الماء في الارض المحيطة .وان الشحنة النازلة (falling head) للماء في الانبوب تقاس على فترات زمنية من بدأ الفحص . والبديل عن ذلك هو أن الماء يمكن أن يضخ من انبوب ميـز الضغط وأن الشحنة الصاعدة (rising head) للماء في الانبوب تسجل حتى تصل الى التوازن . ويمكن الاستعانة بالجدول – 1·1 لوجود نفاذية التربة حقلياً للحالات المختلفة المبينة في الجدول . (فورسليف 1949)

H_2 = الشحنة البيزوميترية المتغيرة في وقت $t_2 = t$ (cm)

q = كمية الماء الجارية (cm^3 / sec)

t = الوقت (sec)

$\bar{T}$ = فرق الوقت (sec)

$\bar{K}_c$ = نفاذية التربة داخل الغلاف بالاتجاه الشاقولي (cm / sec)

K_v = نفاذية التربة بالأتجاه الشاقولي (cm / sec)

K_h = نفاذية التربة بالأتجاه الأفقي (cm / sec)

K_m = معدل نفاذية التربة (cm / sec)

حيث

$$Km = \sqrt{K_v . K_h}$$

m = نسبة تحويل المقطع في التربة غير الموحدة الخواص (Anisotropic Soil)

حيث

$$m = \sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$$

فرضيات

١. التربة عند المأخذ (intake) ممتدة لعمق غير محدود
٢. النفاذية في الأتجاهين الشاقولي والأفقي ثابتة أي أن K_h , K_v ثابتان
٣. لايحدث تشويش ، انتفاخ او انضمام في التربة أثناء عملية الفحص الحقلي.
٤. لاتحدث ترسبات في الجزء المسامي او تسرب في الأنابيب والتوصيلات .
٥. لايوجد هواء او غازات في التربة او الأنابيب .
٦. تهمل ضياعات الشحنة (head) في الأنابيب والمأخذ .

وتجدر الأشارة الى أن فحوص النفاذية يمكن أن تجرى بطريقة فحوص الضخ (puming tests) وفي هذه الطريقة يضخ الماء من بئر مع مراقبة الهبوط في منسوب الماء المحيط بشبكة من القوائم (standpipes) .

ولتحقيق الهدف الثالث وهو الحصول على عينات من الماء للتحليلات الكيمياوية. من الضروري ان يضخ الماء من الحفرة وتفرغ وبعدها يترك الماء يتسرب الى الحفرة من

المياه الجوفية ومن ثم تؤمن عينات من المياه لفحصها مختبرياً . هذا وأن الفحوص المطلوبة هي : –

أ– تعيين نسبة أملاح الكبريتات (sulphates)

ب– تعيين نسبة الاملاح الكلية الذائبة .

جـ– تعيين نسبة أملاح الكلوريدات (chlorides)

د – تعيين قيمة القاعدية او الحامضية (pH . Value) .

1·7 طرائق آخذ العينات

يمكن تقسيم العينات حسب درجة التشويش الذي تعرضت له أثناء استخراجها من الأرض الى : –

أ) عينات مشوشة وهي العينات التي تحتوي على جميع مكونات التربة الموقعية ولكنها تعرضت لتشويش شديد أثناء الحصول عليها بحيث أثر على بنيتها (structure). وتستعمل هذه العينات لفحوص التمييز (identification) كالتصنيف الابصاري (visual classification) وتحليل تدرج حجم الحبيبات (grain size analysis) وحدود أتربرغ (Atterberg limits) وغيرها من الفحوص الكيمياوية والفيزياوية .

ب) عينات غير مشوشة : – من المعروف أنه لايمكن الحصول على عينات غير مشوشة تماماً . لأنه مهما كانت الأحتياطات والأدوات المستعملة لأخذ العينات فلابد من حصول درجة معينة من التشويش . والعينات غير المشوشة هي تلك العينات التي تحافظ على بنيتها الأصلية موقعياً (in situ structure). وتستعمل هذه العينات في الفحوص المختبرية للحصول على الخواص الهندسية للتربة كمقاومة القص والأنضغاطية والنفاذية. وكذلك يمكن استعمالها لجميع الفحوص الأخرى التي تستعمل فيها العينات المشوشة .

1·7·1 تشويش العينات

هنالك عدة أنواع من التشويش الميكانيكي (mechanical disturbance) يطرأ على العينات أثناء استخراجها . وأهم هذه الانواع هي : –

تخفيف الأجهاد

ان انتزاع العينة من كتلة التربة المحيطة بها يغير الأجهادات التي كانت بالأصل مؤثرة عليها . اذ أن الأجهاد الشاقولي الكلي والأجهاد الأفقي الكلي على العينة بالاصل مقداران مختلف بعضهما عن بعض . وبعد ان تنتزع العينة من كتلة التربة المحيطة بها يتلاشى الأجهادان الكليان الشاقولي والأفقي ويؤدي ذلك الى تساوي الأجهادين المؤثرين عليها . وأن تخفيف الأجهاد (stress relief) هذا يؤثر على بنية التربة ويسبب بعض التشويش للعينة .

نسبة المساحة

عندما تدفع آخذة العينات في التربة . فأن جزءاً من التربة يزاح ليفسح المجال لسمك الأنبوب اوسمك آلة القطع للتوغل في التربة . وأن هذا يؤدي الى انضغاط التربة ويسبب بعض التشويش للعينة . وكلما كانت نسبة مساحة التربة المزاحة الى مساحة العينة صغيرة يقل التشويش . هذا وأن نسبة المساحة (area ratio) لآخذة العينات هي :-

$$A_r = \frac{D_1^2 - D_2^2}{D_2^2} \times 100 \qquad (1\cdot1)$$

حيث أن

A_r = نسبة المساحة الشكل – 1·10 a

D_1 = القطر الخارجي لآخذة العينات

D_2 = القطر الداخلي لآخذة العينات

وللحصول على عينة بدرجة واطئة من التشويش . يجب ان لاتزيد نسبة المساحة A_r على 20% في التربة الطينية القوية وعلى 10% في التربة الطينية الضعيفة .

تأثير الاحتكاك او الالتصاق

اذا كانت الانابيب لآخذة العينات طويلة بالنسبة لقطرها فمن المحتمل ان تصل قوى الاحتكاك اوقوى الالتصاق بين العينة والجدران الداخلية للانبوب مقدارا عاليا قد يؤدي الى اخفاق في قوة التحمل (bearing capacity failure) للتربة تحت آخذة العينة مباشرة الشكل "b" 10 – 1 . ان هذا يعرض العينة الى التشويش وبالتالي الى انعدام فائدتها بالنسبة لفحوص التربة الميكانيكية . ولتقليل الاحتكاك اوالالتصاق . يصنع القطر

الداخلي للانبوب أكثر بعض الشيء من القطر الداخلي لرأس القطع . ويسمى هذا بالفراغ الداخلي (inside clearance) . ويعبر عن نسبة الفراغ الداخلي بالعلاقة الاتية :-

$$C_i = \frac{D_s - D_2}{D_2} \times 100 \qquad (1\cdot2)$$

حيث أن :

C_i = نسبة الفراغ الداخلي (inside clearance ratio)

D_s = القطر الداخلي لانبوب العينة . الشكل 1·10 (a)

D_2 = القطر الداخلي لرأس القطع .

وتجدر الاشارة الى أن الفراغ الداخلي هذا يخفف خلال عملية اخذ العينات من الاحتكاك او الالتصاق على طول السطح الاسطواني الداخلي للعينة وبالتالي يقلل من التشويش . ولا يخفى ان الزيادة في نسبة الفراغ هذة تؤدي الى تأثير معاكس غير مرغوب فيه . الا وهوالسماح للعينة بالتمدد . هذا وان نسبة الفراغ الداخلي المستعملة في الحالات العملية تتراوح بين 0·3% الى 4·0%

طريقة سوق آخذة العينات داخل التربة

اذا تم سوق آخذة العينات بوساطة الضغط الهيدروليكي بصورة مستمرة وبسرعة ثابتة . فان ذلك يسبب اقل درجة من التشويش ومن جهة اخرى اذا تم سوق آخذة العينات بالدق (hammering) فان ذلك يسبب درجة أعلى من التشويش . وفي حالة كون التربة قوية جدا فان علمية دق آخذة العينات قد تؤدي الى تفتت (shattering) التربة . الشكل 1·10 (c) . الى قطع صغيرة تشبه الحصى بحجمها .

1·7·2 آخذات العينات

يمكن تقسيم آخذات العينات (samplers) الى مجموعتين رئيستين هما :-

آخذات العينات ذات الجداء الخفيف thin _ wall tube samplers

وتتميز هذه الآخذات بنسبة مساحة واطئة الى متوسطة . وتنقسم هذه المجموعة الى نوعين :-

(أ) المجموعة التي لاتحتوي على مكبس (non psiton type samplers) وتشمل مايأتي :-

ب- الفحص يعتبر من النوع غير المبزول (undrained) اي انه لايحدث تصريف او بزل للماء من التربة اثناء الفحص .

جـ- ان مقاومة القص متساوية في جميع الاتجاهات ، اي ان التربة تفرض ذات خواص موحدة (isotropic) .

ان العزم يقل بعد بلوغه الحد الاقصى . وهذا يعني ان مقاومة القص تقل بعد ان تصل الى القمة (peak) نتيجة لتحطم بنية التربة في الانفعالات (strains) العالية ويمكن قياس مقاومة القص للعينات المسبكة ثانية remolded shear strength وذلك بتدوير الارياش 12 دورة بسرعة ، بعد بلوغ العزم حده الاقصى . ويترك الجهاز لمدة خمس دقائق بعد انتهاء التدوير السريع ثم يبدأ بالفحص كالمعتاد .

أن نسبة مقاومة القص القصوى الى مقاومة القص للعينات المسبكة ثانية تسمى بحساسية التربة (sensitivity)

المثال - : اذا علمت ان قطر الأرياش 50 mm والارتفاع 100 mm وان أكبر عزم في الفحص هو 11·8 N.m ، احسب مقدار مقاومة القص غير المبزول للطين .

الحل :

$$C_u = \frac{11{\cdot}8 \times 10^{-3}}{\Pi \times 0{\cdot}05^2 \left(\frac{0{\cdot}1}{2} + \frac{0{\cdot}05}{6} \right)}$$

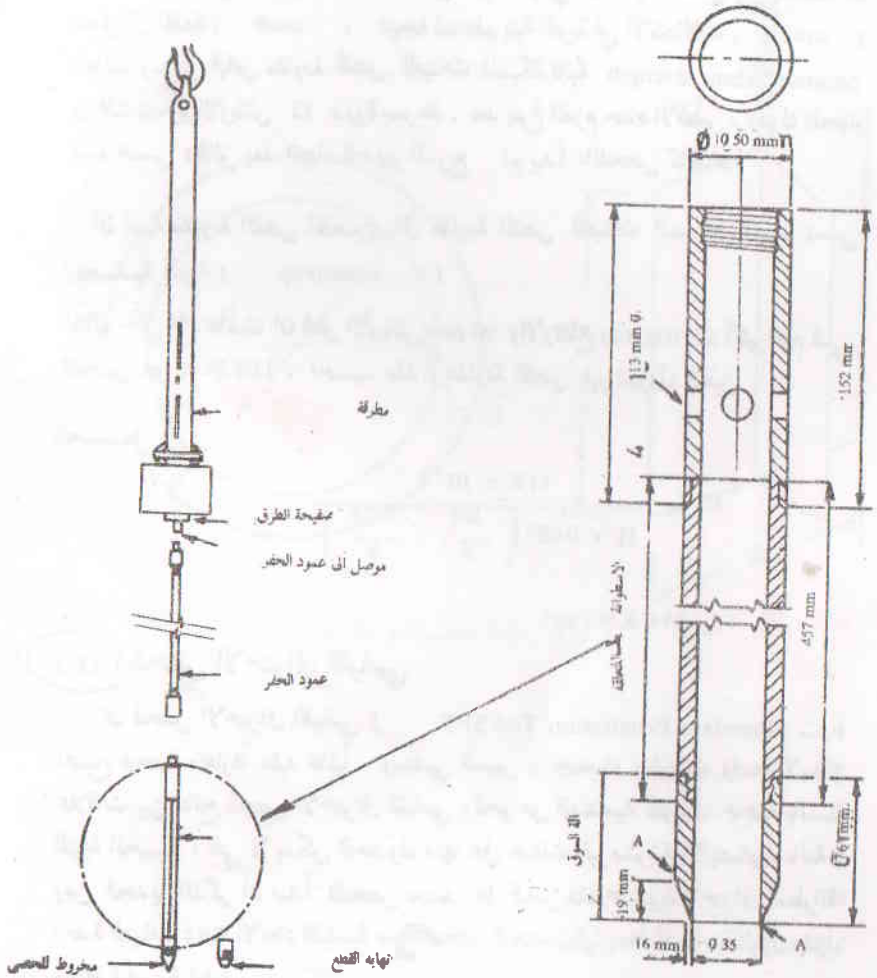
$$= 25{\cdot}6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

1·11·2 فحص الاختراق القياسي

ان فحص الاختراق القياسي (Standard Penetration Test SPT) اصبح فحصا متعارفاً عليه عالمياً . وبمضي السنين ، جمعت معلومات واسعة لايجاد علاقات بين نتائج فحص الاختراق القياسي والخواص الهندسية للتربة ، خاصة بالنسبة للتربة الحبيبية ، التي لا يمكن الحصول منها على عينات غير مشوشة الا بصعوبة بالغة . ومن الجدير بالذكر أن مبدأ الفحص يعتمد على قياس مقاومة التربة لأختراق اسطوانة آخذة العينات ذات الابعاد القياسية مع حددة عند طرفها بمطرقة قياسية الوزن وتنزل مسافة قياسية ايضا .

ان ابعاد الاسطوانة القياسية المنفلقة طوليا (split spoon sampler) هي : - القطر الخارجي 50 mm . القطر الداخلي 35 mm الطول الكلي 685 mm ، طول الجزء

المنفلق 457 mm ويثبت في الجزء الاسفل من آخذة العينات آلة السوق (drive shoe) التي تصنع من الفولاذ المصلد ، بوساطة مسنن خاص ، وتثبت في اعلى آخذة العينات قارنة (coupling)خاصة لربطها الى اعمدة الحفر ، انظر الشكل – 1·18 .



الشكل – 1·18 معدات فحص الاختراق القياسي

ولاجراء فحص الاختراق القياسي ، يستمر الحفر الى العمق المطلوب وتنظف الحفرة جيدا ، ثم ترفع لقمة الحفر ويستبدل بها اسطوانة الاختراق القياسي وتنزل في الحفرة واذا كانت الحفرة مغلفة (cased) فيجب التأكد من ان الغلاف (casing) لايمتد الى عمق أكثر من عمق قاع الحفرة . واذا كان الفحص تحت مستوى المياه الجوفية فيجب ان يكون مستوى الماء في الحفرة بمستوى المياه الجوفية عند اجراء الفحص .

عند بدأ الفحص ، تؤشر ثلاث مسافات على عمود الحفر فوق مستوى الارض الطبيعية كل منها 150 mm ويبدأ برفع المطرقة التي وزنها $63{\cdot}5k_g$ وتركها تنزل نزولا حرا وتلقائيا مسافة 760 mm لكل طرقة . ويسجل عدد الضربات اللازمة لسوق الاسطوانة في التربة كل من المسافات الثلاث المؤشرة على عمود الحفر . ويهمل عدد الضربات المسجلة لاول 150 mm ويسجل مجموع الضربات للمسافتين الاخيرتين (اي آخر 300mm من الاختراق) ويسمى قيمة الاختراق القياسي (قيمة – N) .

واذا لم تخترق الاسطوانة مسافة 300 mm الاخيرة بخمسين ضربة ، فيوقف الدق وتسجل مسافة الأختراق للخمسين ضربة . وعندما ينتهي الفحص ترفع آخذة العينات من الحفرة وتفتح لاخذ العينة منها ووضعها في قنينة محكمة السد . ان العينة المذكورة ستكون على درجة عالية من التشويش وتستعمل لفحوص تصنيف التربة وغيرها من الفحوص التي لا تتأثر بالتشويش .

وفي حالة وجود طبقات من الحصى فيجب التعويض عن اسطوانة الاختراق القياسي بمخروط فولاذي صلد ذوزاوية 60° . ويجري الفحص بنفس الطريقة السابقة ، وفي هذه الحالة لا يمكن الحصول على عينة من التربة . ويسمى فحص الاختراق القياسي في بعض الاحيان بفحص الاختراق الديناميكي (dynamic penetration test) ويعمل الفحص عادة كل 1·5 mm تقريبا .

واذا كانت التربة متكونة من رمل ناعم أورمل غريني تحت مستوى المياه الجوفية وكانت قيمة N تزيد عن 15 ضربة فيجب تصحيحها بموجب المعادلة الاتيـة : –

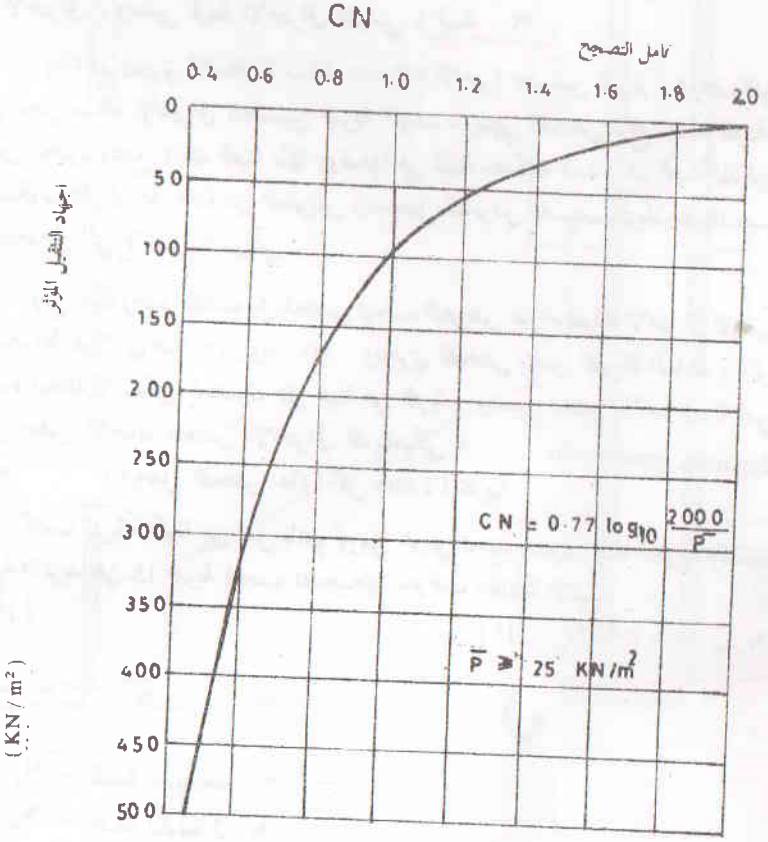
$$N_c = 15 + 0{\cdot}5\,(N_m - 15) \qquad (1{\cdot}6)$$

حيث أن :

N_c = القيمة المصححة لـ N

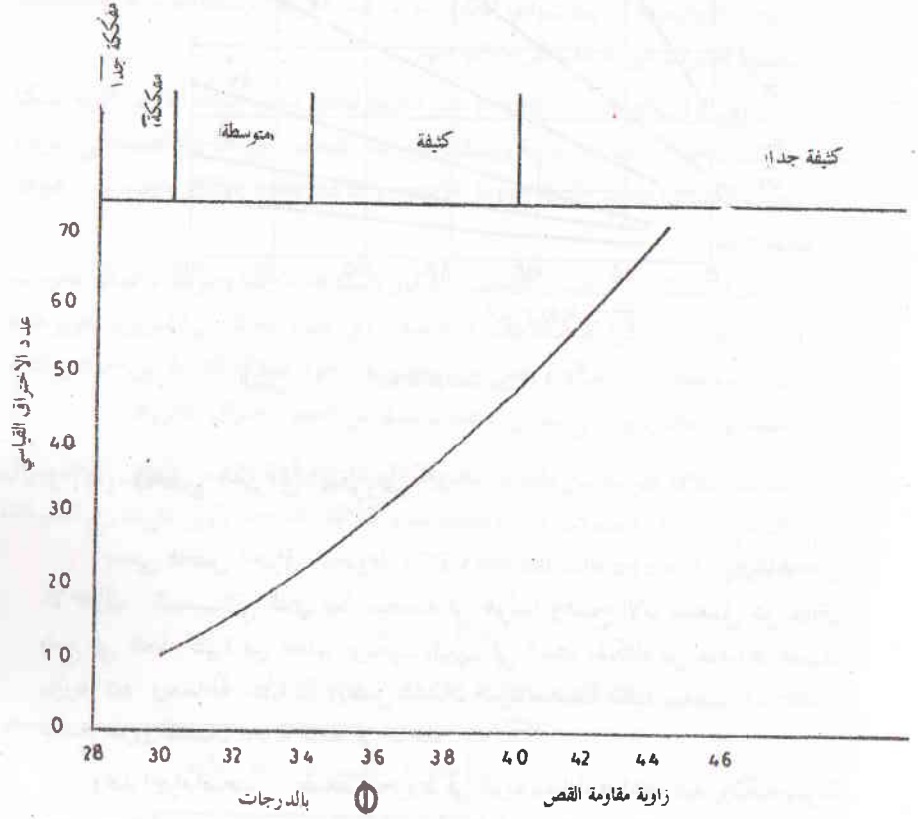
N_m = القيمة المقيسة لـ N

ولقد اصبح معروفاً أن مقاومة التربة للاختراق تعكس كلا من الكثافة النسبية موقعياً واجهاد التثقيل المؤشر (effective overburden stress) في العمق الذي يجري فيه الفحص . لذلك فان هناك عدداً غير محدود من اتحاد قيم اجهاد التثقيل المؤثر والكثافة النسبية لتعطي نفس قيمة N . ولهذا السبب أقترحت عدة اساليب لتصحيح قيمة N والاخذ بنظر الاعتبار تأثير اجهاد التثقيل المؤثر عليها . وأهم هذه الاساليب المستعملة عملياً هو الاسلوب الذي اقترحه بيك ، وهانسون وثورنبرن Peck , Hanson and Thornburn (1974) ، حيث يجري تصحيح قيمة N بضربها بعامل معين يؤخذ من الشكل – 1·19 لكل قيمة من قيم اجهاد التثقيل المؤثر. وتجدرا الأشارة الى أن هذا التصحيح يجري اضافة الى التصحيح الوارد في المعادلة 1·6 اذا كانت التربة رملاً ناعماً



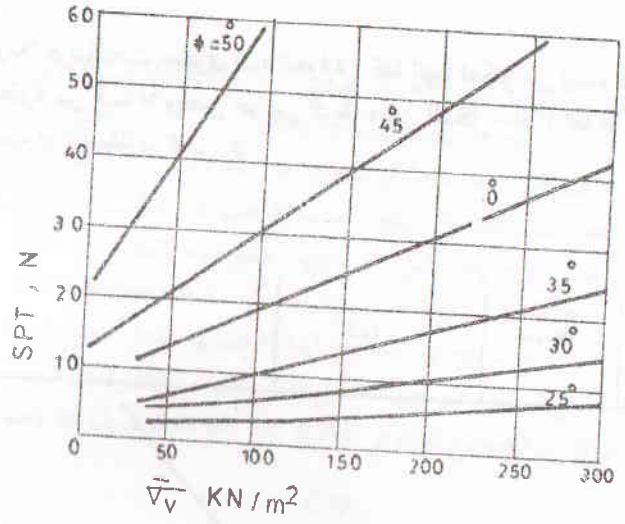
الشكل 1.19 عامل التصحيح لقيمة N

اورملاً غرينياً تحت مستوى المياه الجوفية . كما أنهم تمكنوا من ارساء علاقة يعول عليها ومعقولة بين قيمة N وبعض خواص التربة . ويبين الشكل – 1·20 العلاقة بين N ما ه النسبية وزاوية مقاومة القص ϕ .



الشكل 1.20 العلاقة بين قيمة N والكثافة النسبية وزاوية مقاومة القص

ومن المفيد أن نذكر أن شميرتمان قد حصل على علاقة وضعية اخرى بين عـــدد الضربات N وزاوية مقاومة القص ϕ وضغط التثقيل المؤثر وكما مبين في الشكل – 1·21



الشكل 1.21 العلاقة الوضعية بين N و σ_v

1·11·3 فحص اختراق المخروط

يسمى فحص اختراق المخروط (Cone penetration test CPT) احياناً بفحص الاختراق الستاتي الذي بدأ استعماله في هولندا واصبح الان يستعمل على نطاق واسع في انحاء كثيرة من العالم . ويتكون الجهاز في أبسط اشكاله من مخروط صلد بزاوية 60° وبمساحة 10 Cm^2 ويتصل بقضبان حديدية صلدة مغلفة بمغلف (sleeve) يسمح بمرور القضبان بحرية كاملة في داخله .

وعند اجراء الفحص . يضغط المخروط في التربة بواسطة ضاغطة هيدروليكية بسرعة 1·5 _ 2·0 cm /sec . ويساق المخروط فقط مسافة 80 mm في التربة ويسجل معدل الضغط اللازم لسوق المخروط بوساطة مقياس الضغط وبعد هذه المسافة يثبت المخروط بمكانه ويساق المغلف فقط مسافة 80 mm بعد ذلك يساق المغلف والمخروط معاً مسافة 120 mm . ويسجل معدل الضغط اللازم لسوقهما معا . ومن هذه العملية ولكل 200 mm من الاختراق يمكن معرفة مقاومة الاختراق للمخروط (cone end resistance) وكذلك يمكن معرفة مقاومة الاحتكاك للمغلف (sleeve skin friction) وتكرر هذه العملية كل 200 mm بحيث يمكن رسم علاقة لمقاومة المخروط ومقاومة الاحتكاك مع العمق .

هذا ولقد طور المخروط الميكانيكي المذكور آنفاً بوضع مقاييس الانفعال (strain gages) بحيث اصبح من الممكن قياس مقاومة المخروط ومقاومة الاحتكاك كل على انفراد بصورة مستمرة مع العمق . واصبح الجهاز محمولاً على سيارة شحن وتسجل المعلومات مباشرة بواسطة جهاز رسم (chart recorder) او على شريط مثقب (punched tape) بحيث تقرأ المعلومات من هذا الشريط بوساطة الحسابة computer لتحليلها والتعرف على طبقات التربة وخواصها .

وفي الوقت الحاضر (1981) يطور الجهاز لجعل قياس ضغط الماء في التربة ممكناً وكذلك لاخذ عينات من التربة ويستفاد من هذا الفحص من الناحية العملية في التربة الجيبية لحساب تحمل التربة وهبوط الاسس وكذلك تحمل الركائز واحتساب هبوط مجموعاتها .

هذا اضافة الى استعمال الفحص المذكور وسيلة فعالة جداً وسريعة لاعمال تحريات التربة ومعرفة الاماكن الضعيفة بصورة خاصة . وفي هذه الحالة من الضروري تعزيز هذه التحريات بتحريات اعتيادية بعمل حفر محدودة لوجود العلاقة اللازمة بين خواص التربة المقيسة في المختبر وبين التي يمكن الحصول عليها من فحص اختراق المخروط .

وهنالك علاقة تقريبية بين مقاومة المخروط الهولندي وقيمة N في فحص الاختراق القياسي نبينها في الجدول 1·4 وتعتمد هذه العلاقة بالدرجة الاولى على تدرج الحبيبات وحجمها .

الجدول – 1·4

العلاقة بين مقاومة المخروط الهولندي وقيمة N

نوع التربة	مقاومة المخروط KN / m^2
	N
غسرين	200 _ 300
رمل ناعم الى متوسط	300 _ 500
رمل خشن	500 _ 1000
حصى ناعم الى متوسط	800 _ 1800

1·11·4 فحص تحميل الصفيحة .

ان فحص تحميل الصفيحة (plate loading test) يزودنا بطريقة لتخمين قابلية التحمل للاسس وهبوط المنشآت على التربة التي لايمكن فحصها في المختبر . او أجراء الفحوص الموقعية الانفة الذكرفيها . ويستعمل فحص تحميل الصفيحة في الحالات الآتية على سبيل المثال لاالحصر : —

أ) في التربة الحبيبية التي تحتوي على كتل كبيرة من الحصى او الحجر التي تكون فيها نتائج فحص الاختراق القياسي او فحص اختراق المخروط غير مجدية .

ب) عندما يكون المنشأحساساً جدا للهبوط ويتطلب الامر تقديرا دقيقا لمقدار الهبوط المتوقع .

جـ— في الصخور الضعيفة المتصلة (jointed) اوالمتكسرة (fractured). تكون الفواصل بين الصخور في هذه الحالة هي المسببة بصورة رئيسة لأنضغاط الطبقة الصخرية عند تعرضها للأجهاد . ان فحص عينات صغيرة من الكتلة الصخرية لايمثل الواقع في هذه الحالة وان التغيرات ا الأنفعالات سوف تكون أقل بكثير من الأنفعالات التي تحدث في الكتلة الصخرية الكاملة التي تحتوي على الفواصل والشقوق .

ويتضمن الفحص تحميل صفيحة أفقية وتسجيل هبوطها . والشكل — 1·22 (a) يبين تخطيطاً لوضعية الفحص .

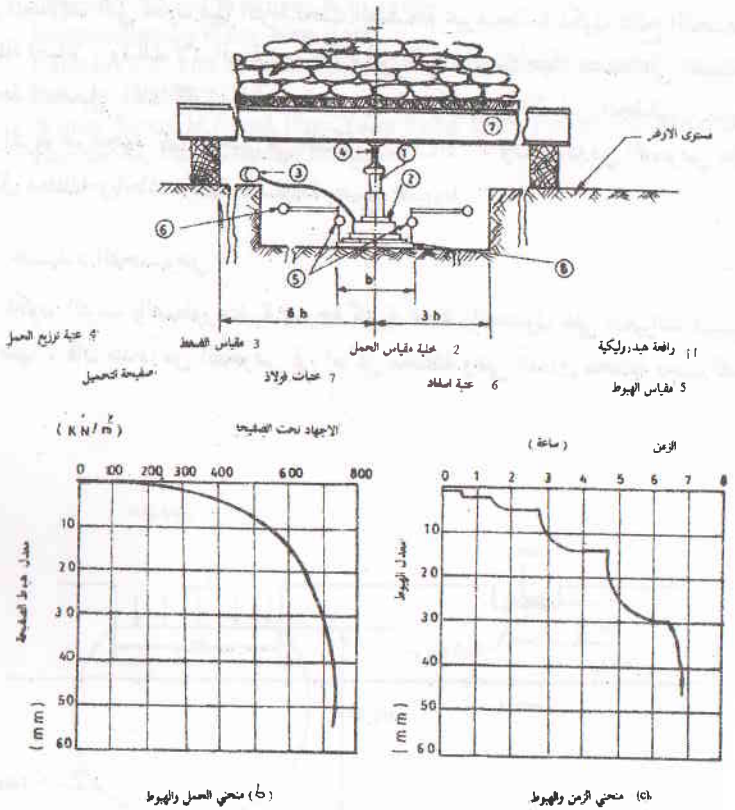
ويجرى الفحص بزيادة الأجهاد زياد ت (increments) كل منها يمثل $\frac{1}{5}$ الأجهادالذي يسلطه أساس المنشأ على التربة . الى أن يصل الأجهاد الكلي الى ضعف الأجهاد المسلط من الأساس في الأقل . اويستمر التحميل بأضافة زيادات أخرى من الحمل الى أن تصل التربة تحت الصفيحة الى حد الأخفاق . الشكل 1·22 (b) .

ويسجل هبوط الصفيحة بواسطة مقياس الهبوط ويستمر قياس الهبوط مع الوقت لكل زيادة في الأ- ياد الى أن يصبح معدل سرعة الهبوط 0·25 mm / hour الشكل 1·22 (c)

عند ذلك يمكن اضافة الزيادة التالية من الأجهاد وعند تخفيض التحميل يسجل مقدار الأستعادة للهبوط ومعدله أيضاً .

وتستعمل هذه الطريقة لمعرفة خواص الهبوط للتربة اوالصخروترسم نتائج الفحص على شكل هبوط مقابل الأجهاد . أما اذا لزمت معرفة قابلية التحمل القصوى للتربة أو معرفة معاير التشوه غير المبزول (undrained deformation modulus) للتربة اوالصخرفأن الفحص يجب أن يجري بمعدل هبوط ثابت (constant rate of

settlement). وعند أجراء فحص تحميل الصفيحة وتحليل نتائجه يجب أخذ العوامل الأتية بنظر الأعتبار . : —



الشكل — 22 ، 1 فحص تحميل الصفيحة

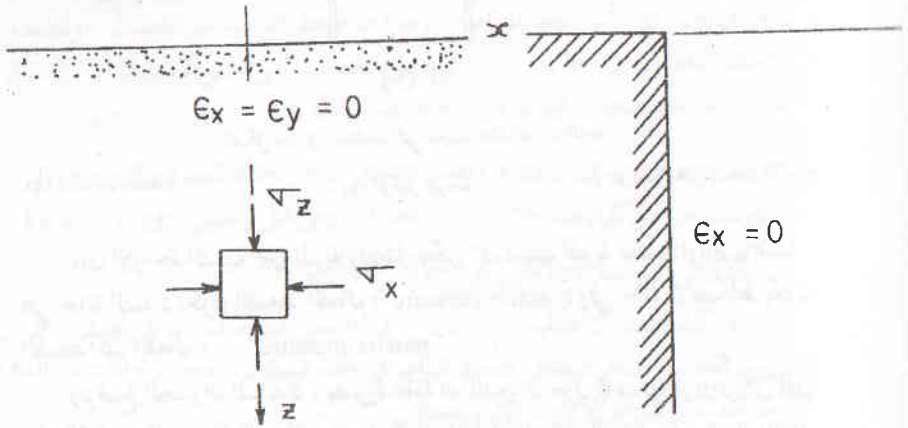
الفصل الثاني

ضغط التراب الجانبي

2.1 مقدمة :-

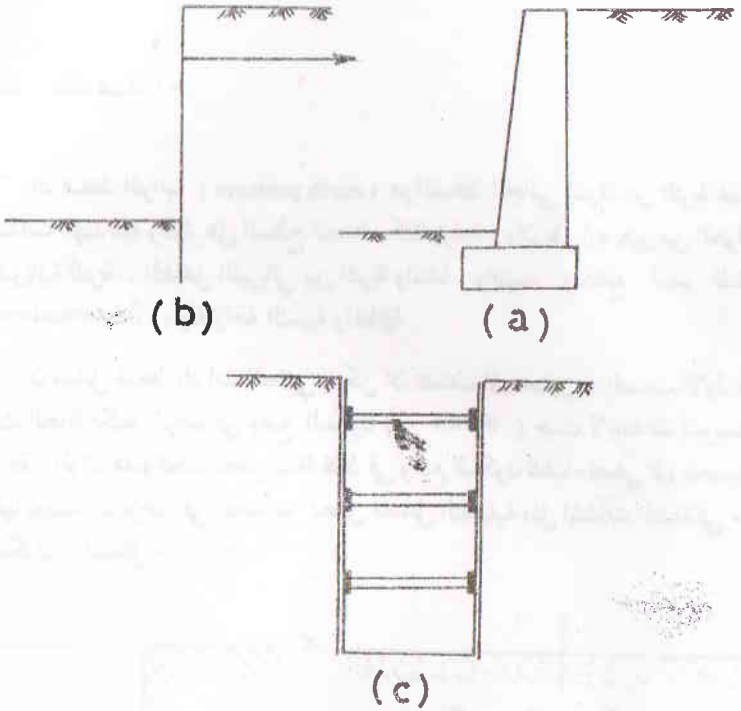
ان ضغط التراب (earth pressure) هو الضغط الجانبي المتولد من التربة على المنشآت الهندسية والمؤثر على السطح المحاط بكتلة ترابية . وان مقداره يعين من الخواص الفيزيائية للتربة . التفاعل الفيزيائي بين التربة والمنشأ والقيمه والطابع المميز للتشوه (deformation) وللازاحة النسبية والمطلقة .

ان مسائل ضغط التراب الجانبي يمكن ان تصنف الى صنفين . الصنف الاول هو تلك الحالة لكتلة التراب في وضع السكون (at rest) حيث لايحدث تشويه او ازاحة . ولوان هذه الحالة تحقق بدقة فقط في وضع السكون لفضاء نصفي غير محدود . فانها يجب ان تؤخذ في الحساب لبعض المسائل التطبيقية مثل المنشآت الثقيلة في حالة السكون . الشكل - 2.1



الشكل 2.1 ضغط التراب الجانبي في حالة السكون

اما في مسائل الصنف الثاني ، فان القوى الجانبية لكتلة التراب تعين في حالة التوازن اللدن (plastic equilibrium) . وان هذا الصنف يتضمن مسائل الجدران الساندة ، والركائز اللوحية ، ودعم جوانب الحفر بالالواح الخشبية اوالحديدية ، الشكل 2·2

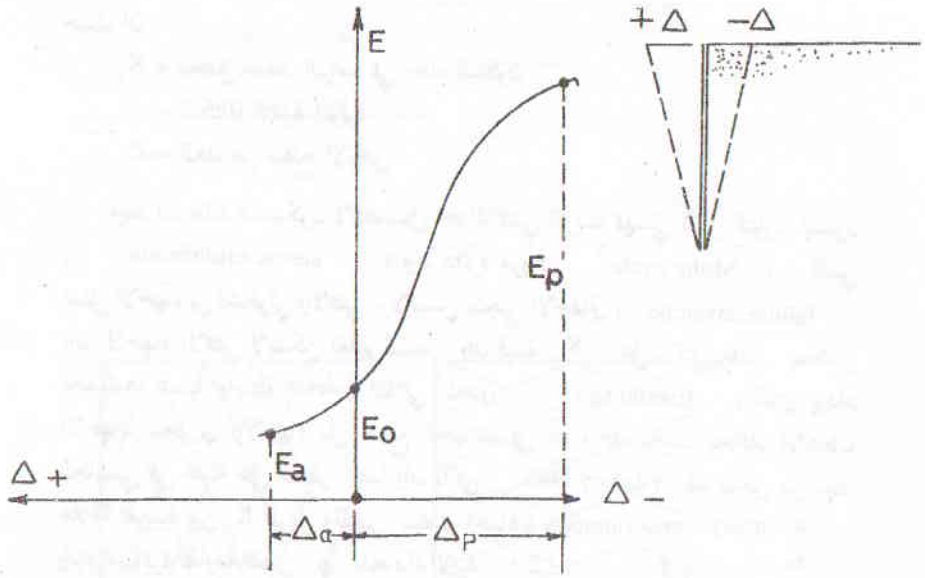


الشكل 2.2 المنشات التي تسبب حالة التوازن اللدن :

(a) الجدران الساندة ، (b) الركائز اللوحية ، (c) جوانب الحفر المدعمة بالالواح

وان الازاحة النسبية بين التربة والمنشأ يمكن ان تسبب للتربة تمددا اوانضغاطاً . ففي حالة التمدد يكون الضغط الفعال (active pressure) وفي حالة الانضغاط يكون الضغط غير الفعال (passive pressure) .

وترضخ الجدران الساندة ، بصورة عامة اما للدوران حول قاعدتها اوللانزلاق أفقياً على الارض . ففي حالة الدوران ، تعتمد القوى المؤثرة على ظهر الجدار على مقدار واتجاه لحركة الجدار ، الشكل – 2·3 .



الشكل 2.3 علاقة ضغط التراب بمقدار واتجاه حركة الجدار

ففي حالة انعدام الحركة للجدار تكون حالة السكون هي السائدة . وفي حالة الدوران الى الخارج يقل الضغط ويتمدد تراب الردم واخيرا يحدث الانخفاق . والقوة المناظرة له هي ضغط التراب الفعال ، وهي القوة الصغرى المحتملة التأثير على الجدار . واذا دفع الجدار ضد تراب الردم بحيث يدور في الاتجاه الاخر فان القوة في حالة الانخفاق تصل الى اكبر ضغط للتراب . وهذا هو ضغط التراب غير الفعال وتجدر ملاحظة ان مقدار الازاحة (Δ) في اعلى الجدار ، التي تكفي للوصول الى الانخفاق هي اصغر بكثير للحالة الفعاله من الحالة غير الفعالة ($\Delta a << \Delta p$) .

أن حالة التوازن اللدن للتربة ومقدار الضغط المناظر لحالة التمدد والانضغاط للتربة قد درست من قبل كولومب (Coulomb) 1776 ومن قبل رانكين (Rankine) 1857

2.2 ضغط التراب الجانبي في حالة السكون

اذا كان مقدار الانفعال (strain) الجانبي للتربة مساويا الى الصفر ، فان الضغط الجانبي المناظر له يدعى بضغط التراب في حالة السكون (eath pressure at rest) ويعبر عنه عادة بدلالة الاجهاد المؤثر بالمعادلة

$$\sigma_{oh} = K_o \gamma Z \qquad (2\cdot1)$$

حيث أن :

K_o = معامل ضغط التراب في حالة السكون

$\bar{\gamma}$ = الكثافة الثقلية المؤثرة

Z = البعد عن سطح الارض

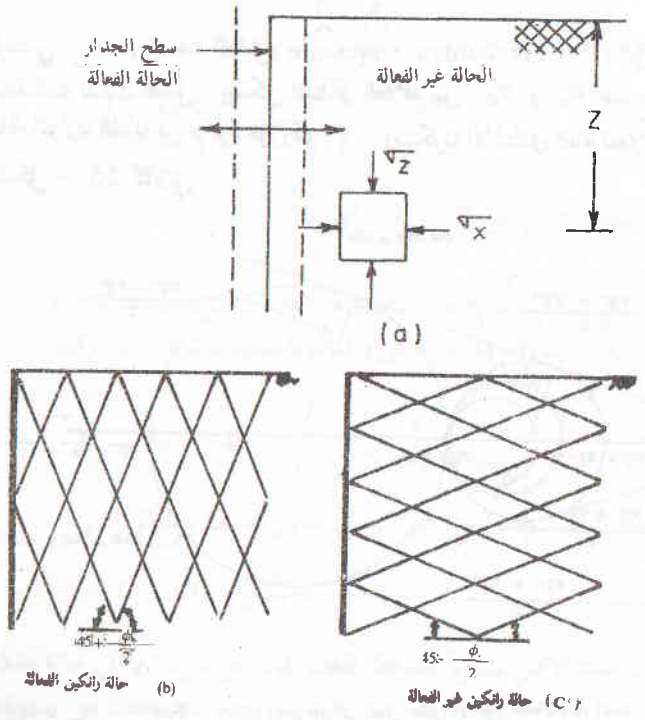
وبما أن حالة السكون لاتتضمن اخفاقاً في التربة فهي تمثل التوازن المرن (elestic equilibrium) وأن دائرة مور (Mohr circle) ، التي تمثل الاجهادين الشاقولي والافقي ، لاتمس منحني الاخفاق (failure envelope) وأن الاجهاد الافقي لايمكن تقدير قيمته . وأن قيمة K_o ، على كل حال ، يمكن تحديدها عملياً بواسطة الفحص الثلاثي المحاور (triaxial test) الذي يزداد الاجهاد المحوري والاجهاد من جميع الجهات في آن واحد بحيث يحافظ الانفعال الجانبي في العينة على الصفر . هذا وأن ياكي (Jaky) 1948 قد تمكن من ربط علاقة تقريبية بين K_o للرمل وللطين المنضم اعتيادياً (normaliy consolidated) والزاوية المؤثرة لمقاومة القص $\bar{\phi}$ بالمعادلة الاتية ، (2.2) . . $K_o = 1 - \sin \bar{\phi}$

أن قيمة K_o للطين المفرط الانضمام (Overconsolidated) تعتمد على تأريخ الاجهاد للتربة . ويمكن أن يكون مقداره اكبر من الواحد ، وتزداد قيمة بزيادة نسبة الافراط في الانضمام (overconsolidation ratio) .

2.3 ضغط التراب في حالة التوازن اللدن - نظرية رانكين -

السطح الافقي للتربة

تأمل كتلة ترابية نصف غير محدودة (semi - infinite) مع سطح افقي له تخم شاقولي مكون من جدار سطحه املس ممتد الى عمق نصف غير محدود ، وكما هو ممثل في الشكل - 2.4 ويفترض كون التربة متجانسة (homogeueous) وموحدة الخواص (isotropic) وأن عنصر التربة على اي عمق Z معرض الى اجهاد شاقولي γZ واجهاد افقي $\sigma_x = K_o \gamma Z$. وبما أن سطح التربة افقي فان الاجهادين الشاقولي والافقي هما اجهادان رئيسيان (principal stresses) .



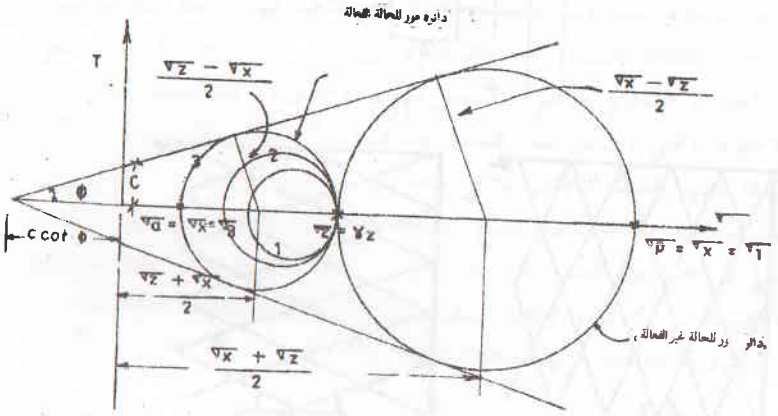
الشكل 2.4 حالة رانكين لضغط التراب الفعال وغير الفعال

أ - حالة رانكين الفعالة

يمكن تمثيل حالة الاجهادات التي تؤثر على عنصر التربة على عمق Z بدائرة مور رقم 1 في الشكل - 2.5 وهذه الدائرة تمثل حالة التوازن المرن (elastic equilibrium) للعنصر في حالة السكون . فاذا تحرك الجدار الى الخارج قليلاً ، فان التربة خلف الجدار تبدأ بالتمدد بالاتجاه الافقي . وتبعاً لذلك تقل قيمة الاجهاد الافقي σx . ويمكن تمثيل هذه الحالة من الاجهاد بدائرة مور رقم 2 فاذا استمرت حركة الجدار الى الخارج فسوف يرافقها استمرار تمدد التربة واستمرار نقصان قيمة σx ، الى أن تمس دائرة مور منحني الاخفاق . عند ذلك تصل حالة الاجهاد الى حالة التوازن اللدن (plastic equilibrium) .

أن قيمة الاجهاد الافقي في هذه الحالة هي القيمة الصغرى التي يمكن الوصول اليها كما هو ممثل في دائرة مور رقم 3 . هذا وأن الاجهاد الشاقولي σ_z المساوي الى الاجهاد

الرئيسي σ_1 هو ضغط التثقيل (overburden pressure) على عمق Z ، وهو قيمة ثابتة لذلك العمق . ويمكن اشتقاق العلاقة بين σ_z و σ_x عند وصول التربة الى حالة التوازن اللدن من دائرة مور رقم 3 . وسيكون الاشتقاق العام للعلاقة كما يوضحه الشكل – 2·5 كالاتي :



الشكل 2 . 5 : دوائر مور التي تمثل حالتي الاجهاد الفعال وغير الفعال

$$\sin\phi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)}{\frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x + 2c\cot\phi)} \qquad (2\cdot3)$$

$$\therefore \sigma_x(1+\sin\phi) = \sigma_z(1-\sin\phi) - 2C\cos\phi$$

$$\therefore \sigma_x = \sigma_z\left(\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}\right) - 2C\sqrt{\frac{1-\sin^2\phi}{1+\sin\phi}}$$

$$\therefore \sigma_x = \sigma_z\left(\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}\right) - 2C\sqrt{\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}} \qquad \ldots(2\cdot4)$$

وبما أن

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

وان σ_z هو ضغط التثقيل على العمق Z ، أي أن

$$\sigma_z = \gamma_Z$$

فان الاجهاد الافقي للحالة اعلاه يعرف بالضغط الفعال (active pressure) ويرمز له بالرمز σ_a . وأن وجوده ناشيء عن وزن التربة نفسها مباشرة . واذا عرف

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

بمعامل الضغط الفعال . فان المعادلة (2·4) يمكن كتابتها بالشكل الاتي :

$$\sigma_a = \gamma Z K_a - 2C\sqrt{K_a} \qquad \ldots(2\cdot5)$$

وحين يصبح الاجهاد الافقي مساوياً للضغط الفعال يقال عن التربة أنها في حالة رانكين الفعالة (active Rankine state) وهناك توجد مجموعتان من مستويات الانخفاق كل مجموعة منهما تميل عن الافق بزاوية مقدارها $\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ (ميل المستوى الرئيس الاكبر) وكما مبين في الشكل – 2·4 b

ب – حالة رانكين غير الفعالة

هذا وأن حركة الجدار عن التربة في الاشتقاق اعلاه اعتبرت الى الخارج . ومن الجهة الاخرى . اذا تحرك الجدار نحو التربة فسيحدث انضغاط جانبي للتربة وستزداد قيمة σ_x حتى تصل الى حالة التوازن اللدن . ولهذه الحالة . فان σ_x يصبح القيمة العظمى وهو الاجهاد الرئيس الاكبر σ_1 . وأن الاجهاد σ_z يساوي ضغط التثقيل وهو لذلك الاجهاد الرئيس الاصغر .

اي أن

$$\sigma_z = \sigma_3 = \gamma_Z$$

وأن قيمة σ_1 العظمى تصل حين تصل دائرة مور . الممثلة لنقطة في التربة قيمة σ_3 فيها ثابتة . منحني الأخفاق . وفي هذه الحالة . فأن الأجهاد الأفقي يعرف بالضغط

غير الفعال (passive pressure) ويتخذ له الرمز σ_p الممثل لمقاومة التربـــة للانضغاط الجانبي . ويمكن أعادة كتابة المعادلة 2·4 بالشكل الآتي :

$$\sigma_x = \sigma_Z \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2C \sqrt{\left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)} \qquad \ldots (2{\cdot}6)$$

واذا

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

عرف بمعامل الضغط غير الفعال . فان المعادلة . يمكن كتابتها بالشكل الاتي :

$$\sigma_p = \gamma Z K_p + 2C \sqrt{K_p} \qquad \ldots (2{\cdot}7)$$

وحين يصير الأجهاد الأفقي مساوياً للضغط غير الفعال . فان التربة يقال عنها أنها في حالة رانكين غيرالفعالة (passive Rakine state) ويوجد هناك مجموعتان من مستويات الأخفاق مائلتان بزاوية مقدارها $\left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ مع الشاقول (اتجاه المستوى الرئيسي الاعظم) وكما هو مبين في الشكل 2·4 .

جـ- قـوى الضغـط الفعـــال وغيـر الفعـــال .

يتضح من المعادلتين (2·5 ، 2·7) ان الضغطين الفعال وغير الفعال يزدادان زيادة خطية مع العمق وكما بين في الشكل 2·6

وحين يكون التماسك C اكبر من الصفر فان قيمة الضغط الفعال تساوي صفرا على عمق Z_o . ومن المعادلة 2·5 و $\sigma_a = o$ فان

$$Z_o = 2C / \gamma \sqrt{k_a} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (2.8)$$

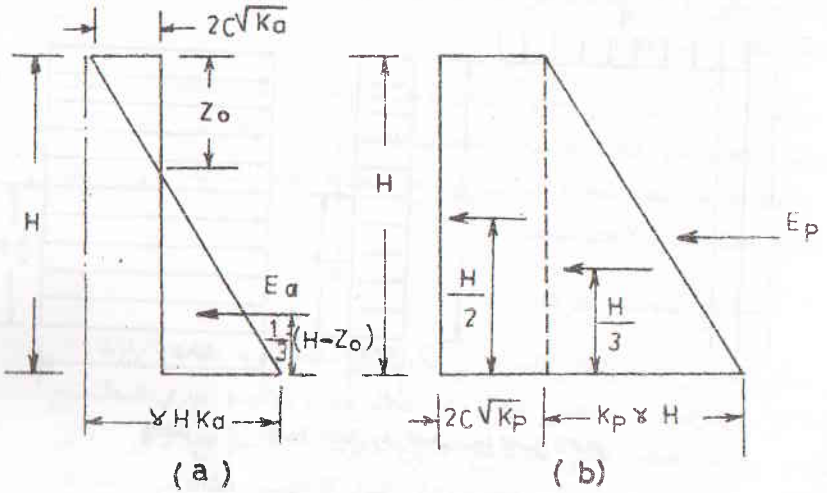
وهذا يعني ان الحالة الفعالة للتربة هي في حالة شد بين سطح الارض والعمق Z_o . ومن الناحية العملية . على كل حال : لايعتمد على هذا الشد كمؤثر على الجدار . حيث ان التشققات تنتشر ضمن منطقة الشد وان جزءاً من الرسم البياني لتوزيع الضغط فوق العمق Z_o يجب ان يهمل

هذا وان القوة المؤثرة على وحدة طول من الجدار . المتسببة من توزيع الضغط الفعال تمثل بقوة الضغط الفعال E_a . ولسطح الجدار الشاقولي بارتـفـــاع H .

$$E_a = \int_{Z_O}^{H} \sigma_a \, dZ$$

$$= \tfrac{1}{2} (H^2 - Z_o^2) K_a - 2C (H - Z_o) \sqrt{K_a}$$

$$= \tfrac{1}{2} \gamma (H - Z_o)^2 K_a \qquad \ldots (2{\cdot}9)$$



الشكل 2.6- ضغط التراب الجانبي

(a) الحالة الفعالة (b) الحالة غير الفعالة

ان قوة الدفع E_a تؤثر على مسافة $\frac{1}{3} (H - Z_o)$ فوق مستوى قاعدة الجدار .

هذا وان قوة الضغط غير الفعال تدعى بالمقارمة غير الفعالة E_p . ولجدار شاقولي بارتفاع H

$$E_p = \int_{o}^{H} \sigma_p \, dZ$$

$$= \tfrac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2CH \sqrt{K_p} \qquad \ldots (2{\cdot}10)$$

الفصل الرابع

قابلية تحمل التربة

4·1 ـ متطلبات التصميم للاسس

يجب ان يضمن مصمم الاسس ان الاساس يواجه اعتبارات اولية للامان إعتماداً على الاداء الوظيفي (functional utility) والناحية الاقتصادية والمقصود بالاداء الوظيفي هو ان يكون للاسس العمق المناسب وان لا يتجاوز هبوطها المتباين المقدار المسموح به وان يكون لها الامان ضد الاخفاق .

4·1·1 ـ متطلبات العمق

ان عمق الاساس يجب ان يكون كافيا بالنسبة لعمق نفاذ الانجماد في التربة ولعمق التغيرات الفصلية في حجم التربة لتمنع الحركات الاضافية الناتجة عن هذه المؤثرات . وكذلك يجب ان يكون عمق الاساس كافيا لمنع احتمال التعرية وبالتالي تقويض التربة الساندة بوساطة حركة المياه وتيارات الريح

4·1·2 ـ متطلبات الهبوط وهبوط التباين

ان متطلبات الهبوط تتضمن الهبوط الكلي (total settlement) وهبوط التباين (differential sttlement) لكل اسس المنشأ ويجب ان يحدد مقدار هبوط التباين للأسس كي لايسبب اجهادات اضافية للمنشأ اوانحرافاً كبيراً له . كما ان الهبوط الكلي يجب ان يحدد ايضا لانه يؤثر على مقدار هبوط التباين ، وعلى الاداء الوظيفي للمنشأ .

وتجدر الملاحظة ان الهبوط المنتظم لا يسبب ضررا للمنشأ . ولو ان نتيجة الهبوط قد تكون غير ملائمة بالنسبة للاداء الوظيفي . أما اذا حدث هبوط متباين ، فقد يتضرر المنشأ نتيجة انحرافه (distortion) او امالته كليا (tilting) وقد اقترح سكيمبتون (Skempton) ومالك دونالد (Mc Donald) استناداً الى

مراقبات الضرر في المنشأ حدودا لاقصى هبوط يتضرر المنشأ عنده . وأقاما علاقة بين الهبوط الاقصى والانحراف الزاوي (angular distortion) (يساوي الانحراف الزاوي بين نقطتين تحت المنشأ الهبوط المتباين بين نقطتين مقسوما على المسافة بينهما) . وقد اشارا الى أن المنشأ لا يصيبه ضرر في حالة كون الانحراف الزاوي اقل من 1/300 للاسس المنفردة . واقترحا حدا اقصى للهبوط يساوي 50 mm على الرمل و 75 mm على الطين .

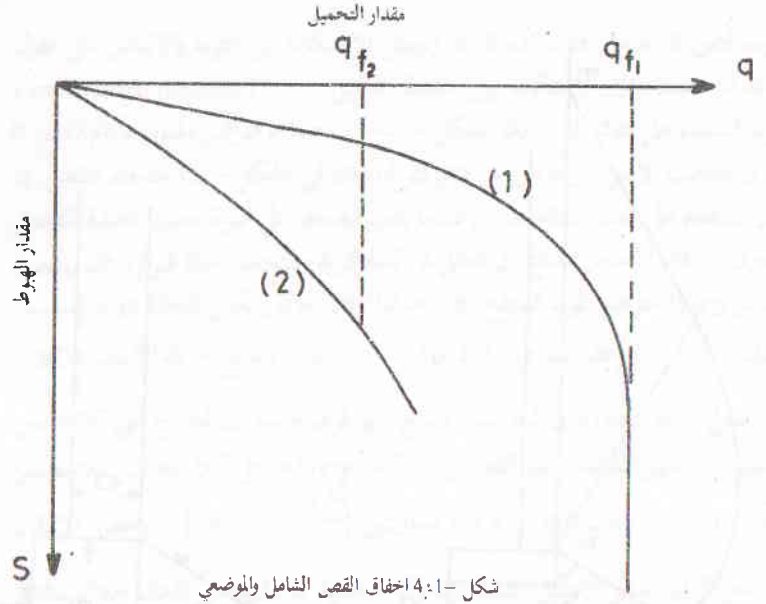
4·1·3 ـ متطلبات الامان ضد الاخفاق

تتضمن متطلبات الامان ضد الاخفاق او التصدع (failure) نوعين اساسيين من الاخفاق : اولهما اخفاق الاساس من الناحية الانشائية (structural failure) وثانيهما اخفاق قابلية التحمل (bearing capacity failure) . وتجدر الاشارة الى ان اخفاق الاساس من الناحية الانشائية يمكن ان يظهر اذا كان الاساس بحد ذاته غير مصمم بشكل صحيح لتحمل الاجهادات المؤثرة . وعلى سبيل المثال اذا كانت القياسات لابعاد الاسس المسلحة غير مناسبة فانه من المحتمل ان تخفق الاسس بالشد (tension) اوالضغط (compression) اوالقص (shear) كما هوشأن اي عضو انشائي آخر لخرسانة مسلحة . اما النوع الثاني من الاخفاق الذي يتضمن اخفاق التربة الساندة للاساس فهو الموضوع الذي سنتكلم عنه تحت عنوان قابلية التحمل .

4·2 ـ قابلية التحمل

ان أقل ضغط يسبب الاخفاق الكامل بقص التربة في المنطقة المجاورة للاساس يعرف بقابلية التحمل القصوي (q_f) . وفي حالة زيادة الضغط على اساس باستمرار الى قيمة q_f ، تتغير التربة في المنطقة المجاورة للاساس من حالة التوازن المرن (elastic equilibrium) الى حالة التوازن اللدن (plastic equilibrium) . ويبدأ التغير عندحافات الاساس . بالتدريج الى الاسفل وبعدئذ الى خارج كل جانب من الاساس وفي آخرالامر . تصل كل التربة بين سطح الاخفاق ومستوى الارض الى حالة التوازن اللدن ويكتمل الاخفاق بالقص ويصحبه انهيار الاساس في التربة .

واذا كانت التربة كثيفة او قوية فان الانفعالات قبل الاخفاق ستكون قليلة نسبيا والعلاقة بين الهبوط والضغط ستكون مشابهة للمنحني (1) في الشكل 1 ـ 4

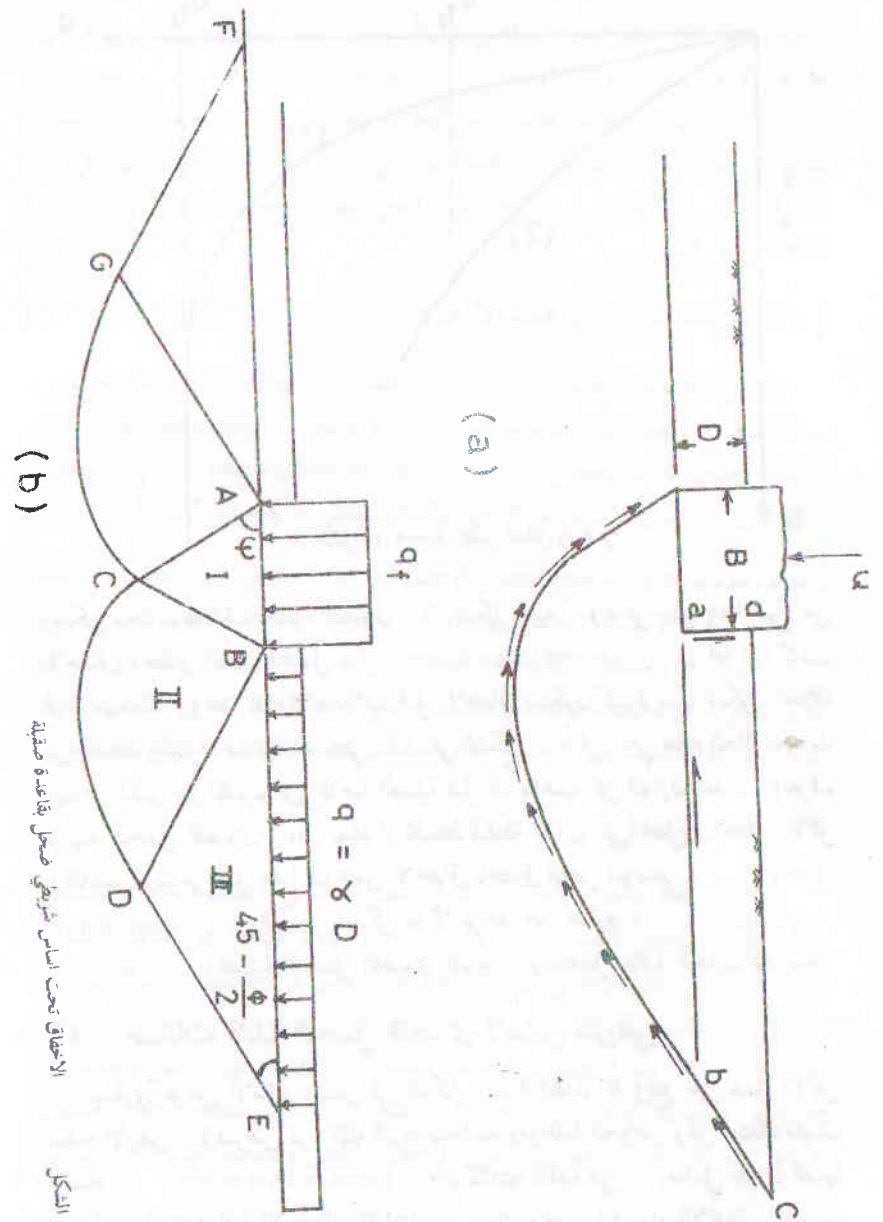


شكل ـ 4:1 اخفاق القص الشامل والموضعي

ويمكن تحديد قابلية التحمل القصوى q_{f1} بشكل جيد . ويدعى مثل هذا النوع من الاخفاق باخفاق القص الشامل (general shear failure) اما اذا كانت التربة مفككة او رخوة فان الانفعالات قبل الاخفاق ستكون كبيرة نسبيا وتكون العلاقة بين الضغط والهبوط مشابهة للمنحني (2) في الشكل ـ 4.1 . وفي هذه الحالة يحدث الهبوط الكبير غير المقبول من الناحية العملية قبل ان يتأهب كل التوازن اللدن . وتعرف قابلية التحمل القصوى q_{f2} بمقدار الضغط للنقطة الاولى التي تعطي الانحدار الاقل اوالثابت . ويدعى مثل هذا النوع من الاخفاق باخفاق القص الموضعي (local shear failure) والجدير بالذكر انه لا يوجد حل صارم (rigorous solution) لقابلية التحمل القصوى للتربة . وتستعمل عادة الحلول التقريبية

4·3 ـ حسابات قابلية التحمل القصوى لاساس شريطي

يساوي عرض الاساس المبين في الشكل 4.2 المقدار B ويقع على عمق D من سطح الارض . ويفترض كون كتلة التربة متجانسة وموحدة الخواص وعلى امتداد نصف لامتناه (semi infinite extent) . وان كثافتها الثقلية هي ومعاملي مقاومة قصها هما التماسك C وزاوية الاحتكاك الداخلي ϕ . وان منحني الاجهاد والانفعال لجسم صلب ـ لدن (rigid ـ plastic) . وعند حساب قابلية التحمل القصوى تهمل



الشكل

مقاومة قص التربة على طول المسافة bc ويهمل الاحتكاك بين التربة والاساس على طول المسافة ad اضافة الى الاحتكاك بين ضغط التثقيل (overburden pressure) والتربة الساندة على طول ab ، انظر الشكل – 4.2 . ان هذا الافتراض مقبول مادام $B \geq D$ وهو الى الجانب الامين . ويعوض عن تأثير التربة abed في الشكل – 4.2 بضغط التثقيل q موزعاً بانتظام على طول المسافة ab . وعندما يصير الضغط على التربة مساويا لقابلية التحمل القصوى q_f فأن الأساس يندفع الى اسفل في كتلة التربة وينتج عنه حالة التوازن اللدن تحت الاساس . واذا افترض كون السطح AB صقيلا فان حالة رانكين الفعالة تتولد ضمن الاسفين ABC ، وعليه تساوي الزاوية $\psi \left(45° + \frac{\phi}{2} \right)$. وتدفع حركة الاسفين ABC الى اسفل التربة المجاورة الى الجانب . وينتج عنها قوى جانبية الى الخارج على كلا جانبي الاسفين . وتظهر المنطقتان غير الفعالتين BDE و AGF على كلا الجانبين للاسفين الفعال ، وتكون الزاويتان DEB و GFA مساويتين $\left(45° - \frac{\phi}{2} \right)$. ويحصل الانتقال من الحركة الى اسفل للاسفين الفعال والحركة الجانبية للاسفين غير الفعال خلال مناطق قص شعاعي (radial shear) BCD و ACG . ويكون السطحان CD و CG حلزوناً لوغاريتمياً (logarithmic spiral) . وتحصل حالة التوازن اللدن فوق السطح GF و ED وماتبقى من التربة يكون في حالة التوازن المرن .

وتجدر الاشارة الى انه في حالة كون $\phi \neq 0$ و $\gamma \neq 0$ يكون شكل منحني الوصل CD و CG مابين الحلزون اللوغاريتمي والدائري . اما اذا كانت التربة عديمة الاحتكاك فان شكل منحني الوصل يكون دائريا دائما .

وعلى ضوء الدراسة المقدمة من قبل كل من براندتل (Prandtl) وريزنر (Reissner) يمكن الحصول على حل لقابلية تحمل التربة العديمة الوزن $\gamma = 0$ على الشكل الآتي :-

$$q_f = CN_c + qN_q \qquad (4.1)$$

حيث ان N_c و N_q معاملا قابلية تحمل التربة وان كلا منهما دالة لزاوية الاحتكاك الداخلي وتعرف

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

ويبين الجدول 4.1 القيم العددية لهذين المعاملين .

الجدول -4.1 معاملات قابلية تحمل التربة

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

وتكون قابلية تحمل التربة العديمة التماسك التي ليس لها ضغط تثقيل ($q = 0$ و $c = 0$) على الشكل الاتي

$$q_f = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad (4.2)$$

حيث ان N_γ = معامل قابلية تحمل التربة الذي يتغير بسرعة مع الزاوية ϕ . وقد قرب فيزك (Vesic) 1973 العلاقة للمعامل N_γ بالتعبير التحليلي الاتي :-

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

ويبين الجدول 4.1 القيمة العددية للمعامل N_γ ولكل الحالات التي فيها $\phi \neq 0$ ، $c \neq 0$ و $\gamma \neq 0$ يمكن جمع المعادلات 4.1 و 4.2 بمعادلة واحدة

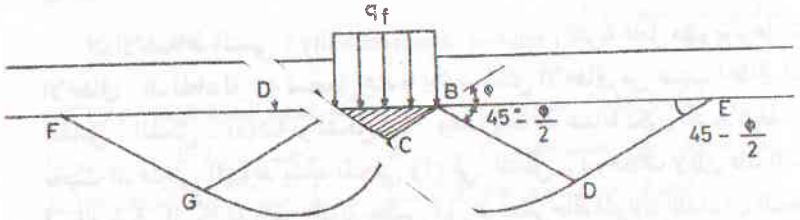
$$q_f = CN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad (4.3)$$

وتعرف هذه المعادلة بمعادلة بوزمان – ترزاكي

(Buisman – Terzaghi equation)

4-3-1 – تأثير خشونة قاعدة الاساس على قابلية التحمل .

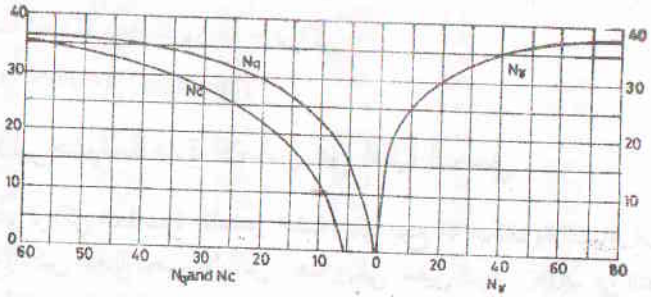
يفترض ترزاكي ان قاعدة الاساس خشنة وعليه يمنع الاحتكاك والالتصاق ان وجدا ظهور حالة رانكين الفعالة تحت الاساس . هذا ويبقى اسفين التربة ABC في الشكل – 4.3 المجاور للقاعدة في حالة التوازن المرن ويكون جزءا متمما للاساس . وفي حالة اخفاق التربة على اي جانب من الاسفين المرن ABC تكون التربة في حالة التوازن اللدن ضمن منطقة القص الشعاعي ومنطقة رانكين غير الفعالة .



الشكل 4.3 انهيار تحت اساس شريطي ضحل بقاعدة خشنة

وتجدر ملاحظة التخمين السفليين AC وBC للاسفين المرن هما مستويان متصدعان . وان السطحين المتصدعين CDE ، CGF يؤخذان كونهما شاقوليين عند C ، وبما ان زاوية التقاطع بين مجموعتين من مستويات الاخفاق تساوي $\phi + 90$ كما مبين في الفصل الثاني ، فان المستويين AC و BC يميلان بزاوية ϕ عن الافق . وقد حصل ترزاكي على المعاملات N_c ، N_q و N_γ التي يمكن استعمالها في المعادلة 4.3 كما هو مبين في الشكل 4.4

وتجدر الاشاره الى ان التجارب المنجزة من قبل الباحثين دي تير وفيزك 1958 (De Beer and Vesic) وبايرز ، بوريل وواك 1961 (Biarez, Burel and Wack) بينا عمليا ان خشونة الاساس ليس لها تأثير على قابلية التحمل طالما يكون الحمل الخارجي المسلط على الأساس شاقوليا . ولايغب عن البال ، ان خشونة الاساس يمكن ان تحدد مقدار المركبة الافقية القصوى P للحمل المنتقل عبر سطح اتصال القاعدة .



الشكل 4.4 معاملات قابلية التحمل (ترزاكي وبيك)

4-3-2 تأثير انضغاطية التربة على قابلية التحمل

ان الانضغاط النسبي (relative compressibility) للتربة عامل مهم يؤثر على شكل الاخفاق . ان المعادلة 4.2 تستعمل عندما يكون شكل الاخفاق من صنف اخفاق القص الشامل ، الشكل 4.2 (a) والشكل 4.3 . وهذا يحدث عندما تكون التربة كثيفة اوقوية بحيث ان منحني الهبوط يشابه المنحني (1) في الشكل 4.1 وخلاف ذلك فان الاساس في التربة غير الكثيفة اوغير القوية يغطس قبل ان تتشرحالة التوازن اللدن الى النقطة D في الشكل 4.2 (b) بحيث ان منحني الهبوط يكون مشابها الى المنحني (2) في الشكل 4.1 وعليه فان القيمة التقريبية لقابلية التحمل q_f لاساس شريطي على تربة من هذا

النوع يمكن الحصول عليها بافتراض ان التماسك C والاحتكاك ϕ للتربة يساوي ثلثي القيم المماثلة من معادلة كولومب (Coulomb equation) اي ان

$$C' = \frac{2}{3} C \qquad (4.4)$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

حيث ان

ϕ,C هما معاملي مقاومة القص وان

ϕ',C' هما معاملي مقاومة القص المعدلة المستعملان في المعادلة 4.3 في حالة اخفاق القص الموضعي .

4-3-3 تأثير موقع سطح الماء الجوفي على قابلية التحمل

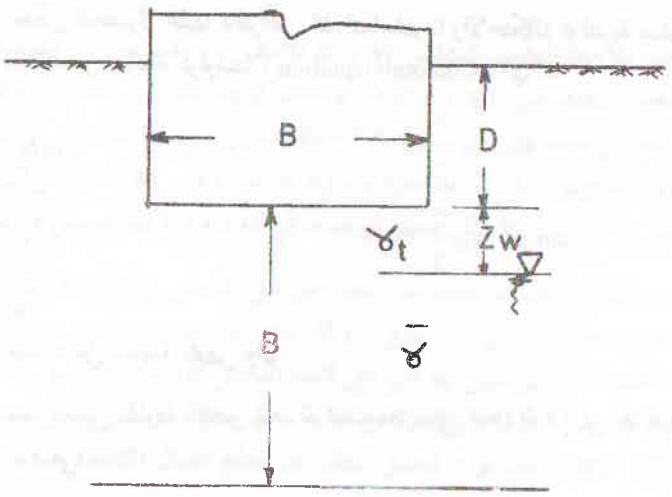
ان موقع مستوى الماء الجوفي له تأثير كبير على قابلية التحمل . وتجدر الملاحظة من ان الكثافة الثقلية للتربة المغمورة تقارب نصف مقدارها فوق مستوى الماء الجوفي . وعليه فان المقدارين في الحدين الثاني والثالث في المعادلة

$$q_p = CN_c + qN_q + \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma \qquad (4.3)$$

ينقصان اذا تعرضت التربة للانغمار . ولهذا السبب . فان قابلية التحمل تحتسب على افتراض اعلى مستوى للماء الجوفي في الموقع المخصص والمتوقع مدى العمر للمنشأ المصمم فاذا كان اعلى مستوى للماء الجوفي يقع ضمن العمق $z_w \leq B$ تحت مستوى الاساس ، الشكل 4.5 . تكون الكثافة الثقلية المؤثرة γ للتربة تحت قاعدة الاساس في الحد الثالث من المعادلة 4.3

$$\gamma = \gamma' + \frac{Z_w}{B}(\gamma_t - \gamma')$$

حيث ان γ' = الكثافة الثقلية المغمورة وان γ_t = الكثافة الثقلية الكلية للتربة . واذا كان مستوى الماء الجوفي يقع تحت العمق $Z_w = B$ فان γ تؤخذ مساوية الى γ_t . واذا كان مستوى الماء الجوفي مع مستوى قاعدة الأساس اواعلى منها . فان الكثافة الثقلية المغمورة γ' تستعمل في الحد الثالث من المعادلة 4.3 . اما بشأن الكثافة الثقلية في الحد الثاني من المعادلة 4.3 فان γ_t تستعمل اذا كان مستوى الماء الجوفي مع مستوى



الشكل 4 ـ 5 تغير منسوب الماء الجوفي في التربة

القاعدة للاساس اوتحته . وفي الحالة التي يكون فيها مستوى الماء الجوفي ضمن العمق D يجزأ المقدار $\bar{\gamma}D = q$ وتؤخذ γ_t للتربة غير المغمور و γ للتربة المغمورة . ويفترض في كل ما تقدم ان الماء ساكن . وفي حالة التسرب يكون تأثير الماء على قابلية التحميل كبيراً . فاضافة الى احتمال التعرية نتيجة وجود قوة التسرب (seepage force) تتغير الكثافة الثقلية للتربة اعتمادا على اتجاه التسرب . ولا يغب على البال ان قوة التسرب $= \gamma_w i$ ، حيث ان i هو الانحدار المائي (hydraulic gradient) و $\gamma_w =$ الكثافة الثقلية للماء . هذا وتساوي الكثافة الثقلية $\bar{\gamma}$ التي يجب ان تستخدم في المعادلة 4.3 ناتج مـــن الكميات المتجهة . وعلى سبيل المثال في حالة ترسب الماء باتجاه شاقولي من اعلى الى اسفل تساوي الكثافة الثقلية للتربة مجموع الكثافة الثقلية المغمورة وقوة التسرب . وعلى النقيض من ذلك تساوي الكثافة الثقلية الفرق بين الكثافة المغمورة وقوة التسرب عند تسرب الماء باتجاه شاقولي من اسفل الى اعلى .

4-3-4 ـ تأثير شكل الاساس على قابلية التحمل

أن الحل النظري لقابلية التحمل لأساس يختلف شكله عن شكل الأساس الشريطي يواجه صعوبات كثيرة . وقد تمكن الباحثون من الحصول على حل لحالة التماثل المحوري

لأساس دائري فقط . أما للاشكال الأخرى للاسس ، فمن المقارنات لفحوص التحميل لأسس مختلفة الشكل ، أجري تعديل على المعادلة 4 . 3 وجـاءت بالشكل الآتي :

$$q_f = CN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \qquad (4.6)$$

حيث ان S = معامل الشكل المقترح من قبل دي بير (De Beer) والمعدل من قبل فيزك (Vesie) والمبين في الجدول ـ 4.2 .

الجدول ـ 4.2 معاملات الشكل للاسس الضحلة .

شكل الأساس	S_γ	S_q	S_c
اساس شريطي	1. 00	1.00	1.00
اساس مستطيل	$1 - 0.4\ \frac{B}{L}$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\frac{N_q}{N_c}$
أساس دائري أومربع	0·60	$1 + \tan\phi$	$1 + N_q / N_c$

اما المقادير N_γ ، N_q و N_c فهي معادلات قابلية التحمل لاساس شريطي تؤخذ من الجدول ـ 4·1 .

المثـــال ـ 4·1

اذا وضع اساس مستطيل الشكل ابعاده 4·2 m X 1·4 m على عمق 1 m في تربـة طينية مشبعة كثافتها الثقلية $\gamma = 21\ KN/m^2$ ومعاملا مقاومة قصها من فحص القص غير المنضـم غيـــر المبـــزول (unconsolidated undrained test) يساويان $C_u = 22\ KN/m^2$ ، $\phi_u = 0$ ، فاحسب قابلية التحمل القصوى على فرض ان سرعة التحميل على الاساس سريعة اذا قورنت بمعدل سرعةتلاشي ضغط المسام الزائد ، اي ان حالة القص غير المبزول هي السائدة في حالة الاخفاق . كذلك على فرض ان منحنـــي الهبوط مشابهة للمنحني (1) في الشكل – 4.1 .

الحـــل :

$$q_f = CN_c + qN_q S_q + \tfrac{1}{2} B\gamma N_\gamma S_\gamma \qquad (4.6)$$

من الجدول – 4.1 ولزاوية $\phi = 0$ نحصل على

$N_c = 5{\cdot}14$

$N_q = 1{\cdot}0$

$N_\gamma = O$

ومن الجدول – 4.2

$$S_c = 1 + \frac{B}{L}\,\frac{N_q}{N_c}$$

$$= 1 + \frac{1{\cdot}4}{4{\cdot}2} \times \frac{1}{5{\cdot}14} = 1{\cdot}065$$

وأن

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$= 1$$

$$\therefore q_f = 22 \times 5{\cdot}14 \times 1{\cdot}065 + [\,21 \times 1 \times 1\,]$$

$$q_f = 120{\cdot}5 + 21$$

$$q_f = 141{\cdot}5\ \text{KN}/\text{m}^2$$

المثـــال – 4.2

اذا وضع اساس مستطيل الشكل ابعاده 4.2 m × 1.4 m على عمق 1 m من سطح لارض في تربة طينية مشبعة كثافتها الثقيلة 21 KN / m² ومعاملاً مقاومة قصها مـــن فحص القص المنضم والمبزول (CD test) هما $\bar{C} = 4\ \text{KN}/\text{m}^2$, $\phi = 25°$ وكان منسوب الماء الجوفي على بعد 1.35 m عن سطح الارض .

فاحسب قابلية التحمل القصوى على افتراض أن سرعة تحميل الاساس بطيئة بحيث أن ضغط المسام الزائد يساوي صفرا . أي أن حالة البزل (drained condition) هي السائدة في حالة الاخفاق . وعلى فرض أن منحني الهبوط مشابه للمنحني (1) في الشكل – 4.1 .

الحـــل :

من الجدول – 4.1

$N_c = 20{\cdot}72$

$N_q = 10{\cdot}66$

$N_\gamma = 10{\cdot}88$

ومن الجدول – 4.2

$$S_c = 1 + \frac{1}{3} \times 0{\cdot}51$$

$$= 1 + 0{\cdot}17 = 1{\cdot}17$$

$$S_q = 1 + \frac{1}{3} \times 0{\cdot}47$$

$$= 1 + 0{\cdot}16 = 1{\cdot}16$$

$$S_\gamma = 1 - 0{\cdot}4 \times \frac{1}{3}$$

$$= 1 - 0{\cdot}134 = 0{\cdot}866$$

ومن المعادلة 4.5

$$\gamma = \bar{\gamma} + \frac{Z_w}{B}(\gamma_t - \bar{\gamma})$$

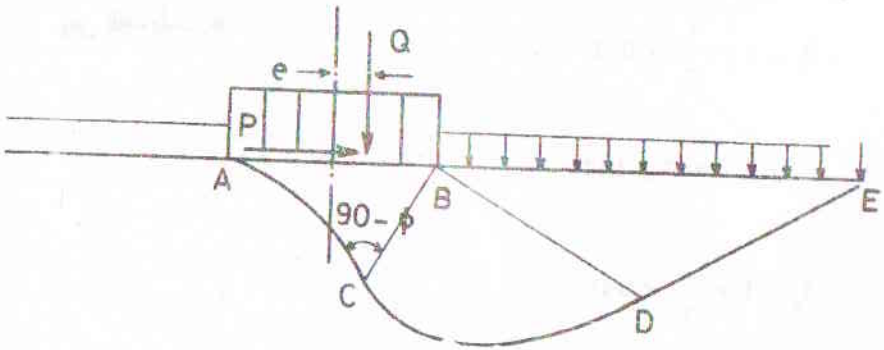
$$= (21 - 10) + \frac{0{\cdot}35}{1{\cdot}4}(21 - 11) = 13{\cdot}50\ \text{KN}/\text{m}^3$$

وعند وضع هذه المعاملات في المعادلة 4.6 نحصل على

$$q_f = 4 \times 20{\cdot}72 \times 1{\cdot}17 + 21 \times 1 \times 10{\cdot}66 \times 1{\cdot}16 + \tfrac{1}{2}\times 13{\cdot}5 \times 1{\cdot}4 \times 10{\cdot}88 \times 0{\cdot}87 = 96{\cdot}97 + 259{\cdot}68 + 89{\cdot}45 = 446\ \text{KN}/\text{m}^2$$

4·3·5 ـ تأثير ميل الحمل واختلاف تمركزه على قابلية التحمل

اذا كان الحمل مائلاً (inclined) اوغير متمركز (eccentric) .
اوكان الحمل مائلاً وغير متمركز في وقت واحد . فأن مسألة قابلية التحمل تكون معقدة الى حد ما وذلك لوجود مركبة افقية P كمافي الشكل – 4·6 .



الشكل 4·6 مخطط الانزلاق النظري تحت الاحمال المائلة غير المتمركزة

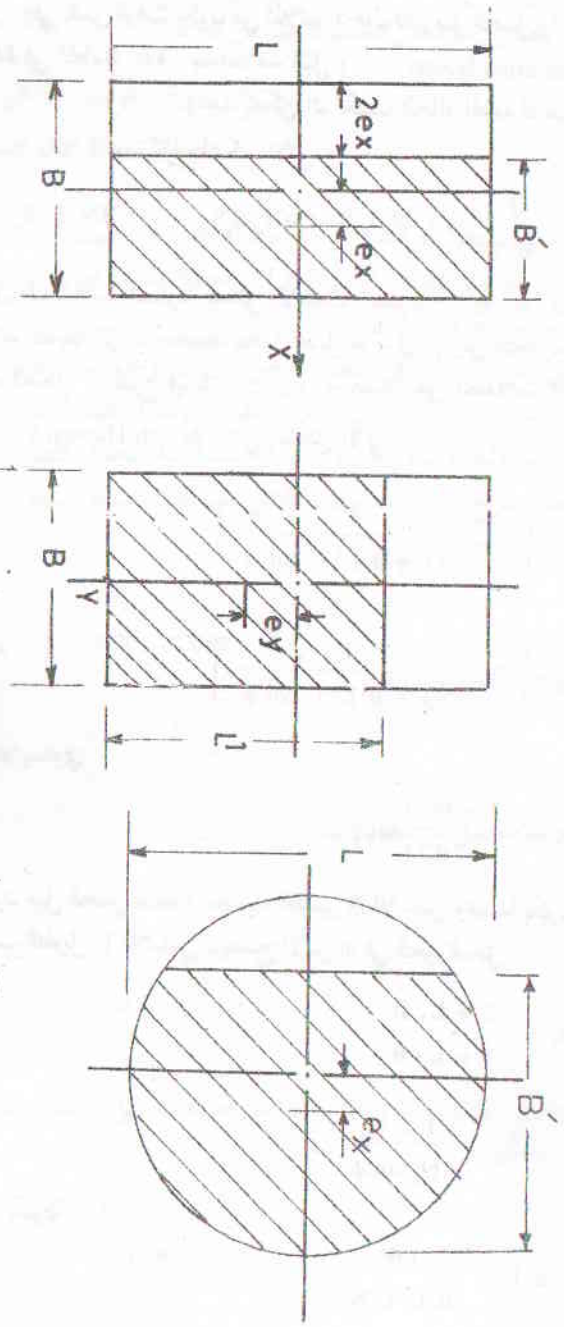
وتجدر الملاحظة أن الأخفاق قد يحدث نتيجة انزلاق (sliding) الاساس على طول AB او القص الشامل (general shear) للتربة التحتية . وعندما يكون الاساس على حافة الانزلاق . تكون العلاقة بين المركبة الافقية P والمركبة الشاقولية Q لرد فعل الاساس بالشكل الاتي

$$P_{max} = Q \tan \phi + A' Ca \qquad (4·7)$$

حيث أن A = مساحة التحميل الموثرة للاساس الشكل – 4·7

وتمثل C_a و ϕ على التوالي مقاومة الالتصاق (adhesion) وزاوية الاحتكاك الداخلي .

هذا وتشابه طريقة ايجاد المركبة الشاقولية القصوى التي تسبب الاخفاق من القص الشامل الطريقة المستعملة للحمل المتمركز الشاقولي . وقد بينت البحوث النظرية والتجريبية أنه في حالة الاختلاف المركزي (eccentricity) يحتسب عرض مؤثر وهي $B' = B - 2e$ للاساس بدلاً من العرض الحقيقي . الشكل – 4·7 . ويكون الحل الى



الشكل 4·7 تأثير الحمل غير المتمركز على مساحة التحميل المؤثرة .

الجانب الامين . وفي نفس الوقت يكون من الملائم ادخال تأثير ميل الحمل وذلك بضرب الحدود المنفردة في المعادلة 4.6 بمعاملات الميل (inclination factors) S_{ci} S_{qi} $S_{\gamma i}$. وعليه يمكن أن تكتب الحالة العامة لقابلية التحمل التي تتضمن حملاً مائلاً لا متمركزاً بالشكل الاتي :

$$q_f = \frac{Q_n}{B' L'} = C N_c S_c S_{ci} + q N_q S_q S_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma S_{\gamma i} \qquad (4.8)$$

واستناداً الى التحليلات الصارمة لمسائل الانفعال المستوى (plane strain) للاساس على تربة عديمة الوزن ومحملة بحمل مائل مركزي . ومن التجارب العملية لأسس مستطيلة الشكل . اقترح فيزك (Vesic) تعديلاً على المعاملات التي وضعها برنك هانس 1965 (Brinch Hansen) على الشكل الآتي :-

$$S_{qi} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' C \cot \phi} \right]^m \qquad (4.9)$$

$$S_{\gamma i} = \left[1 - \frac{P}{Q + B' L' C \cot \phi} \right]^{m+1} \qquad (4.10)$$

حيث أن الأس m يساوي

$$m_N = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \qquad (4.11)$$

وذلك عندما يكون ميل الحمل باتجاه الجانب القصير B للاساس وعندما يكون الحمل مائلاً باتجاه الجانب الطويل L للاساس . يصبح الأس m في التعبير السابق

$$m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \qquad (4.12)$$

ويكون

$$S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_c \tan \phi} \qquad (4.13)$$

وللحالة $\phi = O$ يكون

$$S_{ci} = 1 - \frac{mP}{B' L' C N_c} \qquad (4.14)$$

واذا كان ميل الحمل باتجاه n ، ويعمل زاوية θ_n مع اتجاه الجانب الطويل L للاساس . فان المعامل m_n يمكن الحصول عليه من العلاقة

$$m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n \qquad (4.15)$$

المثـــال – 4.3

اذا كان اساس مستطيل عرضه 1.4 m وطوله 4.2 m وعمقه 1.0 m عن سطح تربة طينية مشبعة كثافتها الثقيلة 21 KN / m³ ومعاملاً مقاومة قصها من تجربة القص غير المنضمة غير المبزولة (UU test) هما $\phi_u = O$ و $C_u = 22$ KN / m² وكان منسوب الماء الجوفي على بعد 0.8 m عن سطح الارض . وكان الاختلاف المركزي 0.20 m باتجاه عرض الاساس ($e_B = 0.20$ m) B ، ومقدار المركبة الافقية P يساوي 46.2 KN ومقدار المركبة الشاقولية Q يساوي 220 KN ، فاحسب قابلية التحمل القصوى على فرض ان معدل التحميل سريع اذا قورن بمعدل تلاشي الزيادة في ضغط المسام .

الحـــل

عرض الأساس المؤثر

$$B = 1.4 - 2 \times 0.20 = 1.0 \text{ m}$$

والأس m_B هو من المعادله 4.11

$$m_B = \frac{2 + 1/3}{1 + 1/3} = 1.75$$

وعليه تكون معاملات الميل من المعادلات 4.9 ، 4.10 ، 4.14

$$S_{qi} = 1$$

$$S_{ci} = 1 - \frac{1.75 \times 46.2}{1 \times 4.2 \times 22 \times 5.14}$$

$$= 0.83$$

ومن الحل المتوفر في المثال – 4.1 والأستفادة من معاملات الميل . تساوي قابلية التحمل القصوى من المعادلة 4.8

$$q_f = 120.5 \times 0.83 + 19 \times 1$$

$$= 100 + 19 = 119 \text{ KN / m}^2$$

المثـــال 4.4

من المعلومات المتوفرة في المثال ــ 4.3 . أحسب قابلية التحمل القصوي على فرض ان معدل التحميل بطيء اذا قورن بتلاشي الزيادة في الضغط المسام . وان معامل مقاومة التربة من فحص القص المنضم والمبزول هما $\bar{C} = 4\ KN/m^2$, $\bar{\phi} = 25°$ وعلى فرض أن منحني الهبوط مشابه الى المنحني (1) في الشكل ــ 4.1

الحـــل

من الجدول 4.1 نحصل على

N_c 20.72
$N_q = 10.66$
$N\gamma = 10.88$
$N_q / N_c = 0.51$
$\tan \phi = 0.47$

ومن المعادله 4.9 نحصل على

$$S_{qi} = \left[1 - \frac{46.2}{220 + 1 \times 4.2 \times 4 \times 2.14} \right]^{1.75}$$

$$= 0.70$$

ومن المعادلة 4.13 والجدول 4.1 نحصل على :

$$S_{ci} = 0.70 - \frac{1 - 0.70}{20.72 \times 0.47}$$

$$= 0.67$$

ومن المعادلة 4.10 نحصل على

$$S_{\gamma i} = \left[1 - \frac{46.2}{220 + 1 \times 4.2 \times 4 \times 2.14} \right]^{2.75}$$

$$= 0.58$$

ومن الجدول ــ 4.2

$$S_c = 1 + \frac{1}{3} \times 0.51 = 1.17$$

$$S_q = 1 + \frac{1}{3} \times 0.47 = 1.16$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \times \frac{1}{3} = 0.87$$

ومن المعادلة ــ 4.8

$$q_f = 4 \times 20.72 \times 1.17 \times 0.67 + 19 \times 10.66 \times 1.16 \times 0.70$$

$$+ \frac{1}{2} \times 1.4 \times 11 \times 10.88 \times 0.87 \times 0.58$$

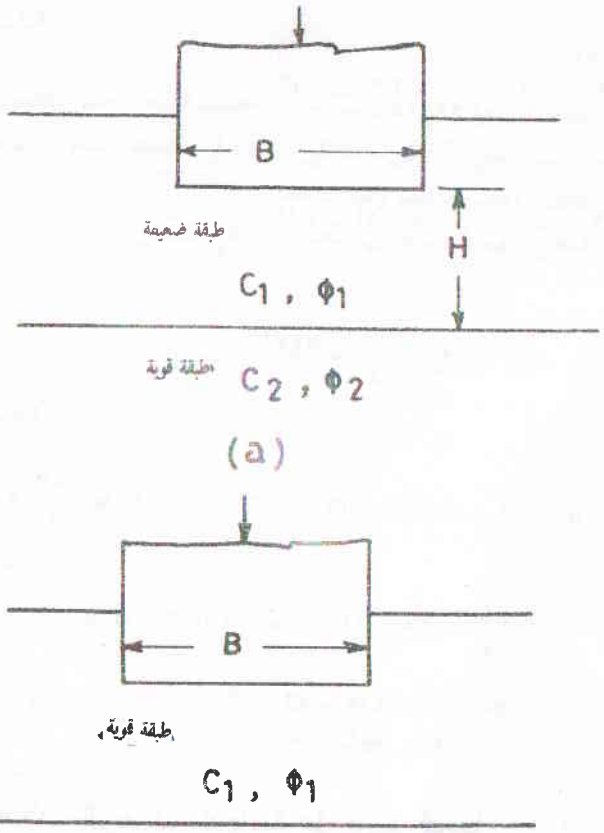
$$= 64.97 + 164.46 + 42.27$$
$$= 271.7\ KN/m^2$$

4-3-6 ـ تأثير حالات التربة غير المتجانسة على قابلية التحمل

قد يكون من الضروري وضع الأسس في رسوبيات متراصة في طبقات بحيث أن سمك الطبقة الفوقية لايكون كافياً ليشمل المنطقة المزقة ACDE في الشكل 4.2 فأن أمتد التمزق الى الطبقة التحتية اوتأثر بها . فأن قابلية التحمل تتغير الى حد ما. ومن المتوقع أن تزداد قابلية التحمل اذا كانت التربة التحتية قوية وتقل قابلية التحمل اذا كانت التربة التحتية ضعيفة . هذا وأن هناك حلولاً كثيرة مقترحة لتخمين قابلية التحمل لمثل هذه الحالات .

وان أبسط الحالات التي يمكن اعتبارها ممثلة لقطع طبقتين هي : ــ

1 ــ طبقة تحمل ضعيفة فوق طبقة قوية . الشكل 4.8 (a)
2 ــ طبقة تحمل قوية فوق طبقة ضعيفة . الشكل 4.8 (b)



الشكل 8 . 4 طبقتان نموذجيتان في مقطع التربة

وتجدر الأشارة الى أن البحوث التجريبية لبرادن ومايرهوف 1969 (Brown & Meyerhof) قد بينت ان الأخفاق في التربة للحالة الأولى في الشكل 4·8 (a) يظهر على هيئة جريان لدن جانبي الى حد ما . ويكون شكل الأخفاق للحالة الثانية من صنف الاخفاق الخرقي (punching shear) الذي يمثل حالة نزول الأساس في التربة وقصها عند حافات الأساس .

ويكون قابلية التحمل لكلتا الحالتين على الشكل الآتي :-

$$q_f = C_1 N_m + q \qquad (4\cdot16)$$

حيث ان C_1 يمثل مقاومة القص للتربة من فحص القص غير المبزول للطبقة العليا . وان N_m هو معامل قابلية التحمل المعدل الذي يعتمد على النسبة لمقاومتي القص للتربة في الطبقتين C_2 / C_1 . والسمك النسبي للطبقة الفوقية H/D ، اضافة الى شكل الأساس . وقد أعطى فيزك (Vesic) المقادير للمعامل N_m للحالة الأولى التي فيها كما هو مبين في الجدول 4·3 .

الجدول 4·3 معامل قابلية التحمل المعدل Nm

أساس مستطيل طويل ($L/B < 5$)

C_2/C_1 / B/H	2	4	6	8	10	20	∝
1·0	5·14	5·14	5·14	5·14	5·14	5·14	5·14
1·5	5·14	5·31	5·45	5·59	5·70	6·14	7·71
2	5·14	5·43	5·69	5·92	6·13	6·95	10·28
3	5·14	5·59	6·00	6·38	6·74	8·16	15·42
4	5·14	5·69	6·21	6·69	7·14	9·02	20·56
5	5·14	5·76	6·35	6·90	7·42	9·66	25·70
10	5·14	5·93	6·69	7·43	8·14	11·40	51·40
∝	5·14	6·14	7·14	8·14	9·14	14·14	∝

اساس دائري او مربع ($L/B = 1$)

C_2/C_1 / B/H	4	8	12	16	20	40	∝
1	6·17	6·17	6·17	6·17	6·17	6·17	6·17
1·5	6·17	6·34	6·49	6·63	6·76	7·25	9·25
2	6·17	6·46	6·73	6·98	7·20	8·10	12·34
3	6·17	6·63	7·05	7·45	7·82	9·36	18·51
4	6·17	6·73	7·26	7·75	8·23	10·24	24·68
5	6·17	6·80	7·40	7·97	8·51	10·88	30·85
10	6·17	6·96	7·74	8·49	9·22	12·58	61·70
∝	6·17	7·17	8·17	9·17	10·17	15·17	∝

وللحالة الثانية التي فيها $\frac{C_2}{C_1} < 1$. يساوي المعامل N_m

$$N_m = \frac{1}{\beta} + \frac{C_2}{C_1} S_c N_c \qquad (\leq S_c N_c) \qquad (4\cdot17)$$

حيث أن

$$\beta = BL / [\,2(B + L)H\,]$$

وأن

N_c = معامل قابلية التحمل من الجدول ـ 4·1

S_c = معامل الشكل من الجدول ـ 4·2

أما في حالة وجود تربةرملية زاوية احتكاكها الداخلي $25^\circ \leq \phi \leq 50^\circ$

فوق تربة من نوع آخر . فأن قابلية التحمل تكون بالصيغة الآتية : ـ

$$q_f = q''_f \exp\left\{0\cdot67\left(1 + \frac{B}{L}\right)\frac{H}{B}\right\} \qquad (4\cdot18)$$

حيث أن

q'_f = قابلية التحمل لتربة أساس وهمي بنفس الأبعاد والشكل جالس على الطبقة الثانية . وتجدر الملاحظة ان الزيادة في السمك تقلل من تأثير التربة التحتية على التربة الفوقية ويكون مقدار السمك الحرج H_c الذي يتلاشى بعده تأثير التربة

$$\left(\frac{H}{B}\right)_c = \frac{3 \ln (q'_f / q''_f)}{2(1 + B/L)} \qquad (4\cdot19)$$

حيث أن

q''_f = قابلية التحمل للتربة الفوقية عندما لايكون ثمة تربة تحتية

تأثير عمق الاساس على قابلية التحمل

لقد درس سكيمتون (Skempton) تأثيرعمق الأساس على قابلية تحمل التربة الطينية المشبعة وبين ان قابلية التحمل القصوى للحالة $\phi_u = 0$ تساوي

$$q_f = C_u N_c + qN_q$$

عمـق الأسـاس D

حيث ان مقدار N_c يعتمد على نسبة ——————

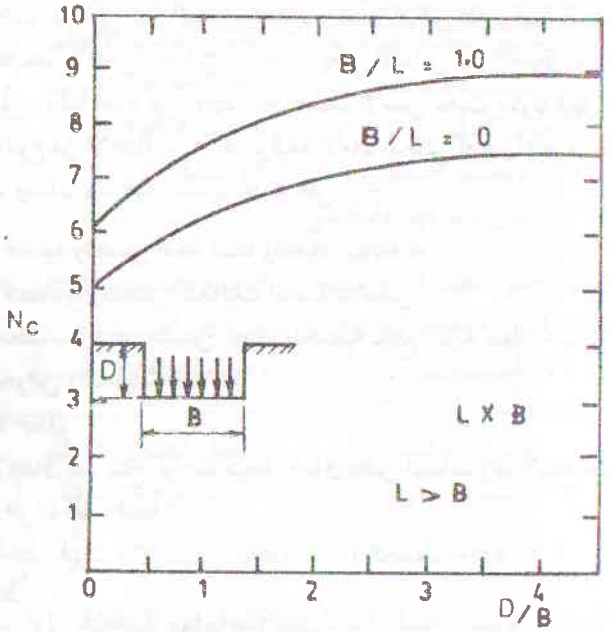
عـرض الأسـاس B

ويحتسب للأساس المستطيل من العلاقة

$$N_c = \left(1 + 0\cdot2\,\frac{B}{L}\right) \times N_c$$

لأساس شريطي . لأساس مستطيل

ويؤخذ مقدار N_c لأساس شريطي ومربع من الشكل 4.9



الشكل 9 . 4 معامل قابلية التحمل للاسس على التربة الطينية

المثـال ـ 4·5

أساس مربع الشكل بالأبعاد1.m × 1 m في تربة طينية مشبعة

$C_u = 40\ KN/m^2$, $\phi_u = 0$

1 ـ جد أقل بعد D لاتحصل بعده زيادة في قوة التحمل الأقصى الصافي

2 ـ أحسب مقدار قابلية تحمل التربة الأقصى الكلي اذا علمت أن

$\gamma = 20\ KN/m^3$

الحـــل :-

1 - من الشكل - 4·9

$$\frac{D}{B} = 4.5 \quad \text{وعليه فأن} \quad D = 4.5\ m$$

2 -

$$q_f = 40 \times 9 + 20 \times 4.5$$
$$= 360 + 90 = 450\ KN/m^2$$

4·4 - معامل الأمان

ان التحليلات المبينة في هذا الفصل وضعت جميعها لغرض تقدير قيمة الحمـــل الأقصى Q اوالضغط الأقصى q_f التي عندها قد يعاني الأساس من الأخفاق اوالتصدع في قابلية التحمل . وكما أشرنا في الفقرة 4·1 تصمم الأسس بحيث يكون فيها أمـــان كاف ضد هذا النوع من الأخفاق . ان تقدير قيمة الأمان الكافي لعنصر أوجزء أساسي من المنشأ صعب وذلك لأن هذا التقدير يعتمد على :-

1 ــ اعتبارات خدمية وتتضمن صفة المنشا والحياة المتوقعة له
2 ــ الناحية الاقتصادية وتتضمن التكاليف النسبية للاساس .
3 ــ اعتمادية معطيات التربة وتتضمن المعرفة الحقيقية لمقطع التربة كاملا اعتمادا على منهاج الفحوص والتحريات الشاملة
4 ــ احتمال الاخفاق
5 ــ عواقب الاخفاق فقد تنتج كوارث نتيجة اخفاق بعض المنشآت وقد لاينتج عـــن بعضها الاخر اية امور جدية .

هذا وقد اعطى فيزك 1970 (Vesic) الجدول - 4·4

كمرشد اولي لاختيار معامل الأمان

وتجدر الاشارة الى ان الضغط الحقيقي على التربة المتسبة عن وزن المنشأ يدعـــى بضغط الاساس الكلي (q_s) . وان ضغط الاساس الصافي (q_n) هوالزيادة في الضغط عند مستوى الاساس ويساوي ضغط الاساس الكلي ناقصا وزن التربة المزاحة اي ان $q_n = q_s - \gamma D$

ويعرف معامل الامان F) بالنسبة لاخفاق القص بدلالة قابلية التحمل القصوى الصافية q_{nf} اي ان

$$F = \frac{q_{nf}}{q_n} = \frac{q_f - \gamma D}{q_s - \gamma D} \qquad (4\cdot20)$$

الجدول - 4·4 معاملات الامان الصغرى لتصميم الاسس الضحلة .

الصنف	منشـــا نموذجـــي	ميـــزة الصنـــف	تحريات التربـــة شامله ومكتملة	تحريات التربـــة محـــدودة
	جسور السكك الحديدية المستـــودعـــات فرن الصهر صومعـــة حبـــوب جدار ساند هيدروليكـــي	الحمل المصمم الاعظم مرجح وجوده غـــالبا عواقب الاخفاق كارثـــة	3·0	4·0
B	جسور الطـــرق العامـــة المباني الخفيفة الصناعيـــة والعـــامـــة	الحمل المصمـــم الاعظم 2·5 قد يوجد احيـــانـاً وعواقب الاخفاق جديـــة	2·5	3·5
C	مبانـــي الشقـــق والـــدوائـــر	الحمل المصمم الاعظم من غير المرجح وجوده	2·0	3·0

4·5 - حساب قابلية تحمل التربة من الفحوص الموقعية

4·5·1 - فحص التحميل*

ان فحص التحميل (load test) يتضمن زيادة الحمل على التربة بمراحـــل ويقاس مقدار الهبوط المناظر لكل زيادة . ونستعمل بعدئذ معطيات قياس الحمل والهبوط لتخمين سلوك الاساس الحقيقي . والطريقة المتبعة في الفحص هي استعمال صفائـــح

* لمزيد من المعلومات يراجع الفصل الاول (تحريات الموقع) الفقرة (فحص تحميل الصفيحة)

بأبعاد 0·30 – 1·0 m . ولايخفى ان استعمال صفائح بأبعاد اكبر غير عملي وذلك لصعوبة الحصول على احمال كبيرة . ويستفاد من نتائج فحص التحميل قابلية التحمل للاسس كما هو مبين في المثال — 4·6 . ونجدر الاشارة الى ان فحص التحميل يكون إعادة للترب العديمة التماسك وتكون النتائج مقبولة اذا كانت التربة في الموقع متجانسة لعمق كبير بالنسبة لابعاد الاساس .

المثـــال – 4·6

اذا علمت ان قابلية تحمل تربة عديمة التماسك لصفيحة بأبعاد 0·3 × 0·3 m وعلى عمق 0·9 m تساوي 342 KN / m² ، وان الكثافة الثقلية للتربة γ = 15·7 KN / m³ . فاحسب قابلية التحمل لاساس بأبعاد 1·8 × 1·8 m وعلى عمق 0·9 m تحت مستوى الارض

الحـــل :

من المعادلة 4·6 ومن الجدول 4·2 نحصل على

$$q_f = qN_q (1 + \tan \phi) + 0{\cdot}3 \gamma B N_\gamma$$

وبتعويض قيم q_f ، q ، γ و B نحصل على

$$342 = 0{\cdot}9 \times 15{\cdot}7 N_q (1 + \tan \phi) + 0{\cdot}3 \times 15{\cdot}7 \times 0{\cdot}3 N_\gamma$$

وباتباع طريقة التجربة والخطأ واستعمال الجدول 4·1 نحصل على $\phi = 28°$ وعليه تساوي q_f للاساس

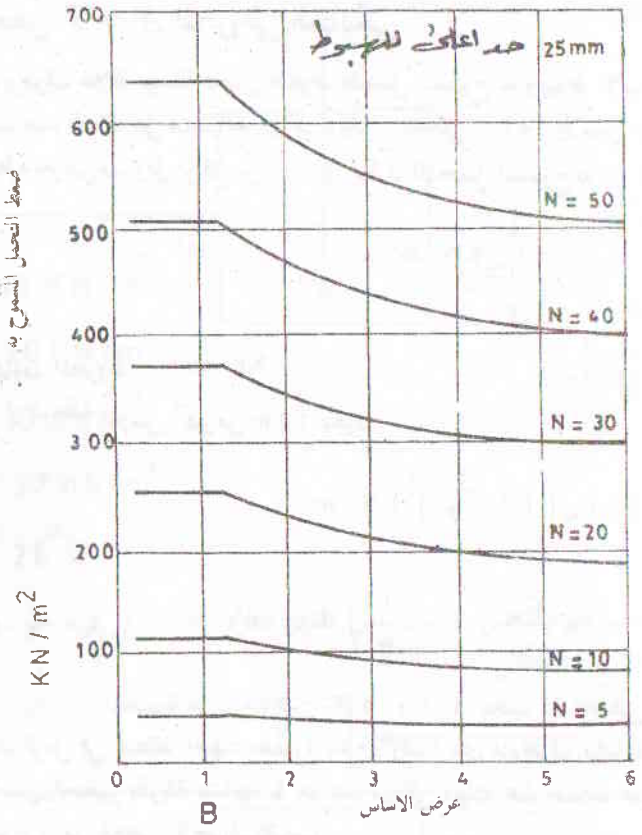
$$\begin{aligned} q_f &= 0{\cdot}9 \times 15{\cdot}7 \times 14{\cdot}72 \times 1{\cdot}53 + 0{\cdot}3 \times 1{\cdot}8 \times 15{\cdot}7 \times 16{\cdot}72 \\ &= 318 + 142 \\ &= 460 \text{ KN/ m}^2 \end{aligned}$$

4·5·2 – فحص الاختراق القياسي

ان تجربة الاختراق القياسي يمكن أن تستعمل لتعيين قابلية التحمل للترب العديمة التماسك . وقد ارسى ترزاكي وبيك في عام 1948 علاقة وضعية (empirical) بين عدد الاختراق القياسي N . وعرض الاساس B وضغط التحمل q_a المحدد بهبوط

لمزيد من المعلومات يراجع الفصل الاول (تحريات الموقع) الفقرة (فحص الاختراق القياسي)

كلي 25 mm وهبوط متباين 75% من الهبوط الكلي . الشكل 4·10 . وتجدر الاشارة الى أن الضغط q هو ضغط التحمل المسموح به (allowable bearing capacity) وأن هذا الضغط هو عبارة عن شدة التحميل الصافية والامينة التي عندها لايحدث اخفاق في التربة ولايحدث هبوط يؤثر على عمل المنشأ .



الشكل 4·10 العلاقة بين مقاومة الاختراق القياسي وضغط التحمل المسموح به

وليلاحظ أن الضغط المسموح به في الشكل – 4·10 مستند على افتراض كون منسوب المياه على عمق اكثر من B . واذا اقترب الماء من سطح الارض ، فان ضغط التحميل المسموح به يقل . وقد ارتأى ، أن الاستكمال الخطي (linear interpolation) يجب ان يستعمل بين تقليل مقداره 50% في حالة كون منسوب الماء مع مستوى الارض وتقليل مقداره صفر في حالة كون منسوب الماء على عمق B تحت الاساس .

والجدير بالذكر أن معدل قيم N يحدد لعمق $\bar{B}$ تحت الاساس ويستعمل المعدل الاصغر في التصميم . ولاسس متوالية يكون الضغط الناتج من اختيار اكبر اساس هو الذي يستعمل لحساب ابعاد كل الاسس الباقية . وفي حالة اسس الحصير (mat fountation) يجب أن يضاعف التحمل المسموح به الناتج من الشكل – 4·10 وذلك لان مقدار الهبوط المسموح به هو 50 mm

4·5·3 – فحص الاختراق المخروطي الستاتيكي

اقترح مايرهوف علاقة مبسطة لتعيين ضغوط التحمل المسموح به ولهبوط لايتجاوز 25 mm وتعتمد هذه العلاقة على منحنيات ترزاكي وبيك ، الشكل – 4·9 .ولاسس مربعة الشكل اوشريطية بعرض مساوالى اوأقل من 1·2 m يكون التحمل المسموح به q_a هو

$$q_a = 3{\cdot}6\, C_{kd}\ KN/m^2 = \frac{C_{kd}}{30}\ Kg/cm^2 \qquad (4{\cdot}21)$$

حيث أن

C_{kd} = مقاومة المخروط . Kg/cm^2

ولاسس مربعة اوشريطية بعرض أكبر من 1·2 m يكون

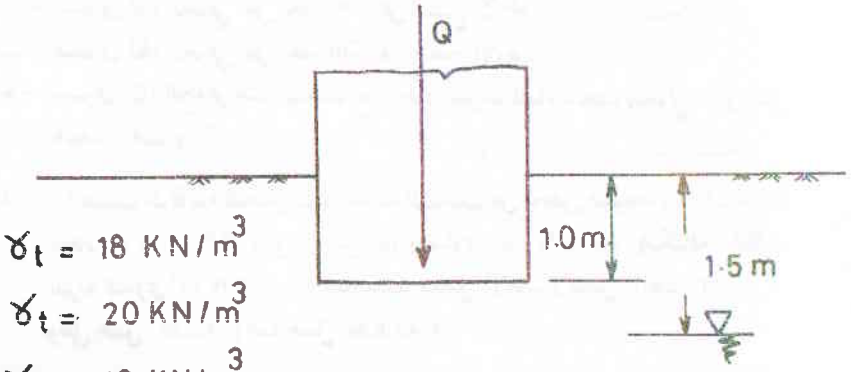
$$q_a = 2{\cdot}1\, C_{kd}\left(1 + \frac{1}{B}\right)^2 KN/m^2 \qquad (4{\cdot}22)$$

$$= \frac{C_{kd}}{50}\left(1 + \frac{1}{B}\right)^2 Kg/cm^2$$

هذا وان قيم q_a المحسوبة من المعادلتين 4·21 و 4·22 يجب أن تخفض الى النصف اذا كان الرمل في منطقة اجهاد مغمورة بالماء . وقد ارتأى مايرهوف مضاعفة المقدار q_a لاسس الحصير بطريقة مشابهة لما هو عند ترزاكي وبيك عند حساب ضغط التحمل المسموح به من فحص الاختراق القياسي .

مسائل

1 – اذا كانت العلاقة بين الاجهاد والانفعال من صنف القص الموضعي . في اساس مستطيل الشكل بالابعاد 2m × 3m في تربة خواصها مبينة ادناه فاحسب مقدار الحمل Q اذا كان معامل الامان



$\gamma_t = 18\ KN/m^3$

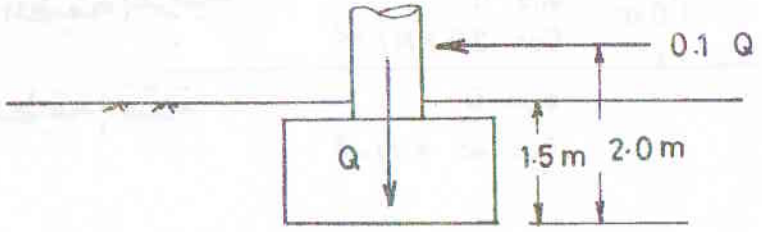
$\gamma_t = 20\ KN/m^3$

$\gamma_w = 10\ KN/m^3$

$C = 27\ KN/m^3$

$\phi = 26^\circ$

2 – احسب مقدار الحمل Q لأساس دائري قطره 2.0m في تربة خواصها مبينة ادناه اذا كان معامل الامان 3 .



$\bar{C} = 0$

$\bar{\phi} = 30^\circ$

$\gamma_t = 18\ KN/m^3$

الفصل الخامس

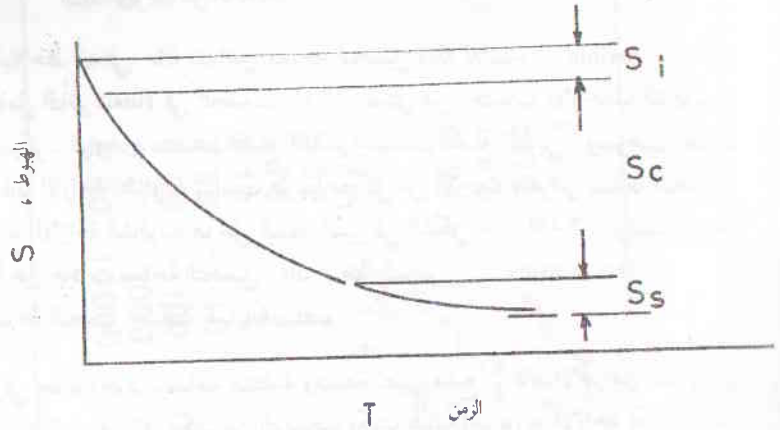
الهبوط وتوزيع الاجهادات

5·1 — مقدمة

ان انتقال الحمولات من اساس المنشأ الى التربة التحتية يسبب التشوه (deformation) في التربة والهبوط لسطح الارض تحت المنشأ وقربه . ونتيجة لهبوط الاساس . قد يضعف عمل المنشأ وقد أن التربة الساندة لم تخفق .

ولايقتصر اعتماد شكل الهبوط ودلالته على المنشأ على مقطع التربة (soil profile) التحتية وخواصها فحسب، بل يعتمد ايضاً على نوع المنشأ واستجابته للهبوط وتفاعله مع التربة ووظيفته المقصودة . ولاجل ذلك تتضمن أهمية الهبوط القيمة الكلية للهبوط والهبوط المتباين (differential settlement) .

هذا وان مسلك الهبوط للتربة يتصف عادة بما يسمى بمنحني الزمن والهبوط كما هو مبين في الشكل – 5·1 . ويلاحظ أن الهبوط الكلي . S . يحسب كمجموعة لمكونات الهبوط وكالاتي :



الشكل 5·1 علاقة الهبوط مع الزمن لنقطة نموذجية على الاساس .

حيث ان S_i هو الهبوط الاولي (immediate settlement) . و S_c هوهبوط الانضمام (consolidation settlement) و S_s هبوط الانضغاط الثانوي (secondary compression selttlement).

5.2 ـ حساب الهبوط الاولي او المباشر

5.2.1 ـ مساحة تحميل قابلة للانثناء

اذا كان الحمل موزعاً بانتظام على سطح طبقة عميقة ، فان مقدار الهبوط المباشر لاساس دائري اومستطيل يحتسب باستعمال نظرية المرونة كالاتي :

$$S_i = \Delta q_s \frac{B(1-\mu^2)}{E} I_p \qquad (5.2)$$

حيث أن

S_i ـ مقدار الهبوط الاولي لنقطة على السطح

B ـ قطر الدائرة او البعد الاصغر للمستطيل (L = البعد الاكبر)

Δq_s ـ مقدار الحمل الموزع بانتظام على السطح

μ ـ نسبة بواسون (Poisson's ratio)

E ـ معاير التشوه (deformation modulus)

I_p ـ معامل التأثير (influence factor) ويعتمد على الشكل وموقع النقطة ويؤخذ من الجدول ـ 5.1

وليلاحظ أنه في حالة افتراض مساحة التحميل قابلة للانثناء (flexible) . فان قيم معامل التأثير المعطاة في الجدول ـ 5.1 تمكن من احتساب الازاحات الشاقولية تحت المركز ، الزاوية ، منتصف الضلع القصير ومنتصف الضلع الطويل . وبموجب المعادلة 5.2 فان الازاحة الشاقولية تتناسب طردياً مع كل من الاجهاد والعرض لمساحة التحميل. وان توزيع الازاحة الشاقولية هوعلى النمط المبين في الشكل ـ 5.2 (a) وتمتد الازاحة بعيداً عن حافات مساحة التحميل . وأن ضغط التماس (contact pressure) بين مساحة التحميل والكتلة الساندة منتظم .

وفي حالة وجود ترسبات منتظمة ومتسعة لطين مشبع . فان الافتراض التقريبي للمعاير E ثابت في كل مكان من الترسبات يكون صائباً وأن توزيع الازاحة يكون بالنمط

الجدول ـ 5.1 معاملات التأثير لاحتساب الهبوط الاولي او المباشر

الشكل	المركز	الزاوية	متوسطة	الجانب القصير	متوسطة	الجانب الطويل	المعدل
دائري	1.00	0.64		0.64		0.64	0.85
دائري (جاسيء)	0.79	0.64		0.64		0.64	0.79
مربع	1.12	0.56		0.76		0.76	0.95
مربع (جاسيء)	0.99	0.99		0.99		0.99	0.99
مستطيل : العرض / الطول							
1	1.36	0.67		0.89		0.97	1.15
1.5	1.52	0.76		0.98		1.12	1.30
2	1.78	0.88		1.11		1.35	1.52
3	2.10	1.05		1.27		1.63	1.83
5	2.53	1.26		1.49		2.12	2.25
10	4.00	2.00		2.20		3.10	3.70
100	5.47	2.75		2.94		5.03	5.15
1000	6.90	3.50		3.70		6.50	6.60
10000							

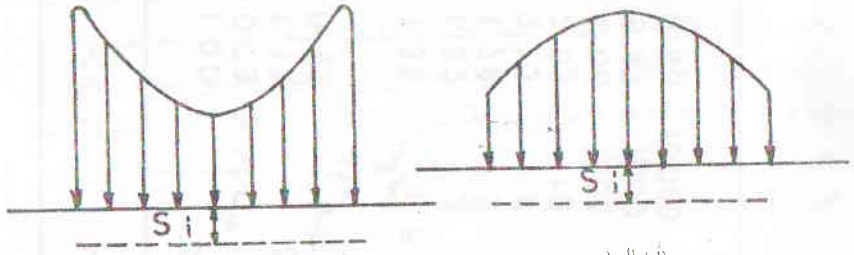
(a) الطين (b) الرمل

الشكل 5.2. توزيع الأزاحة الشاقولية

المبين في الشكل 5.2 (a) أما في حالة الرمال . فان القيمة للمعامل E تتغير مع الضغط المحيط (confining pressure) . ولاجل ذلك فهو يزداد مع العمق وبتغير عبر العرض لمساحة التحميل . وكونه اكبر تحت مركز مساحة التحميل من على الحافات. فان توزيع الازاحة الشاقولية ستكون بالنمط المبين في الشكل 5.2 (b) . هذا وأن ضغط التماس (contact pressure) يكون مرة اخرى منتظماً اذا كانت مساحة التحميل قابلة للانثناء .

5·2·2 مساحة تحميل جاسئة

اذا كانت مساحة التحميل جاسئة (rigid) . فان الازاحة الشاقولية ستنتظم عبر عرض المساحة وأن قيمتها ستكون مختلفة قليلاً فقط عن معدل الهبوط تحت المساحة المناظرة القابلة للانثناء . هذا وأن معامل التأثير لمعدل الازاحة في الجدول 5.1 يمكن أن يستعمل كتقريب للحالة التي فيها مساحة التحميل جاسئة . وأن ضغط التماس تحت المساحة الجاسئة غير منتظم . وللمساحة الدائرية يكون النمط لتوزيع ضغط التماس على الطين والرمل مبين على التوالي في الشكل 5.2 (c) والشكل 5.2 (d).



(c) الطين (d) الرمل

الشكل 5.2. ضغط التماس تحت مساحة جاسئة :

5·2·3 التربة المتطبقة

ان ترسبات التربة عادة في اغلب الحالات تكون بشخن محدود بطبقة تحتية صلدة وللحالات التي فيها نسبة بواصون 0.5 . فان الحل لمعدل الإزاحة الشاقولية تحت المساحة القابلة للانثناء ومحملة بضغط منتظم Δq_s قد تم من قبل يامبو (Janbu) ببرم (Bjerrum) وكايرتسلي (Kjaernsli) . ويشمل الحل المساحات الدائرية . المستطيلة والشريطية لاي عمق تحت السطح . وان الازاحة الشاقولية اعطيت بالشكل الاتي : -

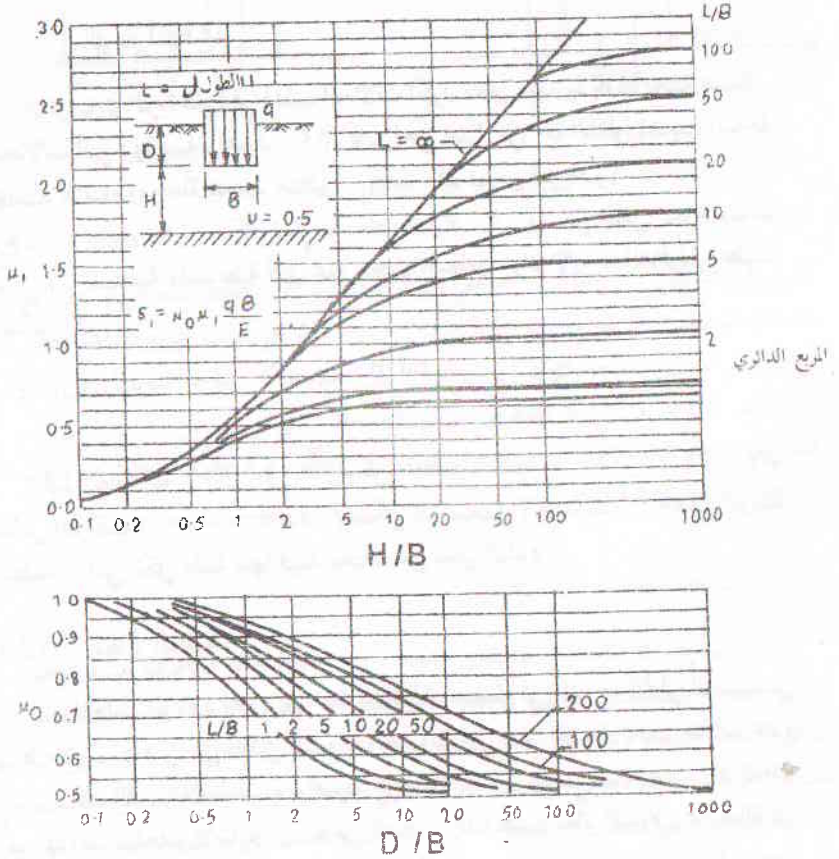
$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\Delta q_s B}{E} \qquad (5.3)$$

وقيم المعاملات μ_0 و μ_1 يمكن الحصول عليها من الشكل 5.3 . وان اساس التراكب (superpositien) يمكن ان يستعمل لاحتساب الازاحة في التربة المتطبقة التي لكل طبقة منها قيمة مختلفة من معاير التشوه .

5·2·4 معاير التشوه

ان الحلول الواردة اعلاه للازاحة الشاقولية تستعمل في الدرجة الاولى لتخمين الهبوط الاولي للاسس على الطين المشبع . ولحدوث مثل هذا الهبوط تحت حالات عدم البزل . فان القيم الملائمة لنسبة بواصون كونها 0.5 . ويتطلب قيمة المعاير E_u للحالة غير المبزولة . وتجدر الاشارة الى انه من الصعب جدا تقدير معاير التشوه E_u للحالة غير المبزولة بشكل صحيح . وذلك لان المعاير خلال التحميل بحالة عدم البزل حساس جدا الى منسوب الاجهاد (stress level) . علاوة على ذلك . فان المعاير E_u متأثر بعوامل كثيرة مثل معدل التحميل . فترة الانضمام . الاجهاد الرئيسي المتوسط وبالاخص التشويش الذي يصيب العينات عند استخراجها .

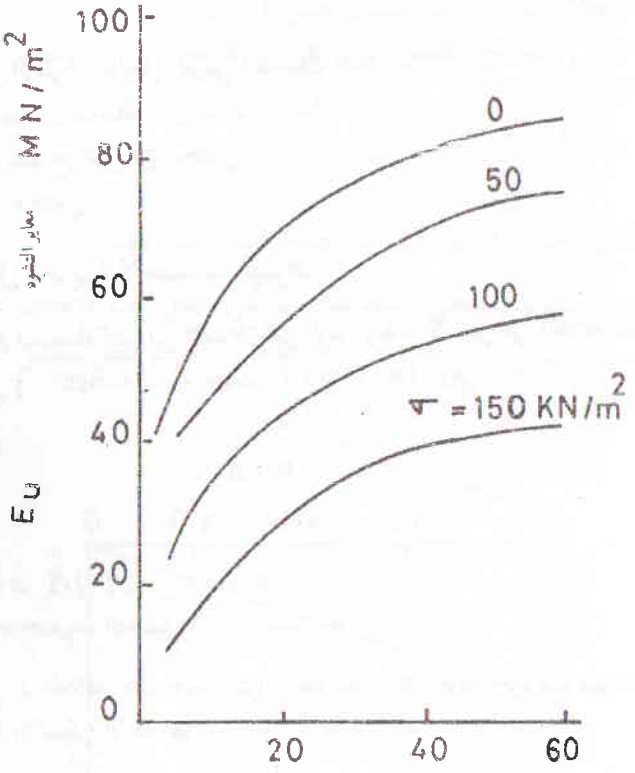
هذا وان اجراء الفحص غير المنضم غير المبزول (unconsolidated undrained UU) للتربة يعطي نتائج واطئة جدا . وانه بالامكان الحصول على نتائج للمعاير E_u اكثر واقعية اذا اعيد انضمام (reconsolidated) العينات تحت مجموعة اجهادات مساوية لتلك الموجودة في الواقع واذا اعيد انضمام العينات باجهاد موحد الخصائص (isotropic) مساوالى $\frac{1}{2}$ الى $\frac{2}{3}$ الاجهاد الشاقولي في الموقع .



الشكل 5.3 المعاملات للازاحة الشاقولية .

هذا وان قيمة E_u ممكن ان تعين من النتائج لفحوص التحميل في الموقع . ومن النتائج لمثل هذه الفحوص . فان كل المعاملات في المعادلة 5.2 معرفة ماعدا العامل $\frac{1-\mu^2}{E}$ الذي يمكن بعدئذ ان يعين . وان فحص التحميل يوصل الى تخمين أحسن لمعاملات المرونة التي تستعمل لاحتساب الهبوط الاولي للاسس . وعلى كل حال فان صفائح التحميل الصغيرة لايمكنها ان تستكمل بالاستقراء لاحتساب الهبوط للاساس بالقياس الطبيعي وذلك لان هبوط الاساس ممكن ان يتأثر بوجود طبقات بعيدة تحت المنطقة المتأثرة من صفيحة الفحص الصغيرة .

وان مينزنباخ (Menzenbach) ثبت علاقة بسيطة بين نتائج فحص الاختراق القياسي ومعايير التشوه للتربة الحبيبية وان هذه العلاقة مبينة في الشكل 5.4 لمختلف قيم ضغط التثقيل المؤثر σ_0 . وان القيم لمعايرات التشوه تستعمل بعدئذ للحصول على مقدار الهبوط الاولي من المعادلة 5.2 . وتجدر الاشارة الى ان نسبة بواصون يجب ان تؤخذ 0.15 للتربة الحبيبية الخشنة و 0.25 للتربة الحبيبية الناعمة .



الشكل 5.4 معايير التشوه من فحص الاختراق القياسي

ويمكن الحصول على معايير التشوه من مقدار مقاومة المخروط الستاتية التي وضعها شميرتمان (Schmertamann)

$$E = 2\,q_c \qquad (5.4)$$

حيث أن

q_c = مقاومة المخروط الستاتية Kg/cm^2 . ويمكن الحصول على مقدار q_c للترب المختلفة من العلاقة بين q_c / N (N = عدد الضربات من فحص الأختراق القياسي) ونوعية التربة وكما مبين أدناه .

نوع التربة	قيمة q_c / N
الغرين والغرين الرملي . والرمل الغريني المتماسك قليلاً	2.0
رمال نظيفة ناعمة الى متوسطة . رمال غرينية قليلاً	3.5
رمال خشنة ورمال مع قليل من الحصى	5.0
حصى رملية . وحصى	6.0

5-2-5 طرق تجريبية لاحتساب الهبوط

ان العلاقة المستعملة كثيراً بين الهبوط على الرمل وأبعاد الأساس هي العلاقة التي وضعها تزاكي (Terzaghi) وبيك (Peck) 1967 وهي :-

$$\frac{S_i}{S_0} = \frac{4}{(1 + B_0 / B)^2} \qquad (5.5)$$

حيث أن

S_i = الهبوط الأولي لأساس عرضه B

S_0 = هبوط صفيحة التحميل التي عرضها B_0

ولايخفي ان العلاقة تكون جيدة للتربة المتجانسة . وفي حالة وجود تربة متطبقة فأن النتائج مضللة ولايمكن الأخذ بها .

هذا وأن شميرتمان (Schmertmann) 1970 أقترح الطريقة الآتية لأحتساب الهبوط للتربة الرملية معتمدا على نتائج فحص الأختراق المخروط . وفي هذه الطريقة يمكن الأخذ بنظر الأعتبار الأختلاف في قيم معاير التشوه مع العمق . وأن المعادلة هي

$$S_i = C_1 C_2 \Delta\sigma \sum_{0}^{2B} \frac{I_z}{E} \Delta Z \qquad (5.6)$$

حيث أن

$\Delta\sigma$ = ضغط التحميل الصافي على عمق قاعدة الأساس .

I_z = معامل التأثير للأنفعال الشاقولي . الشكل - 5.5

E = معاير التشوه للطبقة التي بثخن- ΔZ ويساوي $2q_c$

C_1 = معامل التصحيح للعمق ويؤخذ من المعادلة الأتية :-

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_0}{\Delta\sigma} \right) \geq 0.5 \qquad (5.7)$$

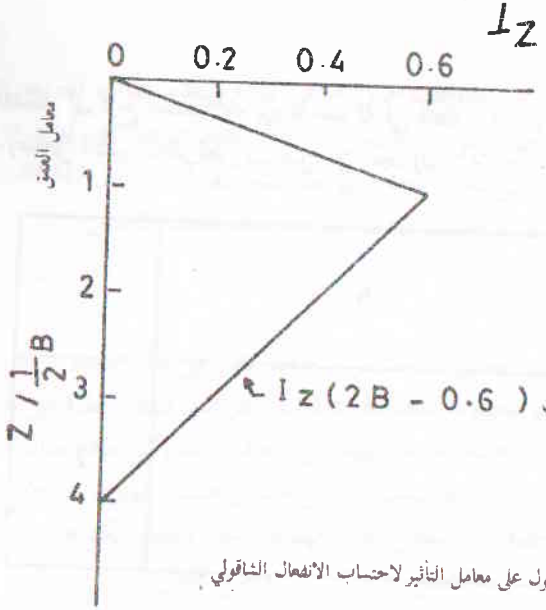
σ_{01} = ضغط التثقيل المؤثر عند مستوى عمق الاساس

C_2 = معامل التصحيح المتضمن الزيادة في الهبوط مع الزمن . ويؤخذ من العلاقة الآتية :-

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \frac{t}{0.1} \qquad (5.8)$$

t = الزمن بالسنوات الذي يكون فيه الهبوط مهما بالنسبة للمشأ

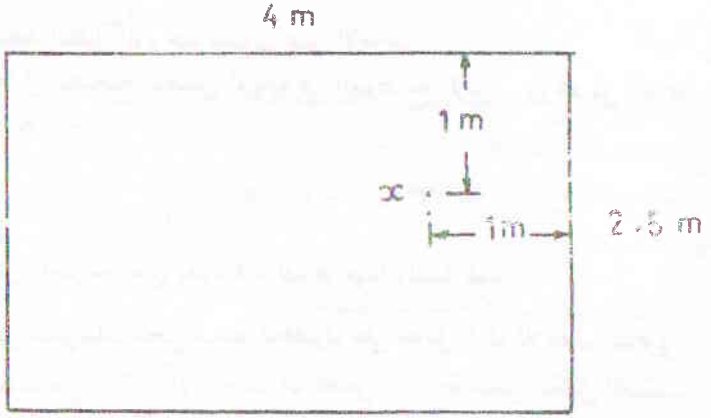
وقد أرسى شميرتمان منحني مبسط للحصول على معامل التأثير للأنفعال الشاقولي I_z وسماه منحني $2B - 0.6$ حيث ان المعامل I_z هو متعلق بمعامل العمق اللابعدي $Z / \frac{1}{2} B$ وكما مبين في الشكل - 5.5



الشكل 5.5 للحصول على معامل التأثير لاحتساب الأنفعال الشاقولي .

المثـــال 5.1

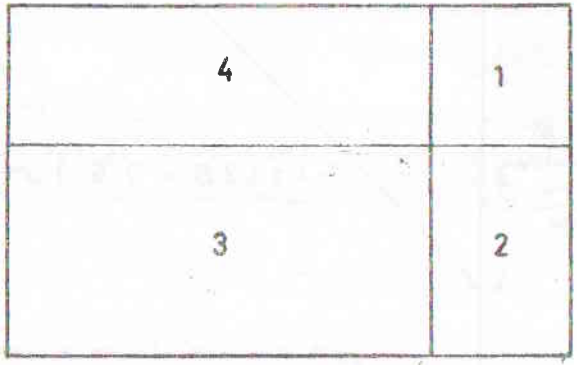
أساس قابل للانثناء على تربة طينية بأبعاد $4 \times 2.5m$ ، الشكل – 5.6 . عليـه حمل موزع بانتظام مقداره $200\ KN/m^2$. فاذا كان معدل معايرالتشوه من تجربـة الفحص الثلاثي المحاور $20\,000\ KN/m^2$ وكانت نسبة بواسون 0.5 ، أحسب مقدار الهبوط الأولي تحت النقطة x .



الشكل – 5.6

الحـــل

يقسم الشكل الى اربع مستطيلات بزوايا مشتركة في نقطة x وتكـــون ابعـاد المستطيلات ومعامل التأثير المناظر لكل مستطيل من الجدول – 5.1



رقم المستطيل	ابعاد المستطيل	L / B	I_p	BI_p
1	1 × 1	1	0. 56	0. 56
2	1 × 1.5	1. 5	0. 67	0. 67
3	1.5 × 3	2	0. 76	1. 14
4	1 × 3	3	0. 88	0. 88
				3. 25

ومن المعادلة 5.2 نحصل على

$$S_i = \Delta q_s \frac{(1-\mu^2)\,BI_p}{E}$$

$$= 200 \frac{(1-0.25)}{200000} \times 3.25$$

$$= 2.44\ cm\ .$$

المثـــال 5.2

اساس بأبعاد $4m \times 2m$ ، عليه حمل صافي موزع بانتظام مقداره $200\ KN/m^2$ وعلى عمق 1m من سطح ارض طينية بثخن 5m ومعايرتشوها $E_u = 35\ MN/m^2$ وتحتها طبقة اخرى من الطين بثخن 4m ولها معايرتشوه مقداره $E_u = 45\ MN/m^2$. وتحتها طبقة صلبة احسب معدل الهبوط المباشر تحت الاساس .

الحـــل : –

ان الشكل – 5.3 يمكن ان يستعمل ليتكيف للتغايرفي معايرالتشوه E_u مـع العمق وذلك باستبدال المجموعة المتعددة الطبقات وافتراضها طبقة واحدة على قاعـدة صلدة . وان عمق هذه الطبقة المفترضة تمتد على التعاقب لتضم كل طبقة حقيقية ، وان القيم المناظرة للمعاير E_u كونها تنسب الى كل حالة ويحتسب الهبوط . ويطرح التأثير للطبقة فوق كل طبقة حقيقية ، ويمكن ايجاد الهبوط بشكل منفصل لكل طبقة ويجمع ليعطي الهبوط الكلي . وان الشكل – 5.7 يوضح الحل

يمكن استعمال المعادلة 5.3 للحصول على مقدار الهبوط

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\Delta q_s B}{E}$$

من الشكل – 5.3

D / B = 0.5
L/B = 2
μ_0 = 0.9

وفي الحالة الاولى التي تضم المقدار S_{d_1} يكون

H/B = 4/2 = 2
L/B = 2

من الشكل – 5.3

μ_1 = 0.7

$$\therefore S_{i1} = 0.9 \times 0.70 \times \frac{200 \times 2}{35000} \times 1000$$

= 7.2 mm

وفي الحالة الثانية التي تضم المقدار S_{d_2} يكون

H/B = 4.0
L/B = 2

فان

μ_1 = 0.85

$$\therefore S_{i2} = 0.90 \times 0.85 \times \frac{200 \times 2}{45}$$

= 6.8 mm

وفي الحالة الثالثة التي تضم المقدار Sd_3 يكون

H/B = 2
L/B = 2
μ_1 = 0.70

$$\therefore S_{i3} = 0.90 \times 0.70 \times \frac{200 \times 2}{45}$$

$$= 5.6 \text{ mm}$$

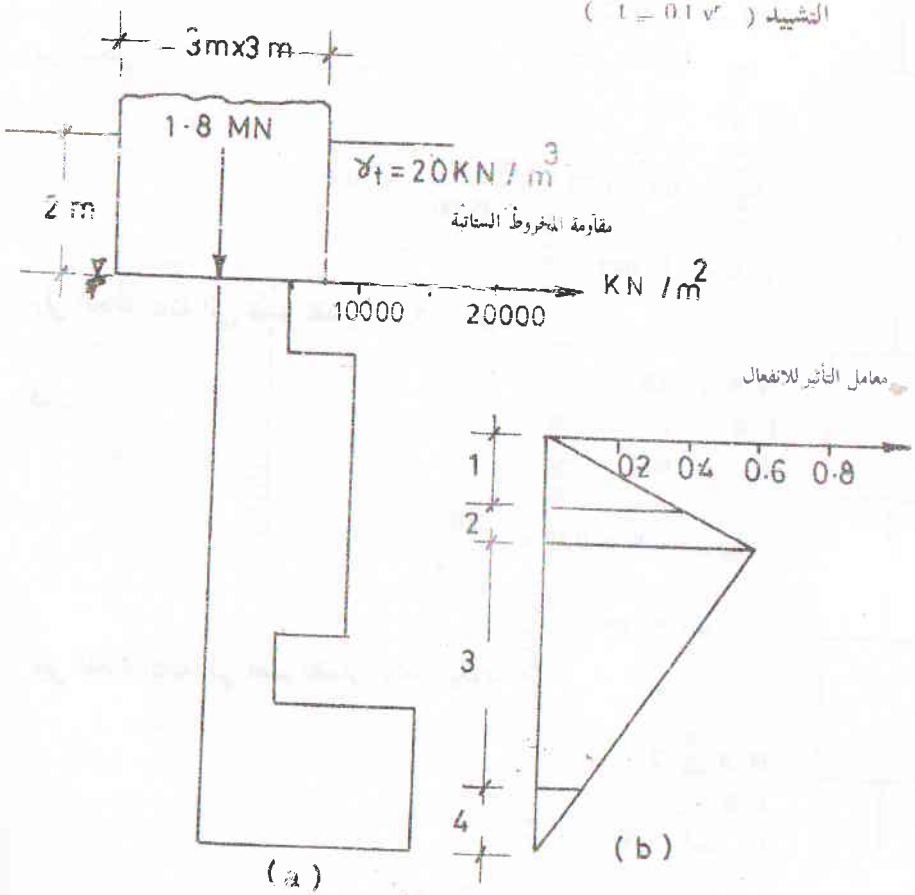
$$=$$

$$\therefore S_i = 7.2 + 6.8 - 5.6$$

$$= 8.4 \text{ mm}$$

المثـــال

أساس لمنشأ على تربة من الرمل الغريني . الرسم التخطيطي له مبين في الشكل 5.8 فاذا كان مقدار الحمل الكلي 1.8 MN . فأحسب مقدار الهبوط مباشرة بعد التشييد ($\nu = 0.1$)



الشكل 5.8 احساب الهبوط بطريقة استعمال نتائج مقاومة المخروط الستاتيكية

الحـــل

يتضمن الحل الخطوات الاتية

1 ـ ارسم المنحني 2B ـ 0.6 الذي يبين توزيع معامل التأثير للأنفعال I_σ وكما مبين في الشكل 5.8 b ـ

2 ـ وأستنادا الى مقطع التوزيع لمقاومة المخروط الستاتية q_c والتوزيع 2B ـ 0.6 . قسم العمق 2B الى عدد ملائم من الطبقات كما هو مبين في الشكل 5.8 b ـ والعمود (1) والعمود (2) في الجدول أدناه .

3 ـ حدد المعدل للمقدار q_c لكل طبقة ثم أحسب معاير التشوه E المناظر لها من المعادلة 5.4 كما هو مبين في العمود (3) و (4) .

4 ـ عين العمق لمنتصف كل طبقة . العمود (5) . وحدد قيمة I_σ لذلك العمق من الشكل 5.8 a ـ بين القيم في العمودين ( ) .

5 ـ أحسب المقدار $\Delta Z \left(\frac{I_\sigma}{E} \right)$ لكل طبقة وأجمع النتائج . العمود (7) .

6 ـ أحسب C_1 من المعادلة $\frac{E}{5.1}$ وسيكون ضغط التثقيل الأولي على عمق الأساس . هو $\bar{\sigma}_0$

$$\bar{\sigma}_0 = 2 \times 20 = 40 \text{ KN/m}^2$$

والضغط الصافي على الأساس

$$\Delta\sigma = \frac{1800}{3 \times 3} - 40$$

$$= 160 \text{ KN/m}^2$$

$$\therefore C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_0}{\Delta\sigma} \right)$$

$$= 1 - \frac{0.5 \times 40}{160} = 0.875$$

7 ـ ان مقدار C_2 من المعادلة 5.8 لزمن مباشرة بعد التشييد هو 1 .

8 ـ أحسب الهبوط من المعادلة 5.6

$$S_i = C_1 C_2 \Delta\sigma \Sigma \frac{I_\sigma}{E} \Delta Z$$

$$= 0.875 \times 1 \times 160 \times 0.000104 \times 1000$$

$$= 14.6$$

(7) $\Delta z\left(\frac{I}{N}\right)$	(6) $\frac{r}{z}$	(5) معامل التأثير	(4) I_σ	(3) I_σ	(2) $\frac{r}{z}$	(1) رقم الدائرة
0.000020	0.2	0.5	10000	5000	1	1
0.000012	0.5	1.25	20000	10000	0.5	2
0.000057	0.38	3.25	20000	10000	3.5	3
0.000009	0.06	5.5	10000	5000	1.0	4
0.000098						

5-3 حساب الاجهادات داخل التربة

5-3-1 مقدمة

ان الاجهادات ضمن كتلة نصف غير محدودة ، ومتجانسة ، وموحدة الخواص ، التي يمكن ان تطبق عليها فرضية التناسب الخطي بين الاجهاد والانفعال ، والناتجة عن حمل مركز على السطح قد حددت من قبل بوسينسك (Boussinesq) في 1885 ويمكن الحصول على الاجهادات الناتجة عن حمولات سطحية موزعة على مساحة معينة بمكاملة الحل للحمل المركزي لنقطة . وقد تم الحصول على الاجهادات في نقطة ناتجة عن اكثر من حمل سطحي واحد بالتراكب (superposition) .

5-3-2 الحمل المركز

لقد اعتبر بوسينسك الحالة التي يكون فيها الحمل P مركزاً في نقطة (point load) ، وحدد الاجهادات والانفعالات على عمق Z وبمسافة افقية r من نقطة التأثير كما هو مبين في الشكل 5-9 .

الشكل 5-9 الاجهادات بسبب الحمل المركز

وتساوي الزيادة في الأجهاد الشاقولي (vertical stress increment) في تلك النقطة Z

$$\Delta\sigma_z = \frac{3p}{2\pi Z^2}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{Z}\right)^2}\right]^{\frac{5}{2}} \qquad (5.9)$$

ويمكن كتابة المعادلة 5.9 بالشكل الاتي :-

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{Z^2} I \qquad (5.10)$$

حيث ان

$$I = \frac{3}{2\pi}\left[\frac{1}{1+\left(\frac{r}{Z}\right)^2}\right]^{\frac{5}{2}}$$

ومن هذا يتبين أن معامل التأثير I يعتمد على النسبة $\frac{r}{z}$ وأن قيم معامل التأثير معطاة في الجدول 5.2 وستكون الزيادة في الأجهاد تحت الحمل مباشرة (r=0) هي

$$\sigma_Z = 0.4775\ P / Z^2$$

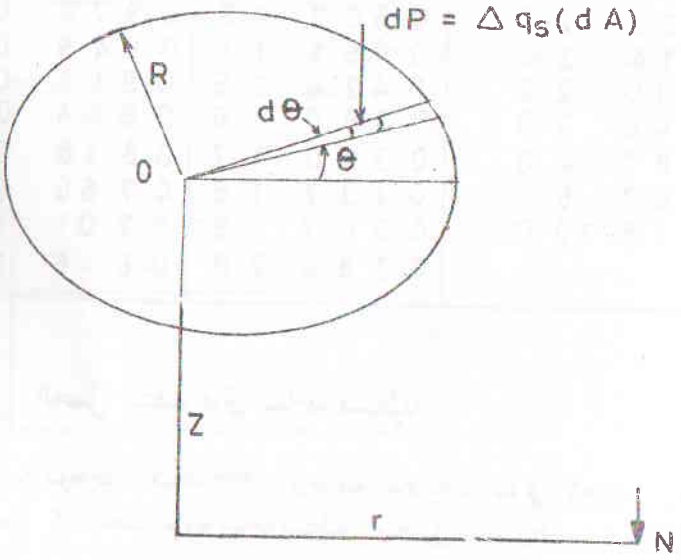
الجدول – 5.2 معاملات التأثير لمركبة الأجهاد الشاقولي الناتجة عن حمل مركز

I	r/z	I	r/z	I	r/z
				0.4775	0
0.0070	2.1	0.0658	1.1	0.4657	0.1
0.0058	2.2	0.0513	1.2	0.4329	0.2
0.0048	2.3	0.0402	1.3	0.3849	0.3
0.0040	2.4	0.0317	1.4	0.3294	0.4
0.0034	2.5	0.0251	1.5	0.2733	0.5
0.0015	3.0	0.0200	1.6	0.2214	0.6
0.0004	4.0	0.0160	1.7	0.1762	0.7
0.0001	5.0	0.0129	1.8	0.1386	0.8
0.0000	10.0	0.0105	1.9	0.1083	0.9
		0.0085	2.0	0.0844	1.0

5.3.3 – الحمل المنتظم فوق مساحة دائرية

عند احتساب الاجهاد الشاقولي في التربة تحت المنشأ . يفترض عادة كون المنشأ قابلاً للأنثناء (flexible) . واذا كانت المساحة على السطح لكتلة واسعة جداً عليها حمل موزع بانتظام مقداره Δq_s . فان الزيادة في الأجهاد الشاقولي على اية نقطة N ، الشكل 5.10 ، داخل كتلة التربة يمكن حسابها بتقسيم مساحة التحميل الى اجزاء صغيرة dA . كل واحدة منها عليها حمل $dp = (\Delta q_s)\,dA$ ويؤثر هذا الحمل في المركز المتوسط للمساحة dA . واستنادا الى المعادلة 5.10 يولد كل حمل مركز في نقطة N زيادة في الأجهاد الشاقولي مقدارها

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3(\Delta q_s)}{2\pi Z^2}\left[\frac{1}{1+(r/Z)^2}\right]^{5/2} dA \qquad (5.11)$$



الشكل 5.10 الاجهاد تحت مساحة دائرية محملة بانتظام عند السطح

هذا ونحسب الزيادة في الأجهاد الشاقولي $\Delta\sigma_z$ عند النقطة N والمتسببة من المساحة الكلية من مكاملة المعادلة 5.11 لكل مساحة التحميل وتكون كالاتي :

$$\Delta\sigma_z = I\,(\Delta q_s)$$

حيث ان

I = معامل التأثير للأجهاد الشاقولي للحمل الدائري الموزع بانتظام ويؤخذ من الجدول 5-3 – للاجهادات الواقعة تحت المركز .

B = نصف قطر المساحة الدائرية

r = البعد الافقي عن المركز

z_1 = البعد الشاقولي عن السطح داخل كتلة التربة .

الجدول – 5-3 معامل التأثير للأجهاد الشاقولي للحمل الدائري الموزع بانتظام تحت المركز

I	z / R	I	z / R	I	z / R
				1.000	0
0.264	2.1	0.595	1.1	0.999	0.1
0.245	2.2	0.547	1.2	0.992	0.2
0.229	2.3	0.502	1.3	0.970	0.3
0.214	2.4	0.461	1.4	0.949	0.4
0.200	2.5	0.424	1.5	0.911	0.5
0.146	3.0	0.390	1 6	0.864	0.6
0.087	4.0	0.360	1.7	0.818	0.7
0.057	5.0	0.332	1.8	0.756	0.8
0.015	10.0	0.307	1.9	0.701	0.9
		0.284	2.0	0.646	1.0

5-3-4 – الحمل المنتظم فوق مساحة مستطيلة

بين نيومارك (Newmark) ان المركبة الشاقولية للزيادة في الاجهاد . $\Delta\sigma_z$. على عمق Z تحت الزاوية لمساحة مستطيلة . وتحميل منتظم وبطول L وعرض B يساوي

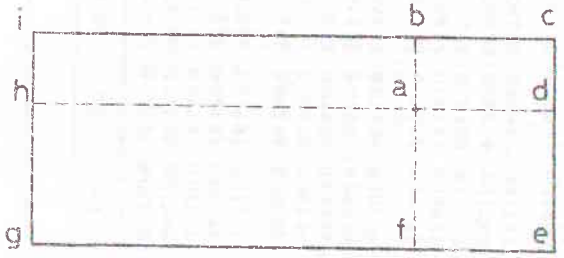
$$\Delta\sigma_z = (\Delta q_s)\, I$$

حيث ان

I = معامل التأثير المعتمد على L / Z او B / Z ويؤخذ من الجدول – 5-4 .

هذا وان الاجهاد تحت اي نقطة على التخم او داخل مساحة مستطيلة مثل النقطة a في الشكل – 5-11 يساوي مجموع الاجهادات الناتجة تحت الزوايا للمستطيلات

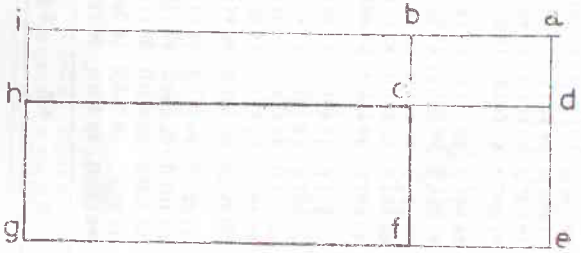
abcd adef afgh ahib



الشكل 5-11 ـ الاجهاد تحت نقطة خارج مساحة مستطيلة.

ويمكن حساب الاجهاد تحت نقطة a خارج مساحة مستطيلة محملة كما في الشكل – 5-12 على الشكل الاتي :–

$$\Delta\sigma_z = \Delta q_s (I_{aegi} - I_{aefa} - I_{adhi} + I_{adeb}$$

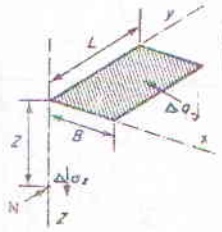


الشكل 5-12 الاجهاد تحت نقطه داخل مساحة مستطيلة

جدول 5·4 معامل التأثير للاجهاد الشاقولي الموزع بانتظام تحت الزاوية

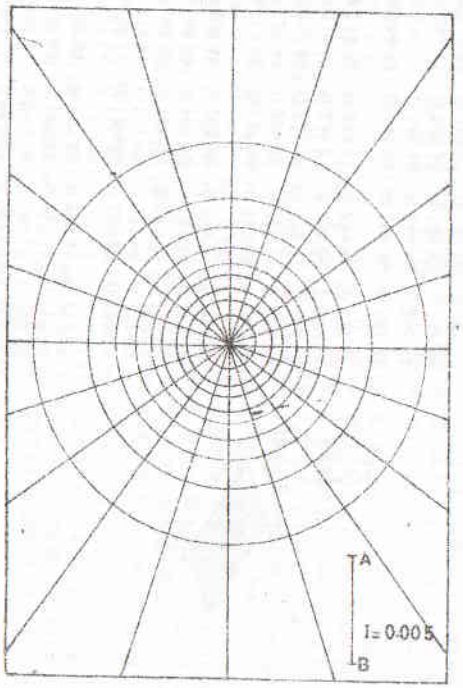
B/z \ L/z	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
0.1	0.004 70	0.009 17	0.013 23	0.016 78	0.019 78	0.022 23	0.024 20	0.025 76	0.026 98	0.027 94	0.029 26	0.030 07	0.030 58	0.030 90
0.2	0.009 17	0.017 90	0.025 85	0.032 80	0.038 66	0.043 48	0.047 35	0.050 42	0.052 83	0.054 71	0.057 33	0.058 94	0.059 94	0.060 56
0.3	0.013 23	0.025 85	0.037 35	0.047 42	0.055 93	0.062 94	0.068 58	0.073 08	0.076 61	0.079 38	0.083 23	0.085 61	0.087 09	0.088 04
0.4	0.016 78	0.032 80	0.047 42	0.060 24	0.071 11	0.080 09	0.087 34	0.093 14	0.097 70	0.101 29	0.106 31	0.109 41	0.111 35	0.112 60
0.5	0.019 78	0.038 66	0.055 93	0.071 11	0.084 03	0.094 73	0.103 40	0.110 35	0.115 84	0.120 18	0.126 26	0.130 03	0.132 41	0.133 95
0.6	0.022 23	0.043 48	0.062 94	0.080 09	0.094 73	0.106 88	0.116 79	0.124 74	0.131 05	0.136 05	0.143 09	0.147 49	0.150 28	0.152 07
0.7	0.024 20	0.047 35	0.068 58	0.087 34	0.103 40	0.116 79	0.127 72	0.136 53	0.143 56	0.149 14	0.157 03	0.161 99	0.165 15	0.167 20
0.8	0.025 76	0.050 42	0.073 08	0.093 14	0.110 35	0.124 74	0.136 53	0.146 07	0.153 71	0.159 78	0.168 43	0.173 89	0.177 39	0.179 67
0.9	0.026 98	0.052 83	0.076 61	0.097 70	0.115 84	0.131 05	0.143 56	0.153 71	0.161 85	0.168 35	0.177 66	0.183 57	0.187 37	0.189 86
1.0	0.027 94	0.054 71	0.079 38	0.101 29	0.120 18	0.136 05	0.149 14	0.159 78	0.168 35	0.175 22	0.185 08	0.191 39	0.195 46	0.198 14
1.2	0.029 26	0.057 33	0.083 23	0.106 31	0.126 26	0.143 09	0.157 03	0.168 43	0.177 66	0.185 08	0.195 84	0.202 78	0.207 31	0.210 32
1.4	0.030 07	0.058 94	0.085 61	0.109 41	0.130 03	0.147 49	0.161 99	0.173 89	0.183 57	0.191 39	0.202 78	0.210 20	0.215 10	0.218 36
1.6	0.030 58	0.059 94	0.087 09	0.111 35	0.132 41	0.150 28	0.165 15	0.177 39	0.187 37	0.195 46	0.207 31	0.215 10	0.220 25	0.223 72
1.8	0.030 90	0.060 58	0.088 04	0.112 60	0.133 95	0.152 07	0.167 20	0.179 67	0.189 86	0.198 14	0.210 32	0.218 36	0.223 72	0.227 36
2.0	0.031 11	0.061 00	0.088 67	0.113 42	0.134 96	0.153 26	0.168 56	0.181 19	0.191 52	0.199 94	0.212 35	0.220 58	0.226 10	0.229 86
2.5	0.031 38	0.061 55	0.089 48	0.114 50	0.136 28	0.154 83	0.170 36	0.183 21	0.193 75	0.202 36	0.215 12	0.223 64	0.229 40	0.233 34
3.0	0.031 50	0.061 78	0.089 82	0.114 95	0.136 84	0.155 50	0.171 13	0.184 07	0.194 70	0.203 41	0.216 33	0.224 99	0.230 88	0.234 95
4.0	0.031 58	0.061 94	0.090 07	0.115 27	0.137 24	0.155 98	0.171 68	0.184 69	0.195 40	0.204 17	0.217 22	0.226 00	0.232 08	0.236 88
5.0	0.031 60	0.061 99	0.090 14	0.115 37	0.137 37	0.156 12	0.171 85	0.184 88	0.195 61	0.204 40	0.217 49	0.226 32	0.232 36	0.237 35
6.0	0.031 61	0.062 01	0.090 17	0.115 41	0.137 41	0.156 17	0.171 91	0.184 96	0.195 69	0.204 49	0.217 60	0.226 44	0.232 49	0.236 71
8.0	0.031 62	0.062 02	0.090 18	0.115 43	0.137 44	0.156 21	0.171 95	0.185 00	0.195 74	0.204 55	0.217 67	0.226 52	0.232 58	0.236 81
10.0	0.031 62	0.062 02	0.090 19	0.115 44	0.137 45	0.156 22	0.171 96	0.185 02	0.195 76	0.204 57	0.217 69	0.226 54	0.232 61	0.236 84
∞	0.031 62	0.062 02	0.090 19	0.115 44	0.137 45	0.156 23	0.171 97	0.185 02	0.195 77	0.204 58	0.217 70	0.226 56	0.232 63	0.236 86

B/z \ L/z	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.031 11	0.031 38	0.031 50	0.031 58	0.031 60	0.031 61	0.031 62	0.031 62	0.031 62
0.2	0.061 00	0.061 55	0.061 78	0.061 94	0.061 99	0.062 01	0.062 02	0.062 02	0.062 02
0.3	0.088 67	0.089 48	0.089 82	0.090 07	0.090 14	0.090 17	0.090 18	0.090 19	0.090 19
0.4	0.113 42	0.114 50	0.114 95	0.115 27	0.115 37	0.115 41	0.115 43	0.115 44	0.115 44
0.5	0.134 96	0.136 28	0.136 84	0.137 24	0.137 37	0.137 41	0.137 44	0.137 45	0.137 45
0.6	0.153 26	0.154 83	0.155 50	0.155 98	0.156 12	0.156 17	0.156 21	0.156 22	0.156 23
0.7	0.168 56	0.170 36	0.171 13	0.171 68	0.171 85	0.171 91	0.171 95	0.171 96	0.171 97
0.8	0.181 19	0.183 21	0.184 07	0.184 69	0.184 88	0.184 96	0.185 00	0.185 02	0.185 02
0.9	0.191 52	0.193 75	0.194 70	0.195 40	0.195 61	0.195 69	0.195 74	0.195 76	0.195 76
1.0	0.199 94	0.202 36	0.203 41	0.204 17	0.204 40	0 204 49	0.204 55	0.204 57	0.204 58
1.2	0.212 35	0.215 12	0.216 33	0.217 22	0.217 49	0.217 60	0.217 67	0.217 69	0.217 70
1.4	0.220 58	0.223 64	0.224 99	0.226 00	0.226 32	0.226 44	0.226 52	0.226 54	0.226 56
1.6	0.226 10	0.229 40	0.230 88	0.232 00	0.232 36	0 232 49	0.232 58	0.232 61	0.232 63
1.8	0.229 86	0.233 34	0.234 95	0.236 98	0.239 35	0.236 71	0.236 81	0.236 84	0.236 86
2.0	0.232 47	0.236 14	0.237 82	0.239 12	0.239 54	0.239 70	0.239 81	0.239 85	0.239 87
2.5	0.236 14	0.240 10	0.241 96	0.243 44	0.243 92	0.244 12	0.244 25	0.244 29	0.244 32
3.0	0.237 82	0.241 96	0.243 94	0.245 54	0.246 08	0.246 30	0.246 46	0.246 50	0.246 54
4.0	0.239 12	0.243 44	0.245 54	0.247 29	0.247 91	0.248 17	0.248 36	0.248 42	0.248 46
5.0	0.239 54	0.243 92	0.246 08	0.247 91	0.248 57	0.248 85	0.249 07	0.249 14	0.249 19
6.0	0.239 70	0.244 12	0.246 30	0.248 17	0.248 85	0.249 16	0.249 39	0.249 46	0.249 52
8.0	0.239 81	0.244 25	0.246 46	0.248 36	0.249 07	0.249 39	0.249 64	0.249 73	0.249 80
10.0	0.239 85	0.244 29	0.246 50	0.248 42	0.249 14	0.249 46	0.249 73	0.249 81	0.249 89
∞	0.239 87	0.244 32	0.246 54	0.248 46	0.249 19	0.249 52	0.249 80	0.249 89	0.250 00



5-3-5 - مخطط التأثير للاجهاد الشاقولي

وضع نيومارك مخططا سماه مخطط التأثير (influence chart) معتمدا على المعادلة 5-11 . ومنه يمكن تعيين الاجهاد الشاقولي في نقطة تحت مساحة اي شكل محمل بضغط منتظم ، Δq_s . ويحتوي المخطط المبين في الشكل – 5-13 على مساحات تأثير . تخم كل منها هو خطان شعاعيان وقوسا دائريين هذا وترسم مساحة التحميل في ورق أستشفاف (tracing paper) بمقياس بحيث ان الطول لمقياس الخط AB على المخطط يمثل العمق Z الذي عنده يطلب الأجهاد الشاقولي . ويكون موضع مساحة التحميل على المخطط بحيث ان النقطة التي تحتها يطلب الأجهاد الشاقولي تكون في مركز المخطط والمخطط المبين في الشكل – 513 قيمة تأثيرهي 0-005 . وعليه اذا كان عدد مساحات التأثير بالمقياس المرسوم لمساحة التحميل هو N ، فان الأجهاد الشاقولي المطلوب هو $\Delta\sigma_z = 0{\cdot}005\ N\Delta q_s$ وتقدر اجزاء مساحة التأثير غير الكاملة الواقعة ضمن مساحة المنشأ وتضاف الى العدد N .

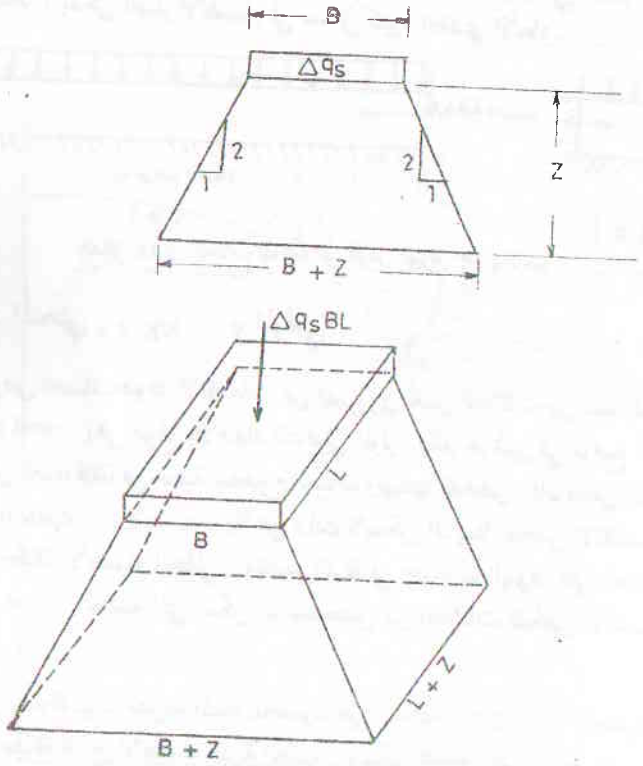


الشكل 5.13 مخطط التأثير لنيومارك .

5-3-6 - توزيع الاجهادات بالطريقة

لقد ابتكرت طرق تقريبيه مختلفة لحساب الزيادة في الأجهاد المتسبب عن حمولات الاسس . والطريقة 2:1 هي تقريب جيد لمعدل الأجهاد تحت الاساس عندما تحسب بطريقة بوسينسك . ويفترض في هذه الطريقة ان الحمل الكلي من السطح يتوزع على مساحة بنفس الشكل مثل مساحةالتحميل على السطح ، ولكن بأبعاد تزداد بمقدار مساو للعمق تحت السطح . وهذا موضح في الشكل – 5-14 الذي يبين مساحة مستطيل بأبعاد BXL على السطح . وعلى عمق Z ، يفترض كون الحمل الكلي موزعاً بانتظام فوق مساحة $(B + Z) \times (L + Z)$. وهذا يعني ان

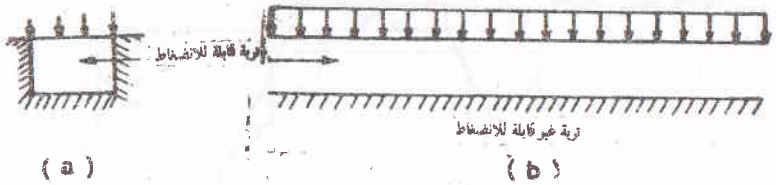
$$\Delta\sigma_z = \frac{(\Delta q_s)\,B.L}{(B + Z)(L + Z)} \qquad (5\text{-}14)$$



الشكل 5.14 توزيع الاجهادات بطريقة 2:1

5·4 ـ هبوط الانضمام

عندما تنتقل حمولات الاساس الى التربة التحتية المتماسكة والمشبعة ، فان هناك استعداداً للانفعال الحجمي يظهر في زيادة ضغط ماء المسام . وبعد مرور زمن كاف ، يجري الماء الى الخارج من مسام التربة مصحوبا بتلاشي الزيادة في ضغط المسام ، بسط و التحليل للانفعال الحجمي الناتج . اذا افترض مثل هذا الانفعال باتجاه شاقولي فقط . ان مثل هذا الافتراض مقبول عندما تكون الحالات المتاخمة للتربة التحتية وحالات تسليط الأجهاد تلزم ان يكون الأنفعال الشاقولي هو المهيمن . ويلاحظ في الشكل – 5·15 وضعان للحالات المتاخمة التي تفرض الهبوط احادي الأبعاد . ان الحالة (a) في الشكل 5·15 مشابهة للفحص المختبري في تجربة الانضمام . والحالة (b) في الشكل تمثل مسائل حقلية كثيرة . ومع ان كثيرا من الترسبات الطينية قد تعاني انفعالا ثنائي و ثلاثي الابعاد ، يمكن اعتبار الانضمام في مسائل كثيرة احادي الأبعاد .



الشكل 5.15 ـ الحالات المتاخمة التي تفرض الهبوط احادي الأبعاد

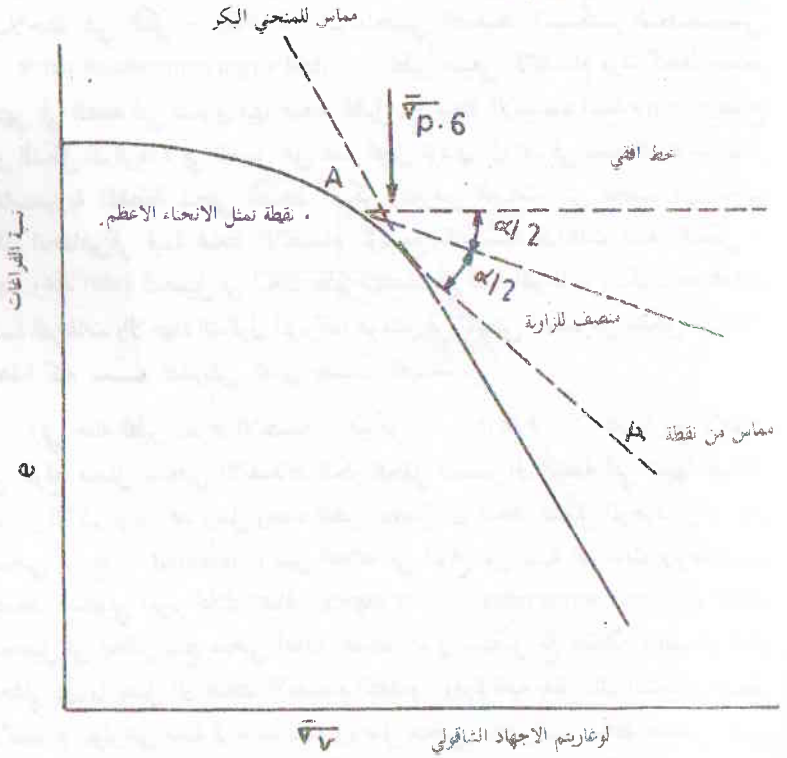
5·4·1 ـ المنحني e – log σ_v الموقعي

لغرض احتساب هبوط الانضمام ، من الضروري تعيين العلاقات بين نسبة الفراغات (void ratio) في الموقع والأجهاد الشاقولي المؤثر . وكما هو مبين في موضع آخر ، مهما تكن العناية فائقة في عملية استخراج العينات وتهيئتها للفحص ، فأن بعض التشويش (disturbarce) لابد منه . ولأجل ذلك لايمكن ان يمثل فحص الأنضمام المختبري حقيقة الأنضمام الحقلي وتعتمد الدقة في حسابات الهبوط على العلاقة e – log σ_v الحقلية التي يمكن أن تستحصل من العلاقات لفحص الأنضمام المختبري .

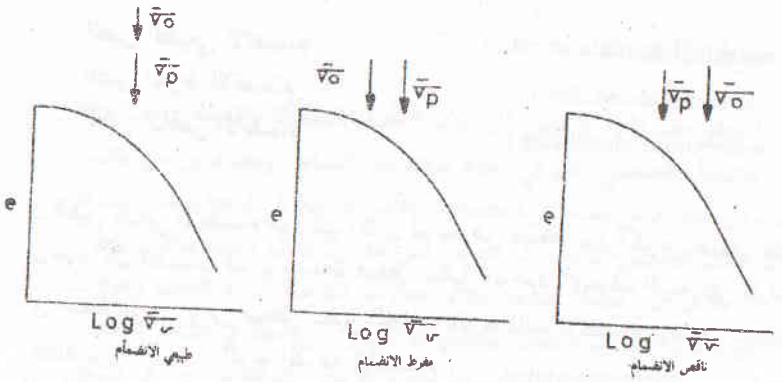
وقبل محاولة تبيان الطريقة المتبعة للحصول على العلاقة e – log σ_v الحقلية ، من الضروري معرفة تاريخ الأنضمام للتربة الطينية . ويمكن تقسيم الطين ، من حيث الأنضمام ، الى ثلاثة أصناف :

الطين الطبيعي الأنضمام	(normally consolidated clay)
الطين المفرط الأنضمام	(overconsolidated clay)
الطين الناقص الأنضمام	(under consolidated clay)

إن الطين طبيعي الأنضمام هو ذلك الذي لم يتعرض لضغط مؤثر أكبر من ضغط التثقيل الموجود وأن انضمامه قد تم بوساطة ضغط التثقيل الموجود . وتعرف التربة التي تعرضت الى ضغط مؤثر أكبر من ضغط التثقيل الحاضر بالتربة ذات الانضمام المتقدم (precons- olidated) أو التربة المفرطة الأنضمام (overconsolidated) وتدعى التربة التي انضمامها غير كامل تحت تأثير ضغط التثقيل الموجود بالتربة الناقصة الأنضمام (underconsolidated) والجدير بالذكر أن طريقة وجود مقدار ضغط الأنضمام المتقدم σp مبينة في الشكل 5·16 وهي طريقة كازاكراندي 1936 (Casagr ande) التخطيطية لتعيين σp



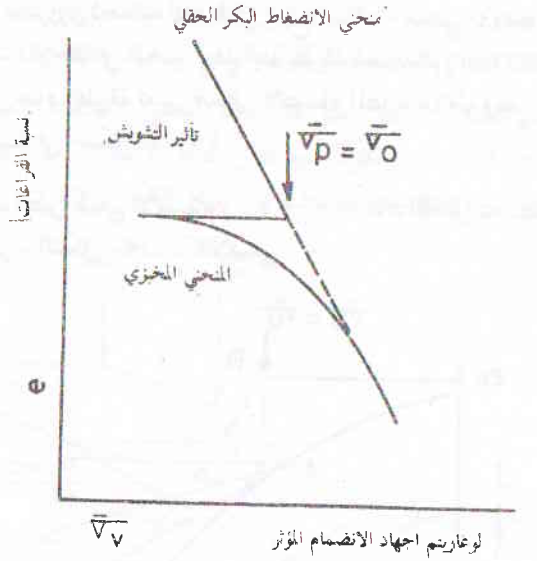
الشكل ـ 5.16 طريقة كازاكراندي التخطيطية لتعيين σ_p



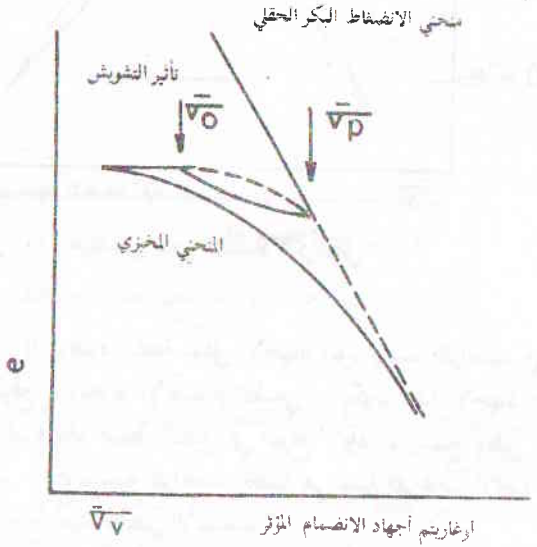
ويبين الشكل 17 5 علاقة ضغط الانضمام المتقدم σ_p بضغط التثقيل الموجود σ_o

ويلاحظ في الشكل – 5·18 (a) ان منحني الضغط البكر الحقلي (field virgin compression curve) لطين طبيعي الانضمام مؤشر كخط مستمر ينتهي في النقطة التي يساوي فيها ضغط التقيل σ_o ضغط الانضمام المتقدم σ_p . ويتضح من الشكل ان الزيادة في الحمل على هذا الطين تؤدي الى تغير في نسبة الفراغات مناظر للاستمرارية المتقطعة لمنحني الضغط البكر. وتتعرض العينات التي تجلب الى المختبر الى انخفاض في قيمة ضغط الانضمام المؤثر مع بقاء نسبة الفراغات ثابتة . الشكل – 5·18. وعند اعادة التحميل في المختبر يظهر النقصان في نسبة الفراغات وتكون العلاقة بين نسبة الفراغات والاجهاد الشاقولي المؤثر كما هو مبين في المنحني المستمر من الشكل – 5·18 وهذا كله بسبب التشويش الذي يصيب العينات .

وفي حالة الطين المفرط الانضمام – الشكل – 5·18 (b) ، فان تأريخ الاجهاد في الموقع متمثل بمنحني الانضغاط البكر الحقلي المستمر الى النقطة التي عليها الضغط السابق الاكبر σ_p قد وصل وبعده نقص الحمل الى ضغط التثقيل الموجود σ_o . وأن المنحني الراجع (rebound) يبين العلاقة في الموقع بين نسبة الفراغات ولوغاريتم الضغط الشاقولي المؤثر خلال اعتاق الاجهاد (stress relief) أن اعادة التحميل في الحقل ينتج منحني اعادة الضغط الذي سيتصل مع ضغط الانضمام البكر الحقلي عندما يصل الى ضغط الانضمام المتقدم . ومرة ثانية يقلل تأثير التشويش ضغط الانضمام المؤثر على نسبة فراغات ثابتة ويوصل منحني المختبر المبين بخط مستمر في الشكل – 5.18 (b



(a)



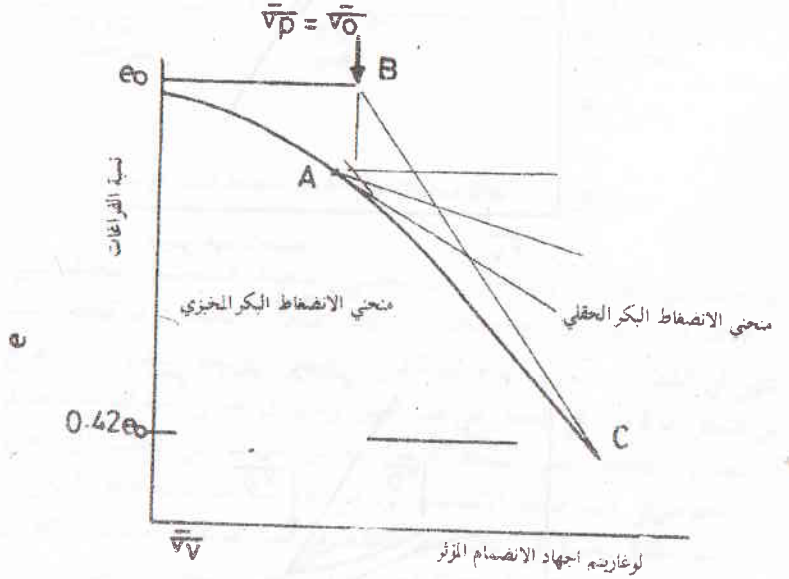
(b)

ويبين الشكل 5.18 تأثير التشويش على الانضغاطية

وعليه من الضروري لحساب الهبوط في الموقع اعادة بناء منحني الأنضغاطية الحلقي من تلك العلاقات الملاحظة في المختبر. وهذا يتم بطريقة شميرتمان (Schmertmann).

وتتضمن هذه الطريقة تعيين ضغط الأنضمام المتقدم بالأول وهذا يتم بطريقة كازا كراندي المبينة في الشكل – 5.16

واذا وجد أن الطين طبيعي الأنضمام ($\bar{\sigma}_p = \bar{\sigma}_o$) ، فان الخطوات المطلوبة لأعادة بناء المنحني البكر ، الشكل –5.19، كالآتـــي :–



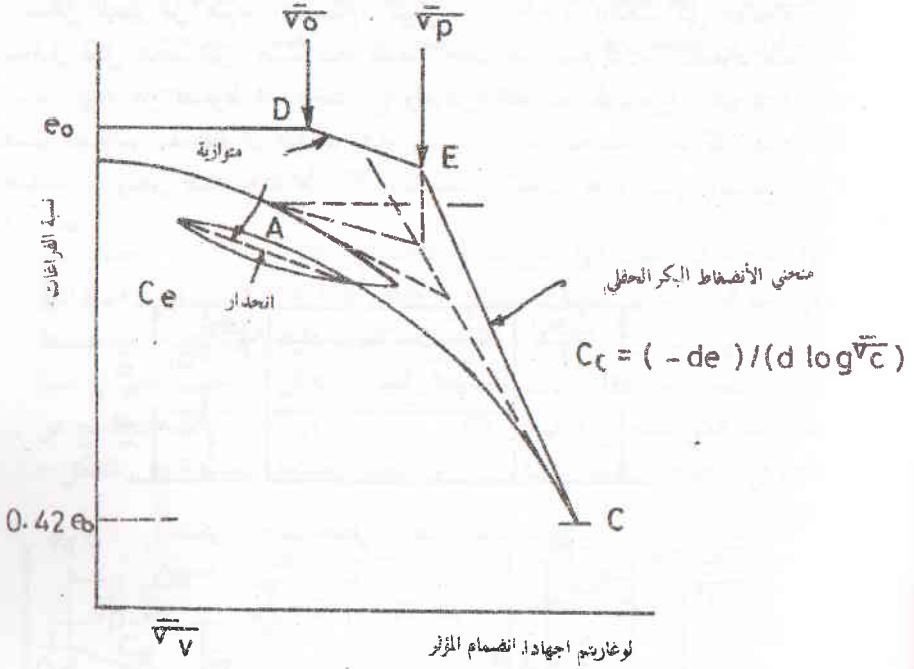
الشكل 5.19 طريقة تعيين منحني الانضغاط البكر الحقلي

١. ترسم نقطة B. وهذه النقطة تمثل الاجهاد المؤثر ونسبة الفراغات في موضع العينة في الموقع . ولحالة الانضمام الطبيعي . يكون هذا الاجهاد هو ضغط الانضمام المتقدم وهو ضغط التثقيل في الموقع . واذا لم يسمح للطين أن ينتفخ خلال المرحلة . تكون نسبة الفراغات الحقلية هي نسبة الفراغات الأولية المحسوبة للتربة المشبعة e_o لعينة فحص الانضمام .

٢ تعين نقطة C. وهذه النقطة تمثل التقاطع لمنحني الانضغاط البكر المختبري مع نسبة فراغات تساوي $0.42e_o$. واستنادا الى تجارب مختبرية عديدة .

وجد شميرتمان -1955 ان تخمين الانضغاط المختبري لمختلف درجات التشويش يقاطع منحني الانضغاط البكر الحلقي في هذه النقطة تقريباً .

يرسم الخط BlC. ويمثل هذا الخط منحني الانضغاط البكر الحلقي. هذا وفي الحالة التي يكون فيها الطين مفرط الانضمام ، تكون الخطوات المطلوبة لاعادة بناء علاقات الانضغاطية في الموقع الشكل – 5.20، كالآتـي :–



الشكل 5.20 منحني الانضغاط البكر الحقلي للطين المفرط الانضمام

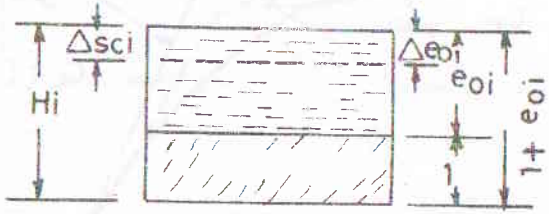
1. ترسم نقطة D . وتمثل هذه النقطة الاجهاد المؤثر في الموقع ونسبة فراغات في موضع العينة .
2. يرسم خط من نقطة D موازٍ الى الانحدار لمنحني الرجوع . يمد هذا الخط حتى يقاطع قيمة $\bar{\sigma}p$. وسيفرض كون الخط المستقيم DE هو المنحني الحقلي لاعادة الانضغاط وبانحدار Ce . ويفضل تعيين Ce باجراء دورة الارجاع واعادة الانضغاط بمكان تحت أو قرب $\bar{\sigma}_p$.

3. تعين نقطة C . وتمثل هذه النقطة تقاطع منحني الانضغاط المختبري مع نسبة فراغات تساوي $0.42\ e_o$

4. يرسم الخط EC ويمثل هذا الخط منحني الانضغاط البكر الحقلي .

5.4.2 ـ حساب الهبوط

يمكن التعبير عن هبوط الانضمام النهائي . Sc . كانفعال كلي بالاتجاه الشاقولي لكل عناصر التربة حيث يتبعه تصغير الحجم عند اتمام التلاشي لضغوط ماء المسام الزائدة عن الضغوط الهيدروستاتية . ولغرض الحسابات يكون من الملائم عادة تقسيم الطبقات المنضغطة الى طبقات رقيقة يمكن اعتبارها متجانسة . واذا كان عدد الطبقات n وثخن طبقة معينة هو Hi فان مقدار الانفعال للعينة الممثل بالشكل – 5.21 هو



الشكل 5.21 رسم تخطيطي يبين مقدار الأنفعال الشاقولي

$$\frac{\Delta S_{ci}}{Hi} = \frac{\Delta e_{oi}}{1 + e_{oi}}$$

$$\therefore \Delta S_{ci} = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{oi}} Hi \qquad (5\cdot15)$$

$$\therefore S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta ei}{1 + e_{oi}} Hi \qquad (5\cdot16)$$

حيث ان e_{oi} هي نسبة الفراغات الاولية في منتصف الطبقة i التي هي بسمك Hi .

واذا كان الطين طبيعي الانضمام فان الانضغاط يحدث كليا على طول منحني الانضغاط البكر . الشكل – 5.19 . والتغير في نسبة الفراغات لكل طبقة هو

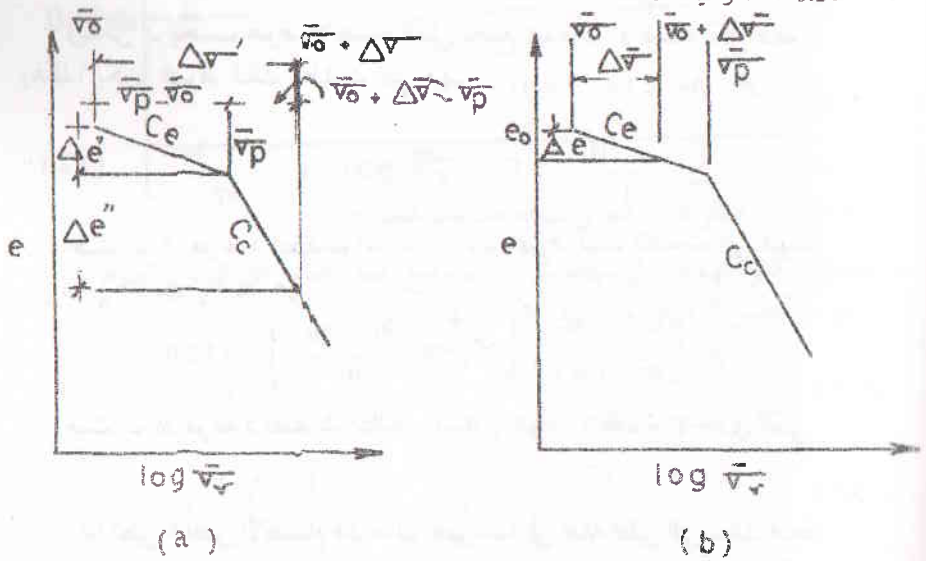
$$\Delta e_i = C_{ci} \log\left(\frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}o}\right) \qquad (5\cdot17)$$

حيث ان $\Delta\bar{\sigma}$ هو ضغط التثقيل الاولي في منتصف الطبقة و $\Delta\bar{\sigma}$ هو الزيادة في الاجهاد الشاقولي في منتصف الطبقة و C_{ci} هي قيمة معامل الانضغاط المصحح .

وبتعويض قيمة Δe_i من المعادلة 5.17 في المعادلة 5.16 نحصل على

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} Hi \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}o} \qquad (5\cdot18)$$

وفي الحالة التي يكون فيها الطين مفرط الانضمام . الشكل – 5.20 . يعتمد التغير في نسبة الفراغات على مقدار الزيادة في الاجهاد . فاذا كانت الزيادة في الاجهاد المؤثر $\Delta\bar{\sigma}$ هي أكبر من $\bar{\sigma}p - \bar{\sigma}o$ فان انضمام التربة يتعرض الى اعادة الضغط (recompression) والى الانضغاط البكر . ويمكن ان يحسب التغير في نسبة الفراغات الكلي كمجموع مركبتين . الاولى . $\Delta e'$. وهي اعادة الانضغاط الناتج عن التغير في الاجهاد من ضغط التثقيل $\bar{\sigma}o$ الى ضغط الانضمام المتقدم $\bar{\sigma}p$. الشكل – 5.22 . وعليه فان



الشكل 5.22 التغير في نسبة الفراغات الطين المفرط الانضمام

$$\Delta e' = C_c \log \left[\frac{\bar{\sigma}o + (\bar{\sigma}p - \bar{\sigma}o)}{\bar{\sigma}o} \right] = C_c \log \frac{\bar{\sigma}p}{\bar{\sigma}_o} \qquad (5\cdot19)$$

والثانية هي الانضغاط البكر . $\Delta e''$. الناتجة عن زيادة الاجهاد من $\bar{\sigma}p$ الى ($\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}$) . الشكل 5·22(a)

$$\Delta e'' = C_c \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}p} \qquad (5\cdot20)$$

ومجموع التغير في نسبة الفراغات هو

$$\Delta e = \Delta e' + \Delta e'' = C_c \log \frac{\bar{\sigma}p}{\bar{\sigma}o} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}p} \qquad \bar{\sigma}o \qquad (5\cdot21)$$

واذا كانت الزيادة في الاجهاد لا تتجاوز ضغط الانضمام المتقدم اي ان ($\Delta\bar{\sigma} < \bar{\sigma}p - \bar{\sigma}o$) فان التربة تعاني من اعادة انضغاط فقط كما هو مبين في الشكل – (b) 5·22 . فيكون التغير في نسبة الفراغات عندئذ

$$\Delta e = C_c \log \frac{\bar{\sigma} + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}o} \qquad (5\cdot22)$$

ويمكن ان يحسب هبوط الانضمام الكلي بجمع هبوطات الانضمام لكل طبقة . وهكذا يكون الهبوط لتلك الطبقات التي فيها $\Delta\bar{\sigma}_i > (\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_o)\, i$ هو

$$S'_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{Hi}{1 + e_{oi}} \left[C_c \log \frac{\bar{\sigma}p}{\bar{\sigma}o} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}p} \right] \qquad (5\cdot23)$$

حيث ان n هو عدد الطبقات المتأثرة ويكون الهبوط لتلك الطبقات التي فيها $\Delta\bar{\sigma}_i \leq (\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_o)$ هو

$$S''_c = \sum_{i=1}^{m} \frac{Hi}{1 + e_o} \left[C_c \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}o} \right] \qquad (5\cdot24)$$

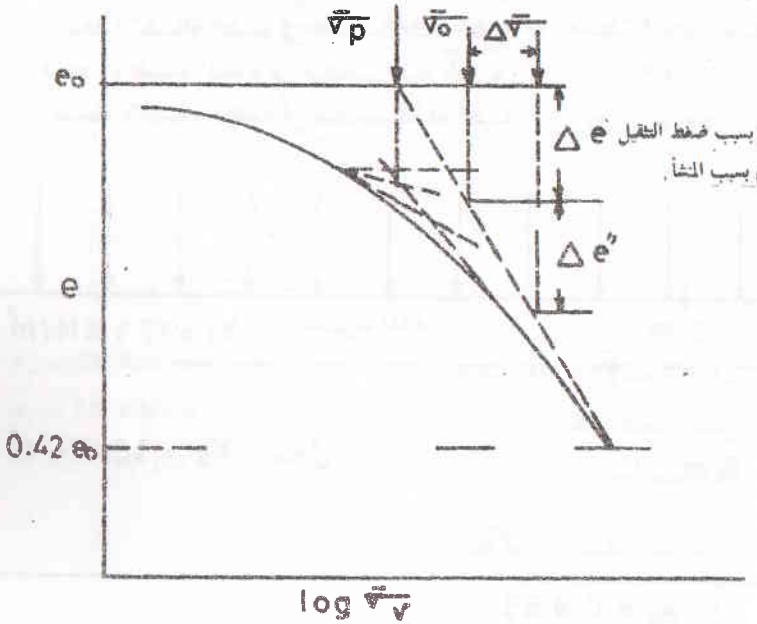
حيث ان m هو عدد الطبقات المتأثرة . ويساوي هبوط الأنضمام الاحادي الكلي

$$S_c = S'_c + S''_c \qquad (5\cdot25)$$

اما الطين الناقص الأنضمام فان حالته تظهر عادة في طبقة الطين التي تمتلك ضغط انضمام متقدم اقل من ضغط التثقيل الموجود المحسوب . وتظهر هذه الحالة عندما لايكون

الانضمام قد وصل الى التوازن تحت ضغط التثقيل المسلط كما هو الحال في المساحة المدفونة حديثا او حين يكون سطح المياه الجوفية قد خفض حديثاً او في التربة المترسبة حديثا .

وعند تسليط حمل اضافي على التربة فلا يحدث الهبوط تحت تأثير الحمل الموجود فقط ولكن تحت تأثير الحمل الذي لم ينته الانضمام بسببه بعد ايضاً . وهذا موضح في الشكل – 5·23 الذي يبين تخطيطياً منحني العلاقة المختبرية لنسبة الفراغات ولوغاريتم الضغط للطين الناقص الأنضمام . ويلاحظ ان ضغط الأنضمام المتقدم المحسوب في المختبر اقل من $\bar{\sigma}_o$. وكما هو موضح في الشكل – 5·23 يساوي هبوط الانضمام



الشكل 5.23 التغير في نسبة الفراغات للطين الناقص الانضمام

مجموع مركبتي الهبوط الذي سيحدث اذا لم يوضع حمل اضافي على التربة او الهبوط الناتج من الحمل الأضافي من الزيادة في الأجهاد . اي ان

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} C_{ci} \frac{Hi}{1 + e_{oi}} \log \left[\frac{\bar{\sigma}p + (\bar{\sigma}o - \bar{\sigma}p) + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}p} \right] \qquad (5\cdot26)$$

$$\therefore S_c = \sum_{i=1}^{n} C_{ci} \frac{Hi}{1 + e_{oi}} \log \frac{\bar{\sigma}o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}p} \qquad (5\cdot27)$$

المثال 5-4

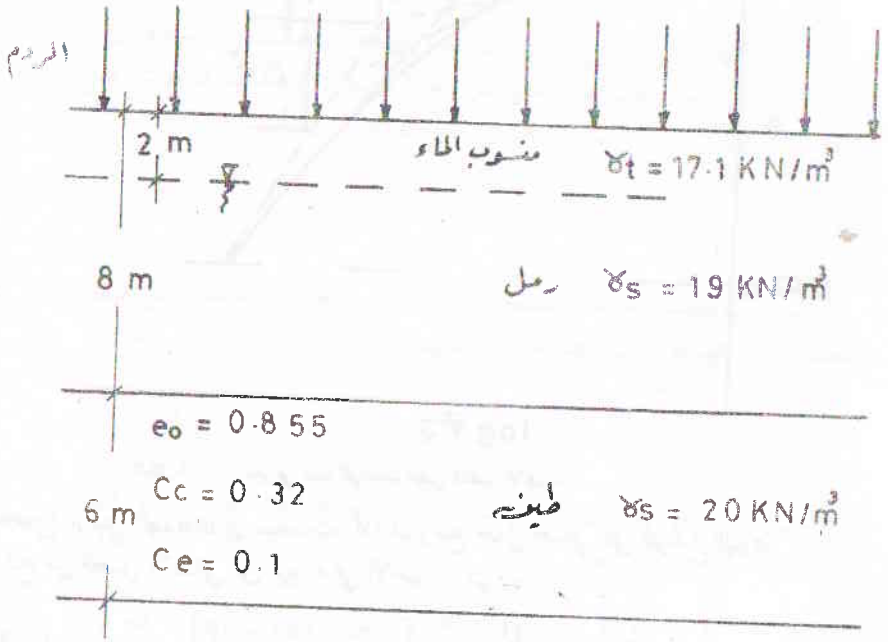
اذا كان مقطع التربة المبين في الشكل ادناه مكونا من 8m من الرمل و 6m من الطين ومنسوب الماء 2m تحت سطح الأرض . اذا ردمت مساحة واسعة من سطح الأرض بتراب ارتفاعه 3m وكثافته الثقلية 20 KN /m² . فاحسب مقدار هبوط الأنضمام للحالات الآتية :-

أ- ضغط الأنضمام المتقدم في منتصف الطبقة الطينية $\bar{\sigma}p = 120$ KN / m²

ب- ضغط الانضمام المتقدم في منتصف الطبقة الطينية $\bar{\sigma}p = 200$ KN/ m²

جـ- ضغط الانضمام المتقدم في منتصف الطبقة الطينية $\bar{\sigma}p = 160$ KN /m²

د- ضغط الانضمام المتقدم في منتصف الطبقة الطينية $\bar{\sigma}p = 100$ KN /m²



ان مقدار الزيادة في الضغط $\bar{\sigma}_o$ من تراب الردم في منتصف الطبقة الطينية هو

$$\Delta\bar{\sigma} = 20 \times 3$$
$$= 60 \text{ KN/m}^2$$

ومقدار ضغط التثقيل $\bar{\sigma}_o$ يساوي

$$\bar{\sigma}_o = 17{\cdot}1 \times 2 + (19 - 9{\cdot}8)\,6 + (20 - 9{\cdot}8)\,3$$
$$= 120 \text{ KN/m}^2$$

أ- بما ان ضغط الانضمام المتقدم $\bar{\sigma}_p = 120$ KN / m²

ومقدار ضغط التثقيل $\bar{\sigma}_o = 120$ KN / m²

فان التربة طبيعية الانضمام . وعليه يحسب هبوط الانضمام من المعادلة

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \left(\log \frac{\bar{\sigma}_o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_o} \right) \qquad (5\text{-}18)$$

$$= \frac{0{\cdot}32}{1 + 0{\cdot}855} \times 6000 \log \left(1 + \frac{60}{120} \right)$$

$$= 182 \text{ mm}$$

ب- بما ان ضغط الأنضمام المتقدم $\bar{\sigma}_p = 200$ KN / m²

ومقدار ضغط التثقيل $\bar{\sigma}_o = 120$ KN / m²

ولما كانت قيمة $\Delta\bar{\sigma} = 60$ KN / m²

فان التربة مفرطة الأنضمام . وبما أن

$$\Delta\bar{\sigma} < (\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_o)$$

فان المعادلة (5-24) تستعمل

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \left(1 + \frac{\Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_o} \right) \qquad (5\text{-}24)$$

$$= \frac{0{\cdot}1}{1 + 0{\cdot}855} \times 6000 \log \left(1 + \frac{60}{120} \right)$$

$$= 56{\cdot}9 \text{ mm}$$

جـ- ان ضغط الانضمام المتقدم $\bar{\sigma}_p = 160\ KN/m^2$

ومقدار ضغط التثقيل $\bar{\sigma}_o = 120\ KN/m^2$

ولما كان مقدار $\Delta\bar{\sigma} > (\bar{\sigma}_p - \bar{\sigma}_o)$

فانه بالامكان استعمال المعادلة

$$S_c = \frac{H}{1 + c_o}\left[C_e \log \frac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_o} + C_c \log \frac{\bar{\sigma}_o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_p} \right]$$

$$= \frac{6000}{1 + 0{\cdot}855}\left[0{\cdot}1 \log \frac{160}{120} + 0{\cdot}32 \log \frac{120 + 60}{160} \right]$$

$$= 40{\cdot}4 + 52{\cdot}9$$

$$= 93{\cdot}3\ mm$$

د- بما ان ضغط الانضمام المتقدم $\bar{\sigma}_p = 100\ KN/m^2$

وان مقدار ضغط التثقيل $\bar{\sigma}_o = 120\ KN/m^2$

فان التربة ناقصة الانضمام وعليه يكون

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_c} H \log \frac{\bar{\sigma}_o + \Delta\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_p} \qquad (5{\cdot}27)$$

$$S_c = \frac{0{\cdot}32}{1 + .855} \times 6000 \log \frac{120 + 60}{100}$$

$$= 264\ mm$$

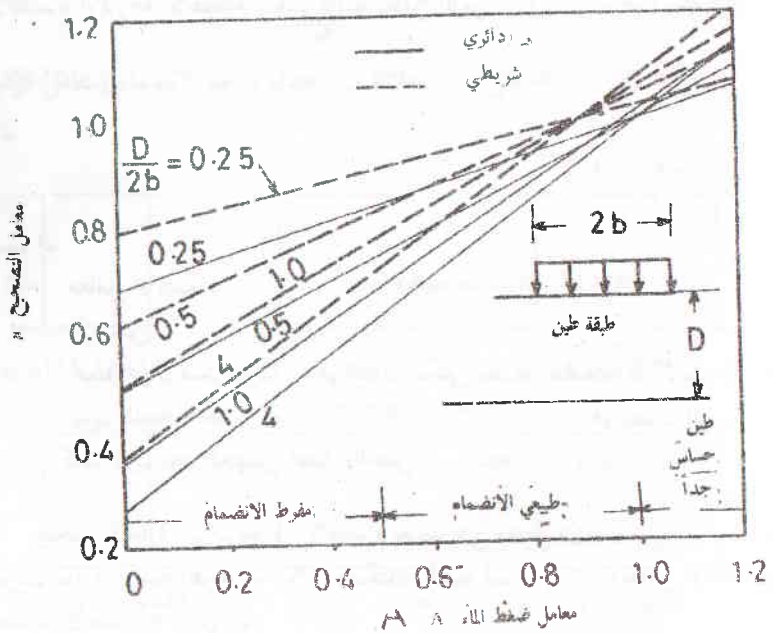
5-4-3 هبوط الانضمام الثلاثي الابعاد

ان الحسابات السابقة لهبوط الانضمام الناتجة عن تأثيرات الانضغاطية مقصورة على اعتبارات احادية الابعاد. وفي تلك الحالات التي فيها سمك الطبقة المنضغطة كبير بالنسبة الى مساحة التحميل، يمكن ان تؤثر طبيعة الابعاد الثلاثة للمسألة على قيمة الهبوط

ومعدله. ولهذا الغرض استعملت طرائق نصف وضعية (semi empirical) لحساب هبوط الانضمام الثلاثي الابعاد. واغلب التطبيقات الشائعة لهذه الحالة، هي الطريقة المطورة من قبل سكمبتون وبيرم (Skempton & Djerrum) وقد اقترضا معامل تصحيح μ لهبوط الانضمام المحسوب على افتراض انضمام احادي الابعاد. هذا وان معامل التصحيح μ هو دالة للشكل الهندسي للمسألة ولقيمة معامل ضغط ماء المسام A. ولايخفى ان A هو معامل ضغط ماء المسام في معادلة سكمبتون (1954)، للتربة المشبعة بالماء:

$$\Delta u_c = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

وتجدر الاشارة الى ان القيمة الصغيرة للمعامل A تناظر قيمة صغيرة لمعامل التصحيح μ، وان هبوط الانضمام الحقلي يساوي μ الشكل - 5.24، مضروبا في الهبوط المحسوب على اساس انضمام احادي الابعاد.



الشكل (5.24) طريقة حساب هبوط الانضمام الثلاثي الابعاد

5-4-4 ـ المعدل الزمني للهبوط

تتضمن عملية الأنضمام تصريف الماء من التربة المنضغطة . وقد تضمنت الدراسة السابقة تعيين هبوط الأنضمام النهائي . وهذا يعني الهبوط الذي يحدث بعد أن يتلاشى كل ضغط ماء المسام الزائد وتقترب التربة من حالة التوازن . وفي أي وقت مابين تسليط الحمل المنتج للانضمام والزمن الذي يحدث فيه 100٪ انضمام . يمكن وصف توالي الهبوط بمعدل درجة الأنضمام :

$$U_{(t)} = \frac{S_c(t)}{S_c} \qquad (5\text{-}25)$$

حيث يرمز $S_c(t)$ الى الهبوط للطبقة المنضغطة في الوقت t وحين يعين مقدار $U(t)$ يمكن استعمال المعادلة 5-25 لتخمين التأريخ الزمني للهبوط اذا أمكن تعيين .

هذا وأن المعدل لنسبة الأنضمام الهيدروديناميكي $U_{(t)}$ (غالباً مايدعى بنسبة الأنضمام او درجة الأنضمام) هو دالة لمعامل الزمن T (time factor) .

$$U_{(t)} = f(T) \qquad (5\text{-}26)$$

وأن

$$T = C_v t / H^2$$

حيث أن

C = معامل الأنضمام (coefficient of consolidation)

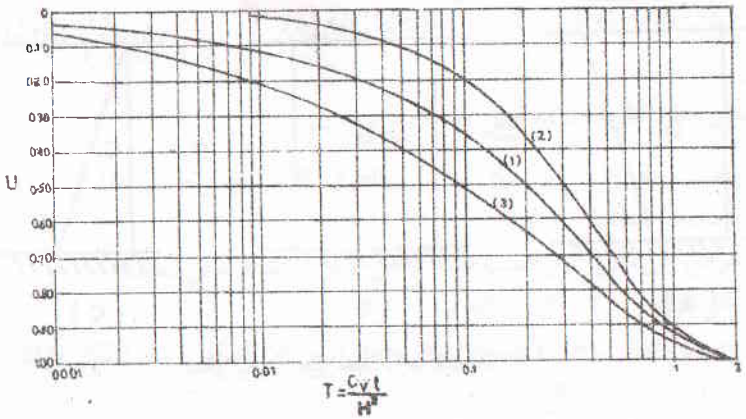
t = الزمن

H = طول أطول مسار للبزل . وهو الطول الكلي للطبقة المنضغطة اذا كانت الطبقة تبزل باتجاه واحد (one way drainage) . وهو نصف الطول اذا كان البزل نحو الجهتين العليا والسفلى (two way drainage) .

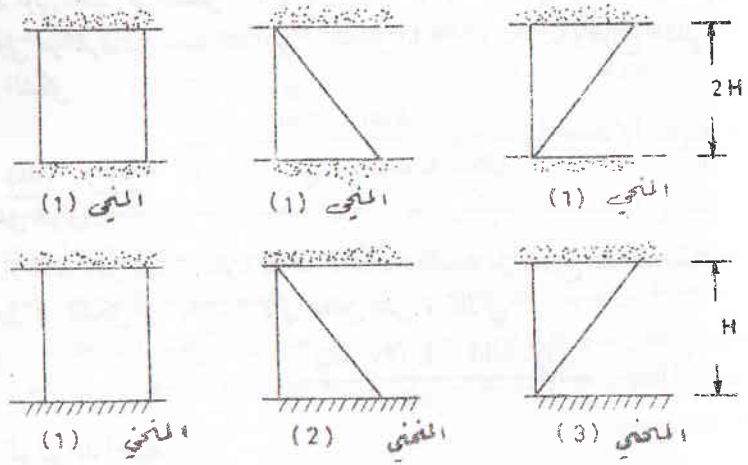
وتجدر الأشارة الى أن معامل الأنضمام يعتمد على معامل النفاذية k (بانجساه جريان الماء) . ونسبة الفراغات e_v . والكثافة الثقيلة للماء γ_w ومعامل الأنضغاطية أحادية الأبعاد a_v . أي أن

$$C_v = \frac{k(1+e_v)}{a_v \gamma_w} \qquad (5\text{-}28)$$

هذا وأن العلاقة بين معامل الزمن T ونسبة الأنضمام هي دالة معقدة تعتمد على موضع النخم النفاذ وتوزيع الأجهاد $\Delta\bar{\sigma}$ في الطبقة كما هو مبين في الشكل - 5.25 ويمكن عادة في الممارسة تقريب التغير الأولي لضغط ماء المسام في طبقة الطين بتوزيع خطي . وتمثل المنحنيات (1) و(2) و(3) في الشكل 5.25 الحل للمعادلة للحالات المبينة في الشكل 5.26

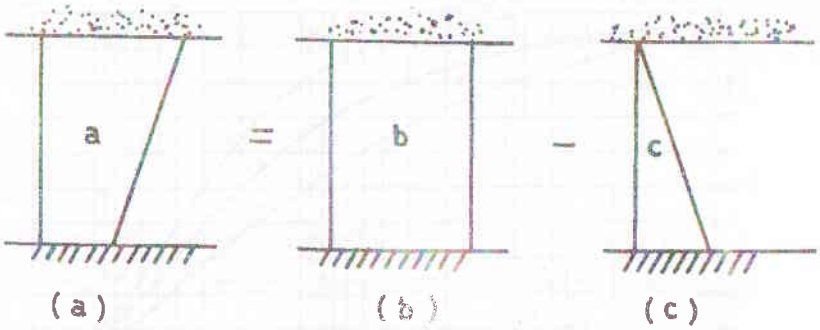


الشكل 25 5 العلاقة بين معدل درجة الانضمام ومعامل الزمن



الشكل 26 5 التغاير الاولي لضغط ماء المسام الاولي

ولأن المعادلة التفاضلية . للأنضمام هي خطية . يمكن أن تضاف الحلول للمعادلة وهكذا اذا امكن تمثيل التوزيع لضغط المسام الزائد كمجموع لتوزيعين او أكثر من المعطى في الشكل 5·27 . فأن معدل درجة الانضمام لمثل هذه الحالة يمكن ان يحسب من معدل درجات الأنضمام المناظرة المخصصة لضغوط المسام الزائدة الأولية وتم هذا



الشكل 5.27 تعيين معدل درجة الانضمام

بجمع درجات الأنضمام الموزونة للمساحة النسبية للتوزيعات الأولية . هذه الطريقة موضحة في الشكل 5·27 الذي يطلب فيه تعيين معدل الأنضمام الناتجة عن ضغط مسام زائد اولي ، مبين في الشكل 5.27(a) . ان ضغط المسام الزائد الاولي هو الفرق بين مسام زائد اولي . الشكل 5 . 27(b) . والتوزيع المثلثي المبين في الشكل 2·27(c) . أي أن

$$A(a) = A(b) - A(c)$$

حيث ان A(a) و A(b) . و A(c) هي المساحات للأشكال (a) (b) و (c) على التوالي .

ومن الاضافة بالتراكب . تكون درجة الانضمام الناتجة من التوزيع لضغط المسام الزائد الاولي في الشكل – 5·27(a) لأي معامل زمن T كالاتي : –

$$U_a(T) = \frac{U_b(T) \cdot A(b) - U_c(T) \cdot A(c)}{A(a)} \qquad (5\cdot29)$$

طبقات البزل الداخلية

في الحالات التي فيها الطبقات القابلة للانضغاط تحوي بينها على أثر واحد او أكثر من مادة نفاذة تعمل كطبقة بزل . يمكن وجود درجة الأنضمام من العلاقة الاتية : –

$$U = \frac{1}{S_c}(U_1 S_{c1} + U_2 S_{c2} + \dots) \qquad (5\cdot30)$$

حيث ان U و S_c هما معدل درجة الانضمام والهبوط النهائي للانضمام على التوالي لكل الطبقات . وان 1,2,... هي ارقام الطبقات المنضغطة

$$S_c = S_{c1} + S_{c2} + , \dots \qquad (5\cdot31)$$

ويمكن اتباع الطريقة الاتية لحل هذا النوع من المسائل :

1 يحسب مقدار S_{c_2}, S_{c_1} .....بالطرق الأعتيادية ويحسب مقدار S_c باستعمال المعادلة 5·31

2. يفرض زمن معين t ويحسب مقدار معامل الزمن T المناظر له من المعادلة 5 - 27 لكل طبقة (T_2, T_1 ..الخ)

3. يحسب مقدار درجة الأنضمام المناظر لمعامل الزمن من الشكل – 5 . 25 لكل طبقة (t_2, t_1 ..... الخ) .

4. يحسب معدل درجة الانضمام لكل الطبقات باستعمال المعادلة 5·30 .

5. تعاد الفقرات 4,3,2 بافتراض أرقام للزمن t مختلفة (t_2 ، t_1 .... الخ وعلى ضوئها يحسب معدل درجة الانضمام المناظر لها .

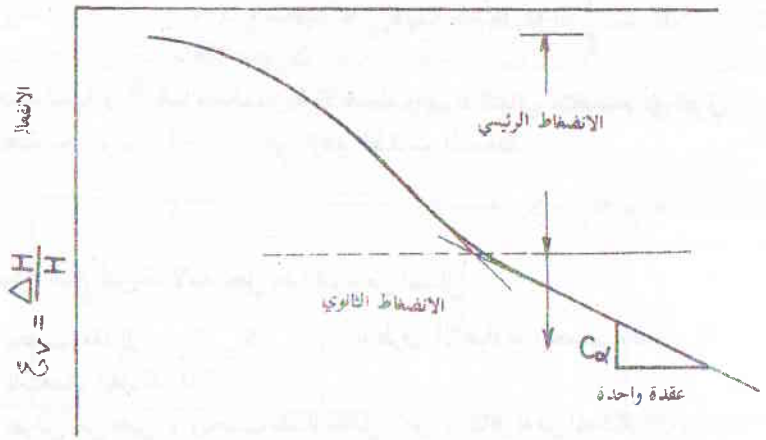
6 ترسم العلاقة بين الزمن والمقدار يمعدل درجة الانضمام U المناظرة له والمحسوب من المعادلة 5 - 30 -

5·5 هبوط الانضغاط الثانوي

يدعى الأنضغاط المستمر البطيء الذي يستمر بعد ان تكون ضغوط المسام الزائدة قد تلاشت فعليا بالانضغاط الثانوي . ويحدث الأنضغاط الثانوي بسبب العلاقة بين نسب الهراءات والأجهاد المؤثر ويعتمد ذلك على الزمن بعض الشيء وكلما بقي الطين مدة اطول تحت اجهاد مؤثر ثابت صار الى الأكثف . وان المعدل الزمني للانضغاط الثانوي هو الأكبر للترب ذات اللدونة العالية وعلى الأخص الترب العضوية (organic soil) .

ويعبر عن قيمة الانضغاط الثانوي غالباً بالانحدار للجزء الاخير من منحني الانضغاط الزمني (time compression curve) على ورق نصف لوغاريتمي الشكل – 5·28 .

لوغاريتم الزمن



الشكل 5.28 العلاقة بين الانفعال ولوغاريتم الزمن

أي ان

$$C_v = \frac{\Delta H / H}{\Delta \log_{10} t} = \frac{\zeta_p}{\Delta \log_{10} t} \qquad (5\cdot32)$$

ويبين الجدول – 5.3 قيما نموذجية للانحدار C_α

الجدول 5.3 قيم نموذجية للانحدار

نوع التربة	C_α
طين طبيعي الانضمام	0.005 – 0.02
تربة لدنة جداً . تربة عضوية	≥ 0.03
طين متقدم الانضغاط مع نسبة الأفراط في الأنضمام $2 < OCR$	< 0.001

هذا ويحسب مقدار الهبوط للانضغاط الثانوي S_s من العلاقة الاتيـــة :

$$S_s = C_\alpha H \log_{10} \frac{t_2}{t_1} \qquad (5\cdot33)$$

حيث ان H سمك الطبقة المنضغطة

t_2 = الزمن اللازم للانضغاط النهائي ويحتسب من العلاقة

$$t_1 = H^2 / C_v \qquad (5\cdot34)$$

على افتراض $T = 1$

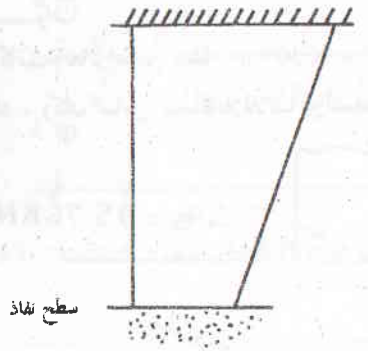
t_2 = الزمن الذي عنده يطلب حساب الهبوط الثانوي

H = طول مسار البزل

C_v = معامل الأنضمام

مسائل

1- اذا كان توزيع ضغط ماء المسام الزائد في تربة طينية كما هو مبين في الشكل 5.29 برهن على أن معدل درجة الأنضمام U_4 هو :



$$U_4 = U_1 - \left(\frac{1 - \eta}{1 + \eta}\right)(U_1 - U_2)$$

الشكل 5.29

حيث أن :

U_1 = معدل درجة الأنضمام للمنحني (1) في الشكل – 5.26

U_2 = معدل درجة الأنضمام للمنحني (2) في الشكل – 5.26

$$\eta = \frac{\text{الضغط على السطح النفاذ}}{\text{الضغط على السطح غير النفاذ}}$$

هبوط الاسس كلها في السرداب مساويا للصفر . نظرا لوجود الاسس الخارجية المدفونة من الخارج .

6.1.4 – اختيار مقاس الاسس لتقليل الهبوط التباينـي

يمكن تقليل الهبوط التباني (differential settlement) الناتج عن اختلاف الاثقال الحية (live loads) بجعل مقاس كل الاسس متناسبا بحيث يكون عندها نفس معدل ضغط التحميل تحت الثقل العملي (working load) وأن الثقل العملي هو الثقل الفعلي المتوقع الذي يؤثر على الأساس خلال العمل الأعتيادي للمنشأ ويمكن ان يؤخذ في المنشآت الاعتيادية كثقل ميت (dead load) مضافا اليه نصف الثقل الحي . ويجب ان تستعمل نسبة أكبر من النصف للثقل الحي في المستودعات والمخازن والمكتبات .

ولجعل الضغط متساوياً تحت الأسس يتبع الاسلوب الاتي عند التصميم .

نفرض ان

P_{l+d} = الثقل الحي + الثقل الميت للاساس الذي عليه أكبر نسبة من الثقل الحي / الثقل الميت

P_s = الثقل العملي لنفس الاساس

= الثقل الميت + $\frac{1}{2}$ الثقل الحي للمنشآت الاعتيادية

q_a = ضغط التحمل المسموح به . كما هو موضح في الفصل الرابع .

وتحسب مساحة الاساس (A) الذي عليه أكبر نسبة من الثقل الحي الثقل الميت من العلاقة

$$A = P_{l+d} / q_s \qquad (6.7)$$

ويحسب ضغط التصميم (q_d) لكل الاسس الاخرى من العلاقة

$$q_d = \frac{P_s}{A}$$

وعليه نكون مساحة الاسس الاخرى

$$A_f = \frac{\text{الثقل العملي}}{q_d} \qquad (6.9)$$

المثـــال 6.1

اذا علمت ان ضغط التحمل المسموح به للتربة $q_a = 200\ KN/m^2$ وان مقادير الأثقال الميتة والحية للاسس A ، B و C هي كالاتي

الاســـاس	A	B	C
الثقل الميت ، KN	550	400	350
الثقل الحي ، KN	600	350	150

المطلوب اختيار ابعاد الاسس A ، B و C بحيث يكون هبوط التباين بينها قليلا .

الحـــل :–

النسبة بين $\frac{\text{الثقل الحي}}{\text{الثقل الميت}}$ للاســـاس A = 1.09

وللاســـاس B = 0.88

وللاســـاس C = 0.43

∴ مساحة الاساس الذي عليه أكبر نسبة من الثقل الحي الى الثقل الميت تساوي : –

$$\text{مساحة الاساس A} = \frac{500 + 600}{200} = 5.75\ m^2$$

∴ ضغط التصميم لكل الاسس يساوي

$$\frac{550 + 0.5(600)}{5.75} = 147.82\ KN/m^2$$

وعليه تساوي مساحة الاساس B

$$\frac{400 + 0.5(350)}{147.82} = 3.89\ m^2$$

وتساوي مساحة الاســـاس C

$$\frac{350 + 0.5(150)}{147.82} = 2.85 m^2 \qquad A_f = \frac{D + L}{q_a} \qquad (6.10)$$

6.1.5 التصميم الانشائي للاسس المنفصلة

تصمم الاسس المنفصلة (spread footings) باتباع متطلبات مدونة للخرسانة المسلحة للمنشآت
(Building Code Requirements for Reinforced Conerete, ACI 318 – 77)

ويمكن تلخيص الخطوات المتبعة بالتصميم كما يأتي : –

1 . تحسب ابعاد الاساس أو مساحته (A_f) كما يلي : –

$$A_f = \frac{D + L}{q_a} \qquad (6.10)$$

حيث ان

D = الثقل الميت (dead load)

L = الثقل الحي (live load)

q_a = قوة تحمل التربة المسموح بها .

2 . تحول الاثقال الى اثقال قصوى (ultimate loads) بموجب متطلبات المدونة (ACI – 318 – 77) الفقرات 9.2.1 الى 9.2.7

فمثلاً : ان الثقل الاقصى (U) العامل على الاساس تحت تأثير الاثقال الميتة والحية بموجب الفقرة (9.2.1) هو : –

$$U = 1.4\,D + 1.7\,L \qquad (6.11)$$

واذا اخذ تأثير الرياح بنظر الاعتبار فان الثقل الاقصى بموجب الفقرة (9.2.2) هو

$$U = 0.75\,(1.4\,D + 1.7\,L + 1.7\,W) \qquad (6.12)$$

حيث ان

W = الثقل الناتج من تأثير الرياح .

وهكذا بالنسبة للفقرات الاخرى التي تفصل كيفية احتساب الأثقال القصوى بالنسبة لحالات التحميل المختلفة .

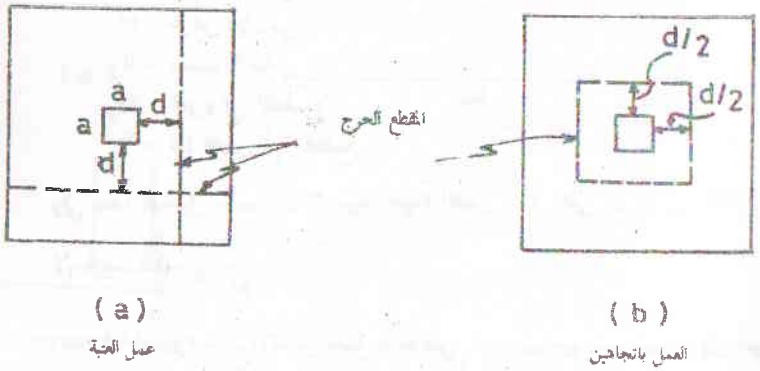
3 . يحسب ضغط التربة الاقصى (ultimate soil pressure) المؤثر على الاساس كما يـلي : –

$$q_u = \frac{U}{A_f} \qquad (6.13)$$

4 . يحسب سمك الأساس (d) . ان القص (shear) هو الذي يتحكم في سمك الأساس في اغلب الاحيان . وتكون المقاطع الحرجة للقص كما هو مبين في الشكل – 6.5 وكما يأتـي : –

(أ) عمل العتبة (beam action) يكون موقع المقطع الحرج (critical section) على مسافة (d) من وجه العمود او القاعدة ، الفقرة (11.11.1.1)

(ب) العمل باتجاهين (two – way action) . يكون موقع المقطع الحرج على مسافة d/2 من وجه العمود او القاعدة وبصورة مستمرة حول العمود او القاعدة الفقرة (11.11.1.2) .



(a) عمل العتبة

(b) العمل باتجاهين

الشكل – 6.5 المقاطع الحرجة للقص

ان أيا من الفرضتين (أ) و (ب) اعلاه يعطي سمكا أكبر للاساس يكون هو المعول عليه في التصميم .

هذا وان اجهاد القص المسموح به (v_c) هو كما يأتـي : –

(أ) في حالة فرض عمل الاساس كعتبة :

$$v_c = 0.17 \phi \sqrt{f'_c} \qquad (6.14)$$

حيث ان

ϕ = عامل التحميل = 0.85 في حالة القص

f'_c = قوة ضغط الخرسانة (compressive strength) بموجب الفقرة (11.3.1.1) .

وفي حالة استعمال التحليل المفصل بموجب الفقرة 11.13.2.1 يكون اجهاد القص كما يأتي : -

$$v_c = \phi \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 17.2 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \qquad \ldots 6.15$$

حيث ان

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

A_s = مساحة التسليح

b = عرض الأساس

d = سمك الاساس

M_u = العزم في المقطع

V_u = قوة القص في المقطع .

وفي هذا التحليل يجب ان لا يزيد اجهاد القص v_c على $0.29 \phi \sqrt{f'_c}$ وان لا تزيد الكمية $\frac{V_u d}{M_u}$ على 1.0

(ب) اما اذا فرض ان الاساس يعمل باتجاهين (two way action) فان اجهاد القص بموجب الفقرة 11.11.2 هوكما يأتي : -

$$V_c = 0.083 \phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \qquad \ldots 6.16$$

ولكن يجب ان لا يزيد على $0.34 \phi \sqrt{f'_c}$

حيث أن

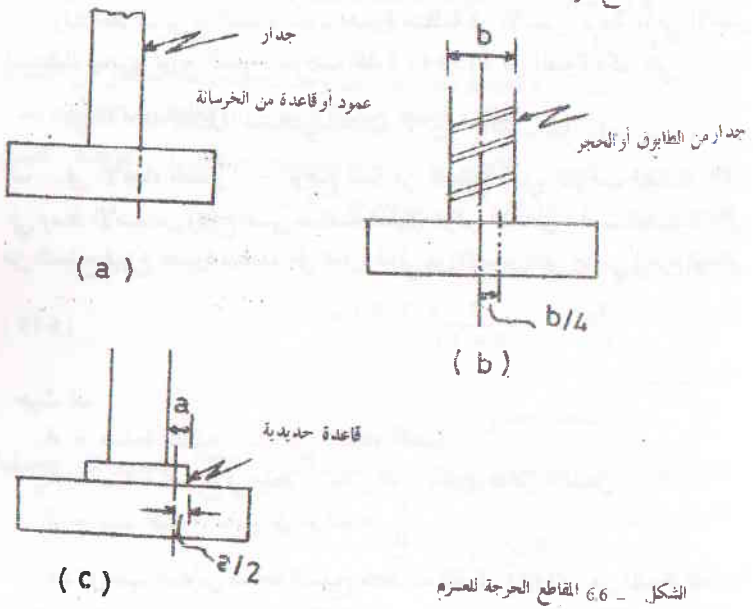
β_c = نسبة طول الضلع الطويل الى الضلع القصير (العمود) .

5 . يحسب العزم ومساحة التسليح . ان المقاطع الحرجة لوجود العزم المطلوب في التصميم هي كالمبينة في الشكل – 6.6 وبموجب الفقرة 15.4.2 من المدونة وكما يأتي : -

أ- في وجه العمود أوالقاعدة اوالجدارفي الاسس التي تسند عمودا خرسانيا أوقاعدة خرسانية اوجداراً خرسانيا . الشكل – 6.6 (a)

ب- في منتصف المسافة بين حافة الجدار ومنتصفه في الاسس التي تسند جدرانا من الطابوق اوالحجر . الشكل – 6.6 (b)

ج- في منتصف المسافة بين وجه العمود وحافة القاعدة الحديدية للاسس التي تسند اعمدة مع قواعد حديدية . الشكل – 6.6 (c)



الشكل – 6.6 المقاطع الحرجة للعزم

ومن العزم المستخرج في المقاطع الحرجة يمكن وجود مساحة التسليح اللازمة للاساس كما يأتي

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \qquad (6.17)$$

حيث ان

A_s = مساحة التسليح المطلوب في وحدة طول من الأساس

ϕ = عامل يأخذ بنظر الأعتبار عملية الأنشاء = 0.90

f_y = مقاومة المطاوعة في الحديد (Yield strength)

d = سمك الأساس

سمك الجزء الذي تحت الأنضغاط من الاساس (depth of compression block)

$$a = \frac{As\ f_y}{0.85\ f'c\ b} \qquad (6.18)$$

b = العرض

وليلاحظ ان توزيع التسليح يكون بصورة منتظمة في الاسس المربعة اما في الاسس المستطيلة فيجري توزيع التسليح بموجب الفقرة (15.4.4) من المدونة وكما يأتي :

أ – في الاتجاه الطويل : – يوزع التسليح بصورة منتظمة .

ب – في الاتجاه القصير : – توضع نسبة من التسليح الكلي بموجب المعادلة 6.19 في وسط الأساس وتوزع على مسافة تساوي عرض الأساس . أما الجزء الباقي من التسليح فيوزع بصورة منتظمة على الجزء الباقي من الأساس على جانبي الجزء الوسطي

$$\frac{A_B}{A_T} = \frac{2}{(\beta + 1)} \qquad (6.19)$$

حيث ان

A_T = مساحة التسليح الكلية في الاتجاه القصير

A_B = مساحة التسليح في وسط الأساس الذي يساوي عرض الأساس

β = نسبة طول الأساس الى عرضه = $\frac{L}{B}$

هذا ويجب ان تؤمن مساحة التسليح متطلبات الفقرة (7.12) من المدونة الخاصة بالتقلص وتغير درجات الحرارة . وكذلك يجب ان تؤمن متطلبات الفقرة (10.5) الخاصة بالحد الادنى لمساحة التسليح كما يأتي : –

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \qquad (6.20)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

حيث أن : –

6 . فحص طول الجزء المطمور من الحديد (development of reinforcement) بموجب الفقرة (12.2) من المدونة

$$L_d = (0.019\ A_b\ f_y) / \sqrt{f'_c} \qquad (6.21)$$

حيث ان

L_d = طول الجزء المطمور من حديد التسليح (m m)

A_b = مساحة قضيب التسليح (m m²)

7 . فحص الاجهادات الناتجة من نقل الحمل من العمود الى الاساس الفقرة (15.8.1) (Load transfer from column to footing)

ان قوى الضغط (compression forces) تنتقل مباشرة بالتحمل (bearing)

اما قوى الشد (tension forces) ان وجدت فيجب ان تنقل من العمود الى الاساس بتوفير الطول الكافي من حديد التسليح بالنسبة الى الدواسر (dowels) . وان اجهاد التحمل الاقصى (ultimate bearing stress) لقاعدة العمود بموجب الفقرة (10.16.1) من المدونة هو $0.85\ f'_c$

اما قابلية تحمل قاعدة العمود P_c فهي :

$$P_c = 0.85\ f'_c\ A_c \qquad (6.22)$$

حيث ان

A_c = مساحة التحميل

وهذا المقدار مضروباً بالعامل ϕ يجب ان يكون أكبر من الاثقال القصوى التي يتحملها العمود . اي ان

$$P_u \leq \phi\ P_c$$

في هذه الحالة $\phi = 0.70$

اما بالنسبة لقابلية تحمل خرسانة الاساس فانها ستكون أكبر من قابلية تحمل العمود اذا كان كلاهما من نفس نوعية الخرسانة . واذا كان العمود مصبوبا من خرسانة ذات قوة عالية جدا والاساس مصبوبا من خرسانة ذات قوة اوطأ فيمكن ان تكون قابلية تحمل الخرسانة للاساس هي المسيطرة في نقل الحمل من العمود الى الاساس أو يجب التأكد منها كما يأتي : –

قابلية تحمل خرسانة الأساس P_f

$$P_f = 0.85\,\phi\, f'_c\, A_1\, \alpha_b \qquad (6.23)$$

حيث ان $\phi = 0.70$ و α_b عامل زيادة المساحة وتتراوح قيمته بين 1 و2 .

وان

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

حيث أن

A_1 = مساحة التحميل

A_2 = المساحة العظمى لجزء السطح الساند . التي تشابه هندسياً المساحة المحملة . ويتحد مركزها معها (concentric).

وهذا يحدث في الأعمدة المستطيلة اوذات الأشكال المختلفة . ومن الملاحظ أنه في حالة نقل الحمل بواسطة تحمل الخرسانة فأن الفقرة (15.8.4) تتطلب وضع حد أدنى من التسليح في الحد الفاصل بين العمود والأساس ويساوي 0.5 % من مساحة التحميل في العمود او القاعدة ويجب أن تتألف مساحة التسليح من أربعة قضبان في الأقل . وأن لايزيد قطر قضبان الدواسر (dowels) عن قطر قضبان العمود بأكثر من 4 mm . أما طول الجزء المطمور من الدواسر فيحتسب بموجب الفقرة (12 . 3) وبموجب المعادلة الآتية :

$$L_d = \frac{+ f_y\, d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad (6.24)$$

حيث أن

d_b = قطر قضبان التسليح (mm)

المثال 6.2 : —

صمم أساساً ليسند عموداً بأبعاد 0.40 × 0.40 m وبموجب المعلومات الآتية

الثقل الميت $D = 300$ KN

الثقل الحي $L = 450$ KN

الضغط المسموح به على التربة $q_a = 200$ KN / m²

$f'_c = 20$ MN / m² (N / m m²)

$f_y = 346$ MN / m² (N / mm²)

خطوات الحل : —

وجود مساحة الأساس وأبعاده

$$A_f = \frac{D + L}{q_a} = \frac{300 + 450}{200} = 3.75 \text{ m}^2$$

استعمل أساساً مربعاً بأبعاد 2.0 × 2.0 m .

تحول الأثقال الى أثقال قصوى (ultimateloads).

$$U = 1.4\,D + 1.7\,L$$
$$= 1185 \text{ KN}$$

3 — ضغط التربة الأعظم

$$q_u = \frac{1185}{4} = 296.25 \text{ KN / m}^2$$

4 — وجود سمك الأساس بأعتبار أن الأساس يعمل بأتجاهين (two - way action) ثم يفحص سمك الأساس بالنسبة لعمله كعتبة (beam action) .

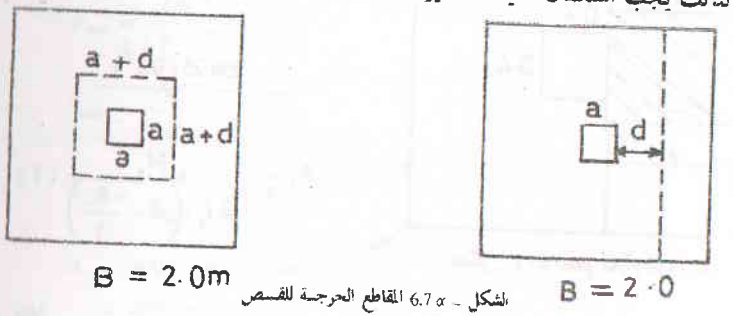
$$V_c = 0.083\,\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.083 \times 0.85 \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{20} = 1.893 \text{ MN / m}^2$$

وهذه القيمة يجب أن لاتزيد على $0.34\phi \sqrt{f'_c}$ التي تساوي

$0.34 \times 0.85 \sqrt{20} = 1.292$ MN (m²

لذلك يجب استعمال القيمة الأخيرة



الشكل - 6.7 α المقاطع الحرجة للقصص

$$V_c 4(a+d)d = q_u[B^2 - (a+d)^2]$$

$$d^2\left(V_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(V_c + \frac{q_u}{2}\right)a = \frac{B^2 - a^2}{4} q_u$$

$q_u = 296{\cdot}25$ KN / m²

$V_c = 1292$ KN / m²

$a = 0{\cdot}40$ m

$B = 2{\cdot}0$ m

$$d^2\left(1292 + \frac{296{\cdot}25}{4}\right) + d\left(1292 + \frac{296{\cdot}25}{2}\right)0{\cdot}4 = \frac{2^2 - 0{\cdot}4^2}{4} \times 296{\cdot}25$$

$$1366\,d^2 + 576\,d = 284{\cdot}4$$

وأن سمك الأساس هذا يجب ان يفحص بالنسبة لعمل الأساس كعتبة وكما يأتي :-

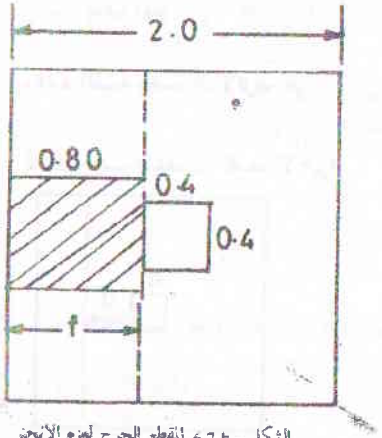
$$V_c = 0{\cdot}17\,\phi\sqrt{f_c} = 0{\cdot}17 \times 0{\cdot}85\ \sqrt{20} = 0{\cdot}646\ \text{MN / m}^2$$

$$V_c\,bd = q_u\left(\frac{B}{2} - \frac{a}{2} - d\right)B$$

$$646 \times 2{\cdot}0\,d = 296{\cdot}25\left(\frac{2}{2} - \frac{0{\cdot}4}{2} - d\right)2$$

$$646\,d = 296{\cdot}25 - 59{\cdot}25 - 296{\cdot}25\,d$$

$d = 0{\cdot}25$ m $< 0{\cdot}30$ m O. K



الشكل ـ 6.7 b المقطع الحرج لعزم الانحناء

5 . وجود العزم ومساحة التسليح :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2}$$

$$= \frac{296{\cdot}25\,(0{\cdot}8^2)}{2}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (1)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0{\cdot}85 f_c' b} \quad (2)$$

$$= \frac{A_s \times 346}{0{\cdot}85 \times 20 \times 1} = 20{\cdot}35\,A_s$$

وبتعويض هذه القيمة لـ a في المعادلة رقم (1) نحصل على مساحة حديد التسليح كما يأتي :-

$$A_s = \frac{94{\cdot}8}{0{\cdot}9 \times 346000\left(0{\cdot}3 - \frac{20{\cdot}35}{2} A_s\right)}$$

حيث أن A_s هي بالأمتار المربعة لكل متر من عرض الأساس

$$33423\,A_s^2 - 985{\cdot}4\,A_s + 1 = 0$$

ومنه نحصل على قيمة A_s

$A_s = 0{\cdot}00105\ \text{m}^2 / \text{m} = 10{\cdot}5\ \text{cm}^2 / \text{m}$

وأن مساحة الحديد الكلية المطلوبة لكل اتجاه في الأساس هي :-

$10{\cdot}5 \times 2 = 21\ \text{cm}^2$

6 . يجب التأكد من أن هذه النسبة من حديد التسليح تؤمن متطلبات الفقرة (10.5.1) من المدونة التي تتطلب حداً أدنى من حديد التسليح كما يأتي :-

$$\rho_{min} = \frac{1{\cdot}4}{f_y}$$

حيث أن

$$\rho_{min} = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho_{min} = \frac{1{\cdot}4}{342} = 0{\cdot}0041$$

$$A_s = 0{\cdot}0041\,bd = 0{\cdot}0041 \times 200 \times 30$$

$$= 24{\cdot}6\ \text{cm}^2$$

لذلك يجب زيادة حديد التسليح الى هذا المقدار ليؤمن متطلبات الحد الأدنى المطلوب في المدونـــة

استعمل قضبان تسليح قطر 20 m m ومساحتها = 3·14 cm^2 يتطلب التصميم 8 قضبان في كل اتجاه .

أن مساحة الحديد الـكلية المتوفرة الآن هي :-

$$A_s = 25{\cdot}12\ cm^2$$

وهي كافية .

- فحص طول الجزء المطمور من الحديد (development of reinforcement) بموجب الفقرة (12·2) من المدونة .

$$L_d = (0{\cdot}019\ A_b\ f_y) / \sqrt{f'_c}$$

حيث أن

L_d طول الجزء المطمور في الخرسانة من حديد التسليح

A_b = مساحة قضيب التسليح ($m\ m^2$)

من هذه المعادلة

$$L_d = (0{\cdot}019 \times (314) \times 346 / \sqrt{20}$$
$$= 462\ m\ m = 46{\cdot}2\ c\ m$$

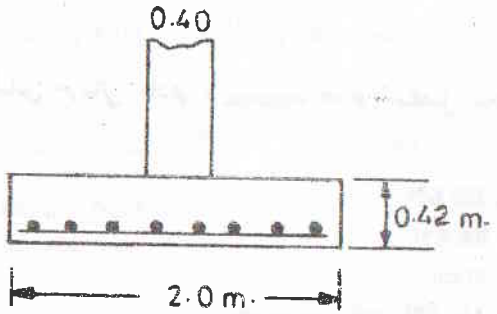
وهو أقل بكثير من الطول المطمور المتوفر البالغ

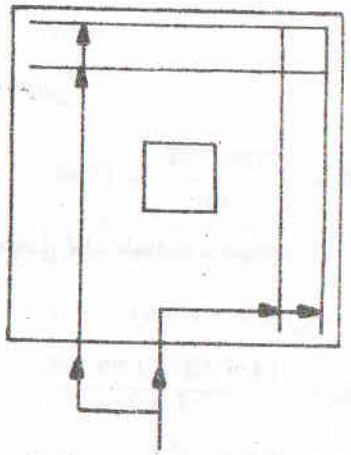
$$80{\cdot}0 \quad 5{\cdot}0 = 75\ c\ m$$

أن السمك الـكلي للاساس D

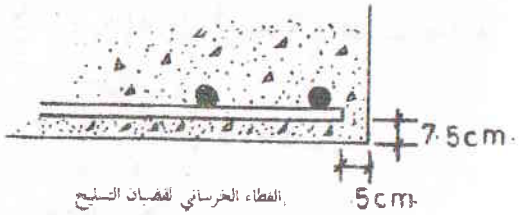
$$D = 30 + 1{\cdot}0 + 2{\cdot}0 + 7{\cdot}5 = 40{\cdot}5\ cm$$

ويمكن استعمال سمك كلي للاساس 42 cm





قضبان عدد 8 قطر 20 mm



الغطاء الخرساني لقضبان التسليح

الشكل 6.8 - التفاصيل النهائية للاساس

المثـــال : – 6·3

يطلب تصميم أساس خرساني عادي (plain concrete) منفصل للحالات الآتيـــة : –

الثقل الميت	D = 226 KN
الثقل الحي	L = 308 KN
قطر العمود	a = 30 cm
الضغط المسموح به	q_a = 140 KN / m²

f'_c = 20·7 MN / m²
f_y = 345 MN / m²

الحـــــل : –

احتساب أبعاد الأساس

$$B = \sqrt{\frac{226 + 308}{140}} = 1{\cdot}95\text{m}$$

استعمل أساساً بأبعاد 2 x 2 m

2 – احتساب q_u

$$q_u = \frac{1{\cdot}4 \times 226 + 1{\cdot}7 \times 308}{2 \times 2}$$

$$= 210 \text{ KN / m}^2$$

3 – احتساب سمك الأساس d

$$d^2\left(v_c + \frac{q_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)a = \frac{B^2 - A_c}{\pi} q_u$$

$$v_c = 0{\cdot}34 \ \Phi \sqrt{f'_c}$$

$$v_c + \frac{q_u}{4} = 1{\cdot}315 + \frac{0{\cdot}210}{4} = 1{\cdot}367$$

$$\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)a = \left(1{\cdot}315 + \frac{0{\cdot}210}{2}\right)0{\cdot}30 = 0{\cdot}426$$

$$\frac{B^2 - A_c}{\pi} q_u = \left(4 - \frac{(0{\cdot}30)^2}{4}\pi\right)\frac{q_u}{\pi} = 0{\cdot}263$$

$$1{\cdot}367d^2 + 0{\cdot}426d - 0{\cdot}263 = 0$$

$$\therefore d = 0{\cdot}31\text{m} = 31 \text{ cm}$$

4 – يدقق السمك بالنسبة للعزم

البعد المـكافيء لعمود مربع المقطع

$$a = \sqrt{\frac{\pi(\cdot 3)^2}{4}} = 0{\cdot}26 \text{ m}$$

عزم الأنحـناء $M = \frac{q_u L^2}{2}$

$$L = (2 - 0{\cdot}26)/2 = 0{\cdot}87\text{m}$$
$$M = 210(0{\cdot}87)^2/2 = 79{\cdot}447 \text{ KN.m}$$

أن اجهاد الشد المسموح به بموجب الفقرة 15·11·1

$$f_t = 0{\cdot}415 \ \Phi \sqrt{f'_c}$$

$$= 0{\cdot}415 \times 0{\cdot}65 \sqrt{20{\cdot}7}$$

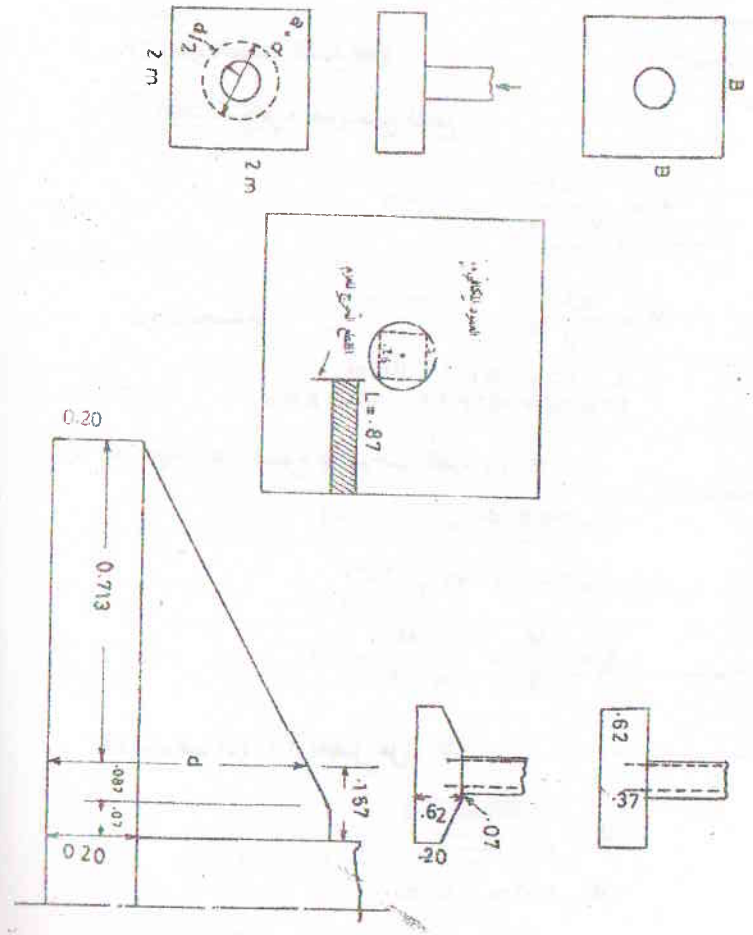
$$f_t = \frac{M}{S} = \frac{79{\cdot}44}{bd^2/6} = 1227$$

فاذا افترضنا أن $b = 1$ نحصل على

$$d = \sqrt{\frac{\cdot 079447 \times 6}{1{\cdot}227}}$$

$$d = 0{\cdot}62 \text{ m} = 62 \text{ cm}$$

∴ يجب أن يكون سمك الأساس $\geq$ 62 cm .



الشكل 6-9 التفاصيل الهائية للأساس

5 ـ مقاومة التحميل (bearing strength) الفقرة 10-16

مساحة مقطع العمود

$$A_1 = \frac{\pi}{4}(0.30)^2 = 0.071$$

مساحة الأساس المكافئة

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.14}{0.071}} = 6.6$$

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

استعمل

ضغط التحمل المسموح به

$$f_c = 0.85 \quad \Phi f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.85 \times 0.7 \times 20.7 \times 2$$
$$= 24.633 \quad MN/m^2$$

ضغط التحميل

$$f_a = \frac{1.4(226) + 1.7(-308)}{0.071}$$
$$= 1183 < 24633 \text{ O.K.}$$

هذا ويجب ان يدقق العمق المغمور L_d ويمكن ان يتم التصميم باستعمال سمك ثابت مقداره 62 cm او :-

أ- استعمال اساس متدرج

ب- اساس منحدر

وفي حالة استعمال اساس منحدر يجب ان لايقل سمك الاساس عند الحافة عن 20 cm . كما ان سمك الاساس يجب ان يدقق على بعد 0.157 m عن حافة العمود. ويفضل ترك مسافة 7 cm مستوية عن حافة العمود لتسهيل وضع القالب بالنسبة للعمود .

$$d' = \frac{71.3}{80}(42) + (20) = 57.4 \text{ cm}$$

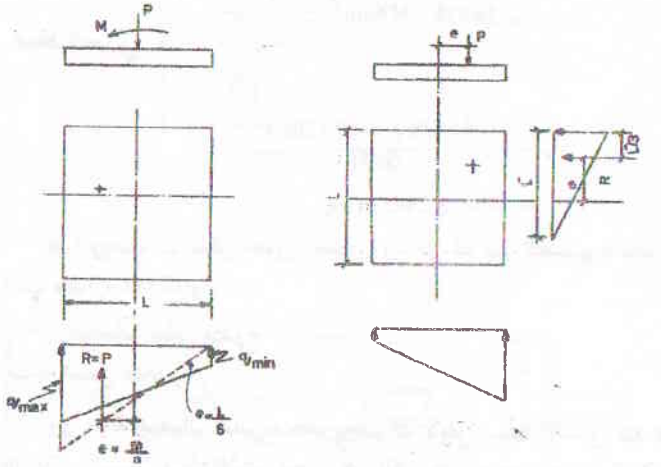
وسيكون عزم الانحناء

$$M = 209.9 \frac{(0.713)^2}{2} = 53.37 \text{ KN.m}$$

$$d = \sqrt{\frac{6(53.37)}{1(1227)}} = 51 \text{ cm} < 57.4 \text{ O. K}$$

6.1.6 الاسس الجاسئة المحملة لا مركزياً

تكون الاسس الجاسئة (rigid footings) محملة لامركزيا عندما لاتنطبق محصلة القوى العاملة على الاساس مع مركز مساحته . او عندما تكون الاسس معرضة الى العزوم اضافة الى القوى الشاقولية المتطابقة مع مركز مساحة الاساس . وفي هذه الحالات فان ضغط التربة على الاساس لن يكون منتظماً . ويبين الشكل 6.10 ذلك .



الشكل – 6.10 حالات التحميل اللامركزي وتوزيع ضغط التربة على الاسس الجاسئة

ان ضغط التربة المؤثر على الأساس يمكن وجوده من المعادلة الآتيـة :-

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{\Sigma P.e.c}{I} \qquad (6.25)$$

حيث أن

q = ضغط التربة في نهايتي الأساس

e = اللامركزية في التحميل

ΣP = مجموع القوى الشاقولية العاملة على الأساس

C = بعد النقطة المطلوب وجود الضغط فيها عن مركز الأساس

I = عزم القصور الذاتي لمساحة الأساس

ويمكن اعادة كتابة المعادلة 6.25 بالشكل الآتي

$$q = \frac{\Sigma P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \qquad (6.26)$$

وفيما يأتي بعض الملاحظات حول حالات التحميل اللامركزي

أ- أن التربة لايمكن أن تتحمل شداً بصورة يمكن الأعتماد عليها ولتلافي ذلك يجب أن تكون اللامركزية $e < \frac{L}{6}$

وفي حالة كون قيمة e أكبر من $\frac{L}{6}$ يعرض قسم من الأساس الى الشد ويكون الأساس مؤثراً بصورة جزئية أي أن مساحة الأساس المعرضة الى الشد تكون عديمة الفائدة ويجب تحاشي مثل هذه الحالة قدر الأمكان .

ب- عندما تكون $e = \frac{L}{6}$ يكون ضغط التربة الأقصى q_{max} مساوياً ضعف معدل الضغط ، وضغط التربة الادني q_{min} سيكون صفراً .

جـ- عندما يكون التحميل اللامركزي باتجاهين (e_x, e_y) أي عندما يكون هناك عزم حول المحور (X) وآخر حول المحور Y .

يمكن وجود ضغط التربة من المعادلة الآتية :

$$q = \frac{\Sigma P}{BL}\left(1 \pm 6\frac{e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) \qquad (6.27)$$

د- عندما يكون التحميل اللامركزي باتجاه واحد يفضل جعل الأساس مستطيلاً بحيث يكون طوله L باتجاه اللامركزية ليوفر مقاومة أكبر ضد التحميل اللامركزي

هـ- أن ضغط التربة المحتسب بموجب هذه الطريقة المبنية على فرضية الأساس الجاسيء يعتبر عالياً والى الجانب الأمين حيث أن أي انحناء في الأساس سوف يؤدي الى تقليل الضـــغط .

هذا ويوضح المثال 6.4 تفاصيل تصميم الأساس المعرض الى تحميل غير مركزي .

المثـــــال 6.4

يطلب تصميم اساس للحالة المبينة ادناه

الحمل الميت $D = 316\ KN$

الحمل الحي $L = 556\ KN$

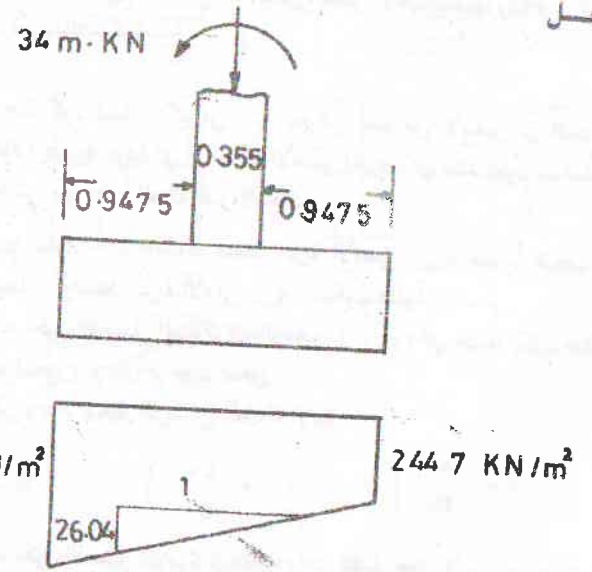
عزم باتجاه معاكس لعقرب الساعة $M = 34\ m.KN$

ضغط التربة المسموح به $q_a = 192\ KN/m^2$

$f'_c = 20.7\ MN/m^2$

$f_y = 34.7\ MN/m^2$

الحـــل



حساب ابعاد الاساس

يمكن حساب ابعاد الأساس من العلاقة

$$q_a \geq \frac{P}{A}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$192 \geq \frac{872}{B^2}\left(1 + \frac{6 \times 34}{872\ B}\right)$$

وباتباع طريقة التجربة والخطأ نحصل على $B = 2.25\ m$

ويحسب ضغط التربة من العلاقة

$$q = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$= \frac{872}{2.25^2}\left(1 \pm \frac{6\left(\frac{34}{872}\right)}{2.25}\right)$$

$$= 190.6\ KN/m^2 < 192.O.K$$

$$= 154.3\ KN/m^2 < 192\ O.K$$

احتساب qu

$$P_u = 1.4\,(316) + 1.7\,(556)$$
$$= 1387.6\ KN$$

$$q_u = 190.6\left(\frac{1387.6}{872}\right) = 303.3\ KN/m^2$$

$$q_u = 154.3\left(\frac{1387.6}{872}\right) = 245.5\ KN/m^2$$

2 احتساب سمك الاساس الذي يحتاجه القص

بما ان توزيع الضغط خطي يمكن استعمال معدل لقيمة الضغط

$$q_{av} = \frac{303.3 + 245.5}{2} = 274\ KN/m^2$$

$$d^2\left(v_c + \frac{d_u}{4}\right) + d\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)a = \frac{B^2 - a^2}{4} q_u$$

$$v_c = 0.34 \times 0.85 \sqrt{20.7} = 1.315 \text{ mN/m}^2$$

$$v_c + \frac{q_u}{4} = 1.384$$

$$\left(v_c + \frac{q_u}{2}\right)(0.355) = 0.515$$

$$\frac{B^2 - a^2}{4} q_u = 0.338$$

$$\therefore d^2 + 0.372\, d - 0.338 = 0$$

$$d = 0.342 \text{ m}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

يدقق السمك بحسب مايتطلبه العمل العتبي

$$V_c = 2.25\,(0.9475 - d)\left[\frac{303.3 + 303.3 - (0.9475 - d)\frac{57.8}{2.25}}{2}\right]$$

$$= 620.3 - 592.2d - 65.925\, d^2$$

$$v_c = 657.5 \text{ KN/m}^2$$

وان مقاومة القص

$$= 657.5 \times 2.25\, d$$

وبمساواة قوة القص V_u مع مقاومة القص نحصل على

$$d^2 + 31.42\, d - 9.41 = 0$$

$$\therefore d = 0.29 \text{ m}$$

$\therefore$ سمك الاساس $= 35$ cm

3 - احتساب العزم لمتر واحد

$$M = \int_o^x V\, dx = \int_o^{0.9475} \left(303.3\, x - \frac{25.7}{2} x^2\right) dx$$

$$= \left[\frac{303.3 x^2}{2} - \frac{25.7\, x^2}{6}\right]_o^{0.9475}$$

$$= 132.5 \text{ KN - m / m}$$

اما بقية المخطوات فهي مماثلة للمسائل الاخرى .

6.2 الاسس المتحدة او المشتركة

6.2.1 المقدمة

الاسس المتحدة (combined footings) هي الاسس التي تسند اكثر من عمود واحد على نفس الخط . وهنالك اسباب عديدة تتطلب وضع اكثر من عمود واحد على نفس الاساس . ومنها : -

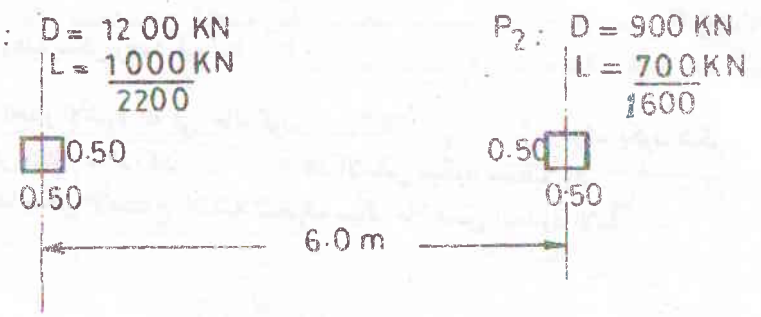
أ- عندما يكون العمود على الحد الفاصل بين ملكيتين متجاورتين ولاتتوفر مساحة كافية لانشاء اساس منفصل بدون خلق حالة من التحميل اللامركزي (eceentric loading)

ب- اذا كانت المسافة بين الاسس المنفصلة قليلة جدا (اقل من عرض الاساس) . وذلك بسبب التحميل اوتحمل التربة او المسافات بين الاسس فمن المفضل جعل الاسس متحدة بدلا من جعلها منفصلة .

6.2.2 انواع الاسس المتحدة

ان اكثر انواع الاسس المتحدة شيوعا هي : -

أ- الاسس المستطيلة . الشكل 6.11 a



الحـــل : –

(1) – يحسب مقدار $\bar{x}$ بأخذ العزوم حول مركز العمود1

$$(2200 + 1600) \bar{x} = 1600 \times 6$$

$$\bar{x} = 2.53 \text{ m}$$

$$x = 2.53 + 0.25 = 2.78 \text{ m}$$

(2) نحسب مساحة شبه المنحرف وابعاده .

$$A = \frac{P_1 + P_2}{q_u} = \frac{2200 + 1600}{200} = 19 \text{ m}^2$$

$$A = \left(\frac{b_1 + b_2}{2} \right) L = 19$$

$$(b_1 + b_2) .6.5 = 38$$

$$b_1 + b_2 = 5.846$$

$$x = \frac{L}{3} \left(\frac{2 b_2 + b_1}{b_2 + b_1} \right)$$

$$2.78 = \frac{6.5}{3} \left(\frac{2b_2 + b_1}{b_2 + b_1} \right)$$

$$b_1 = 2.53 \, b_2$$

$$2.53 \, b_2 + b_2 = 5.846$$

$b_2 = 1.656$ m	$\approx$	1.66 m
$b_1 = 4.19$ m	$\approx$	4.20 m

3 – تحول الأثقال الى اثقال قصوى :

$$(P_1)_u = 1.4 \, D + 1.7 \, L = 1.4 \text{ m } 1200 + 1.7 \times 1000$$

$$= 3380 \text{ KN.}$$

$$(P_2)_u = 1.4 \times 900 + 1.7 \times 700 = 2450 \text{ KN.}$$

$$A = \left(\frac{1.66 + 4.20}{2} \right) 6.5 = 19.045 \text{ m}^2$$

ضغط التربة الاقصى q_u

$$q_u = \frac{3380 + 2450}{19.045} = 306 \text{ KN / m}^2$$

4 – يرسم القص .

في جهة العمود الخارجي (1) سيكون ضغط التربة الاقصى في حافة الاساس يساوي : –

$$q = 4.20 \times 306 = 1285.2 \text{ kN/m}$$

وفي حافة الاساس من جهه العمود الداخلي (2) سيكون ضغط التربـــة :

$$q = 1.66 \times 306 = 508 \text{ kN/m}$$

وسيتغير ضغط التربة بصورة خطية بين هاتين القيمتين ويساوي هذا التغير

$$1285.2 - 508.0) / 6.5 = 119.57 \text{ KN /m}$$

ويكون ضغط التربة في اي نقطة على مسافة x من الحافة الخارجية للاساس q_x

$$q_x = 1285.2 - 119.57 \, x$$

وبتكامل هذه المعادلة نحصل على قوة القص في أي نقطة

$$V_2 = 1285.2 \times - 119.57 \frac{x^2}{2} + C$$

حيث ان الثابت c يأخذ بنظر الاعتبار تأثير ثقل الاعمدة على قوة القص في المقطع المطلوب.

x (m)	V_x (KN)
0·25	+ 317·5
	− 3062·5
6·25	+ 2317·1
	− 132·9

ولوجود النقطة التي تساوي فيها قوة القص صفرا : −

$$1285{\cdot}2\ x - 119{\cdot}57\ \frac{x^2}{2} - 3380 = 0$$

$$x^2 - 21{\cdot}5\ x + 56{\cdot}5 = 0$$

$$x = 3{\cdot}06$$

5 − يرسم عزم الانحناء .

يمكن ايجاد عزم الانحناء بمكاملة معادلة قوة القص

$$M_x = \int_0^x V\,dx = \int_0^x \left(1285{\cdot}2\,x - 119{\cdot}57\ \frac{x^2}{2} + C\right) dx$$

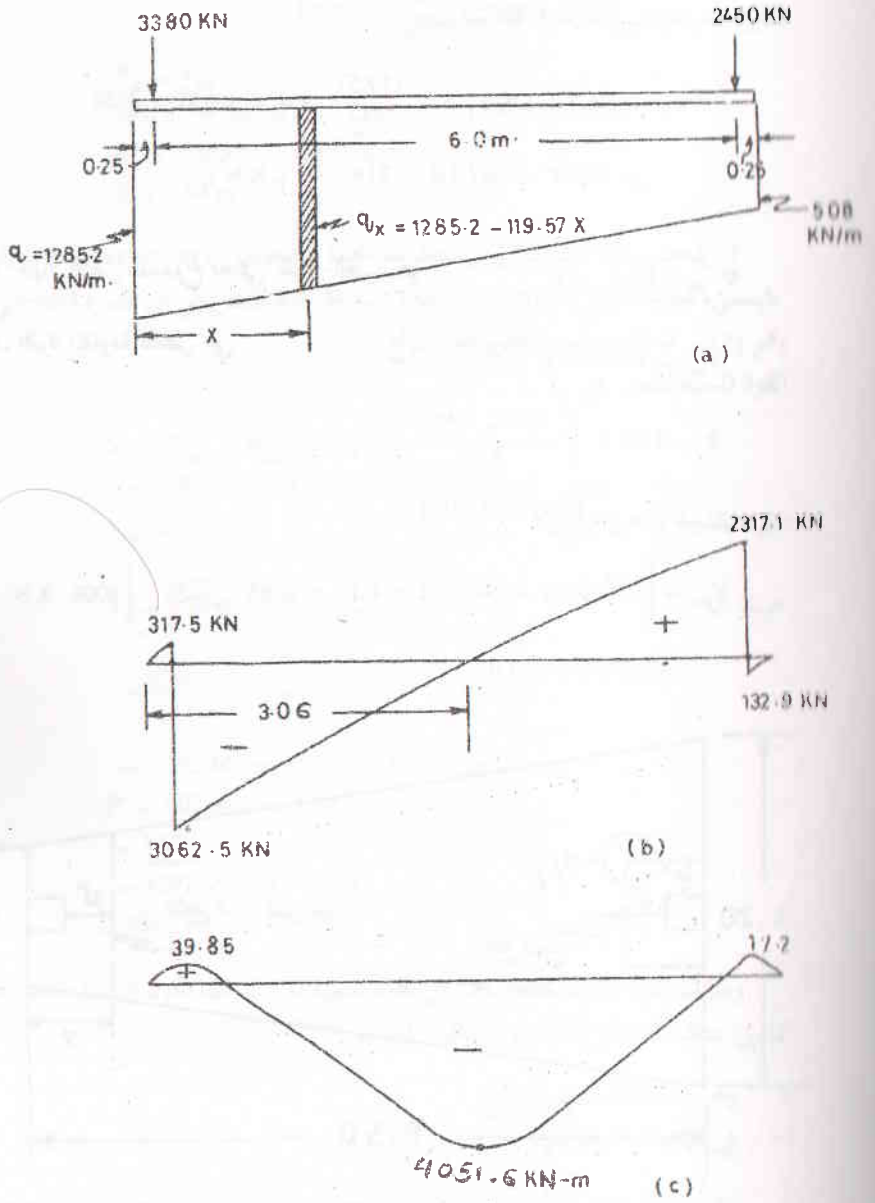
$$= 1285{\cdot}2\ \frac{X^2}{2} - 119{\cdot}57\ \frac{x^3}{6} + cx$$

ونلاحظ ان مقدار x في العامل الاخير(Cx) يجب تعديله بالنسبة لموقع ثقل العمود من المقطع المطلوب وجود عزم الانحناء فيه .

x(m)	M_x (KN − m)	
0·25	+ 39·85	
2·00	− 3504	
3·05	− 4051·6	اكبر قيمة لعزم الانحناء
4·00	− 3668·8	
6·25	+ 17·2	

6 − يحسب سمك الاساس (d) على افتراض عمله كعتب (one way action) في الجهة الضعيفة من الاساس ان المقطع الحرج للقص هو على مسافة (d) من وجه العمود الداخلي(2). اي انه $x = d + 0.5$

x مقيسة من الحافة اليمنى للاساس في هذه الحالة وان القوة المسببة للقص V_x هي −



الشكل - 6.19 (a) توزيع الضغط الاقصى للتربة

(b) قوة القص (c) رسم عزم الانحناء

$$V_x = 508\,x + 119.57\,\frac{x^2}{2} - 2450$$

$$= 508\,(d + 0.5) + \frac{119.57}{2}\,(d + 0.5)^2 - 2450$$

$$= 59.8\,d^2 + 567.8\,d - 2181 \quad (KN)$$

ان اجهاد القص المسموح به في عمل العتب هو $V_c = 0.17\,\phi\,\sqrt{f'_c}$

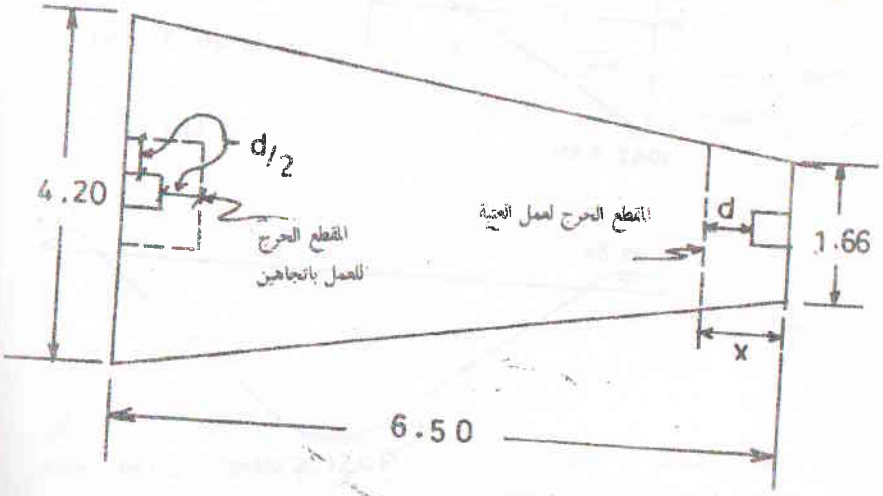
وان القوة المقاومة للقص هي $V_{all} = b.d\,.0.17\,\phi\,\sqrt{f'_c}$

$$b = 1.66 + \left(\frac{4.2 - 1.66}{6.5}\right)(d + 0.5)$$

$$= 1.855 + 0.391\,d$$

$$V_{all} = \left[(1.855 + 0.391\,d)\,d \times 0.17 \times 0.85\,\sqrt{20}\right] 1000 \quad KN$$

$$= 1200\,d + 253\,d^2$$



الشكل 6.20 اساس متحد شبه منحرف

القوة المسببة للقص = القوة المقاومة للقص

$$V_x = V_{all}$$

$$59.8\,d^2 + 567.8\,d - 2181 = -1200\,d - 258\,d^2$$

$$d^2 + 5.655\,d - 6.973 = 0$$

$$d = 1.04\ m\ .$$

7. يفحص هذا السمك ليؤمن متطلبات العمل باتجاهين (two - way action) أو مايسمى بالقص الخرقي (Punching sheor) أن أعلى قوة للقص هي في العمود الخارجي رقم (1) . لذلك سوف يفحص هذا الموقع

القوة المسببة للقص هي V_u

$$V_u = P_{col} - P_{soil}$$

$$= 3380 - (1.20 \times 1.54)\,306 = 2899.3 \quad KN$$

القوة المقاومة للقص هي V_{all} $\qquad V_{all} = v_c\,.\,p.\,d$

حيث أن $\qquad V_c = 0.39\,\phi\,\sqrt{fc'}$

$$= 0.39 \times 0.85\,\sqrt{20}$$

$$= 1.292\ N/mm^2 = 1292\ KN/m^2$$

$$P = 1.02 \times 2 + 1.54$$

$$= 3.58m$$

$$\therefore V_{all} = 1292 \times 3.58 \times 1.04$$

$$= 4810\ KN$$

وبما أن القوة المقاومة للقص أكبر من القوة المسببة له . لذلك يكون السمك المطلوب لتأمين متطلبات عمل العتبة هو المسيطر . أي أن $d = 1.04\ m$

8 . وجود مساحة حديد التسليح

أ- في الأتجاه الـطولـي :

نظراً لكون عرض الأساس متغيراً سيكون حديد التسليح متغيراً أيضاً ويجب وجود مساحة حديد التسليح في عدة مقاطع ابتداءاً من العمود الخارجي واتجاهاً نحو العمود الداخـلي .

(i) $X = 2.0\ m,\ M_u = 3504\ KN - m$

$$b_x = 4.2 - \left(\frac{4.20 - 1.66}{6.5}\right) \times 4.2 = 0.391\ x$$

$$b_x = 3.42\ m$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

$$a = \frac{A_s \times 350}{0.85 \times 20 \times 3.42} = 6.02\ A_s$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$= \frac{3504}{0.9 \times 350\left(1.04 - \frac{6.02\ A_s}{2}\right) \times 1000}$$

$$A_s^2 = 0.3455\ A_s + 0.0037 = 0$$

$$A_s = 0.01105\ m^2 = 110.5\ cm^2$$

(ii) $x = 3.05\ m,\ M_u = 3952\ KN - m,\ b_x = 3.01\ m.$

$$a = \frac{A_s \times 360}{0.85 \times 20 \times 3.01} = 6.844\ A_s$$

$$A_s = \frac{4051.6}{0.9 \times 350000\left(1.04 - \frac{6.844}{2} A_s\right)}$$

$$A_s^2 = 0.304\ A_s + 0.00376 = 0$$

$A_s = 0.0129\ m^2 = 129\ cm^2$

(iii) $x = 4.0\ m,\ M_u = 3669\ KN - m,\ b_x = 2.636\ m$

$$a = \frac{A_s \times 350}{0.85 \times 20 \times 2.636} = 7.81\ A_s$$

$$A_s = \frac{3669}{0.9 \times 350000\left(1.04 - \frac{7.81}{2} A_s\right)}$$

$$A_s^2 - 0.266\ A_s + 0.003 = 0$$

$$A_s = 0.0115\ m^2 = 115\ cm^2$$

يجب فحص الحد الأدنى من حديد التسليح

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{350} = 0.004$$

$$(A_s)_{min} = \rho_{min} \times b.d.$$

وبذلك يكون الحد الأدنى من مساحة التسليح في المقاطع المختلفة كما يأتي

x (m)	b (m)	$(A_s)_{min} = 1004\ bd$	$A_s\ Cm^2$
0	4.20	174.0	–
2.00	3.42	142.0	110.5
3.05	3.01	125.2	129.0
4.00	2.636	109.7	115.0
6.50	1.66	69.1	–

وباستعمال قضبان قطر 28 mm سيكون عدد القضبان المطلوب في كل مقطع كما يأتي

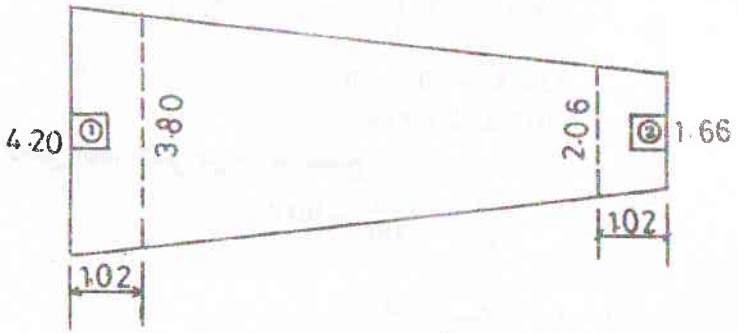
X (m)	عدد القضبان	$A_s\ cm^2$
0	29	178.6
2.0	23	141.7
3.05	23	141.7
4.0	19	117.0
6.5	11	67.8

ب . في الاتجـــاه القصيـــر .

عند وجود مساحة حديد التسليح في الاتجاه القصير . يفرض ان شريطا بعرض $\left(a + \frac{d}{2} \right)$ يتحمل الثقل المسلط من العمود بأكمله . حيث ان a هو عرض العمـــود . العمود الخارجي (1) .

عرض الشريط الذي يتحمل ثقل العمود هو

$$1.02 \text{ m} = 0.50 + \frac{1.04}{2}$$



الشكل - 6.21 اساس متحد شبه منحرف

ضغط التربة لـكل متر مربع من الاساس q_u

$$q_u = \frac{3380}{\left(\frac{4.20 + 3.80}{2} \right) \times 1.02} = 828.4 \text{ KN / m}^2$$

عزم الانحناء الـكلي في وجه العمود : -

$$828.4 \times 1.02 \quad \frac{(1.75)^2}{2} = 1293.86 \quad \text{KN-m}$$

ونظرا لوجود طبقة من الحديد في الاتجاه الطولي تحت هذه الطبقة سيقل بمقدار 28mm اي ان $d = 0.99$ m في هذه الحالة .

$$a = \frac{A_s \times 350}{0.85 \times 20 \times 1.02} = 20.18 A_s$$

$$A_s = \frac{1293.86}{0.9 \times 350000 \left(1.012 - \frac{20.18}{2} A_s \right)}$$

$$A_s^2 - 0.098 A_s + 0.0004 = 0$$

$$A_s = 0.0041 \text{ m}^2 = 41 \text{ cm}^2$$

استعمل قضبانا بقطر 28mm وعدد 7 وزع على مسافة 1.02 m العمود الداخلي (2)

ضغط التربة لـكل متر مربع من الاساس

$$q_u = \frac{2450}{\left(\frac{1.66 + 2.06}{2} \right) \times 1.02} = 1291.4 \text{ KN / m}^2$$

عزم الانحناء الـكلي في وجه العمود

$$1291.4 \times 1.02 \quad \frac{(0.68)^2}{2} = 304.5 \text{ KN - m.}$$

كما في العمود الخارجي

$$a = 20.18 A_s$$

$$A_s = \frac{304.5}{0.9 \times 350000 \left(1.012 - \frac{20.18}{2} A_s \right)}$$

$$A_s^2 - 0.098 A_s + 0.000095 = 0$$

$$A_s = 0.001 \text{ m}^2 = 10 \text{ cm}^2$$

9- استعمل قضبانا بقطر 28 mm وعدد 3

يفحص طول الجزء المطمور من التسليح كما في الاساس المستطيل .

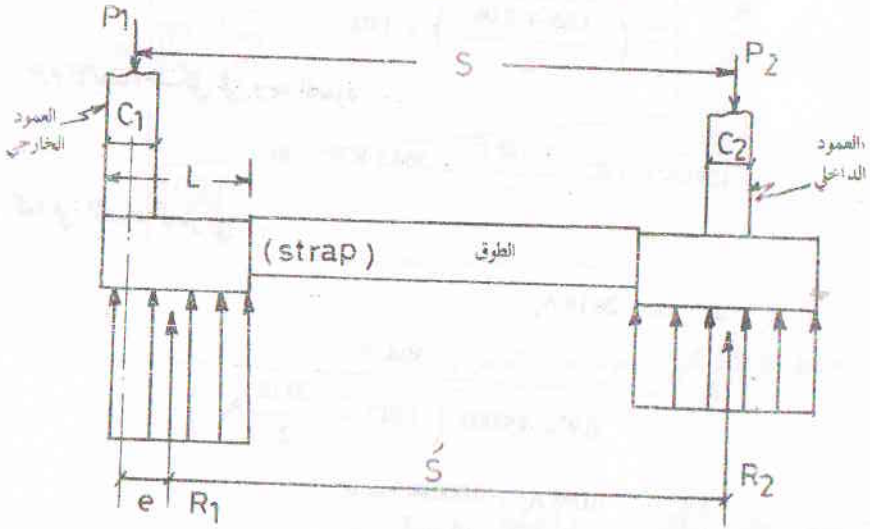
6.2.6 تصميم الأســس المربوطة او الحيدية

تستعمل الاسس المربوطة او الحيدية (Strap or Cantilever footings) اذا كانت المسافة بين مراكز العمودين كبيرة بحيث ان الاسس المنحدة تصبح ضيقة جدا ويصبح عزم الانحناء كبيرا ، اواذا كانت المسافة x اقل من $\frac{L}{3}$ في الاسس بهيئة شبه منحرف

ان هذه الاسس عبارة عن اساسين لعمودين منفصلين مربوطين بطوق (strap) اوعتب لنقل عزم الانحناء من العمود الخارجي ، وتصمم لمقاومة عزم الانحناء ولذلك فهي لاتصمم لتأثير ضغط التربة ، أي ان التربة تحت العتب تفكك (loosens) لعمق معين حتى لاتؤثر التربة عليها .

ويمكن تلخيص الاسلوب المتبع لتصميم هذه الاسس بالخطوات الاتيـة : -

1- تحسب مساحات وابعاد الاسس تحت العمودين الخارجي والداخلي وذلك بفرض ضغط متجانس للتربة (Uniform soil pressure) تحت كل من العمودين . ان فرضية ضغط التربة المتجانس تعني ان رد فعل ضغط التربة يعمل في مركز المساحة (centroid) لكل اساس ، كما في مبين في الشكل - 6.22



الشكل - 6.22 الاسس المتحدة الجدية

تؤخذ العزوم حول العمود الداخلي

$$R_1 \cdot S' = P_1 \cdot S$$

$$R_1 = P_1 \frac{S}{S'} \qquad (6.36)$$

ومن مبادىء الستاتيك ، يساوي مجموع القوى في الاتجاه الشاقولي الصفر

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_1 + R_2 = P_1 + P_2 \qquad (6.37)$$

وتجدر الملاحظة ان الحل يعتمد على اسلوب التجربة ، حيث يجب فرض قيم معينة لـ e لوجود مقدار S' ويكون طول الاساس الخارجي L

$$L = 2\left(e + \frac{C_1}{2}\right) \qquad (6.38)$$

ويحسب عرض الاساس كما يأتي :

$$(A_f)_1 = \frac{R_1}{q_a} \qquad (6.39)$$

حيث ان :

$(A_f)_1$ = مساحة الاساس الخارجي

q_a = قابلية تحمل التربة المسموح بها

ويحسب عرض الاساس الخارجي من العلاقة $B = (A_f)_1 / L$

ونحسب مساحة الاساس الداخلي $(A_f)_2$ من العلاقة $(A_f)_2 = R_2 / q_a$

(2) تحول الاثقال الى اثقال قصوى ويهيأ رسم القص وعزم الانحناء للعتب الرابط (strap beam)

(3) تصمم العتب الرابط بموجب قوى القص وعزوم الانحناء المؤثرة

(4) يصمم الاساس الخارجي

(5) يصمم الاساس الداخلي

هذا وسنشرح الخطوات الاساسية للحل المذكور بصورة مختصرة اعلاه بتفصيل اكثر في المثال 6.7

المثـال 6.7 : تصميم اساس على شكل عتب مطوق ليسند العمودين الاتيين :

العمود الخارجي : الحمل الميت $D = 250$ KN

الحمل الحي $L = 350$ KN

0.30×0.30 m

العمود مماس لخط الملكية

العمود الداخلي $D = 350$ KN

$L = 600$ KN

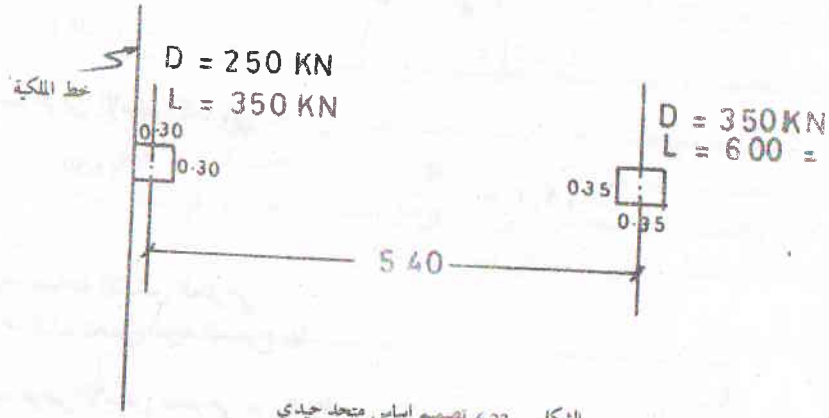
0.35×0.35 m

المسافة بين مركزي العمودين = 5.40 m

المطلوب ان يكون التصميم بموجب المعلومات الاتية

ضغط التحمل المسموح به

$$q_a = 220.5 \text{ KN/m}^2$$
$$f'_c = 20 \text{ N/mm}^2$$
$$f_y = 350 \text{ N/mm}^2$$



الشكل ـ 6.23 تصميم اساس متحد حيدي

الحـــل :

1. نفرض مقدار معين لقيمة e وليكن 0.85 m ومنه يمكن وجود طول الأساس الخارجي

$$L = 2\left(e + \frac{C_1}{2} \right) = 2\left(0.85 + \frac{0.30}{2} \right) = 2.0 \text{ m}$$

ثم تحسب قوى ضغط التربة على الأساسين R_2 و R

تؤخذ العزوم حول العمود الداخلي

$$600 \times 5.40 = R_1 (5.40 - 0.85)$$
$$R_1 = 712.08 \text{ KN.}$$

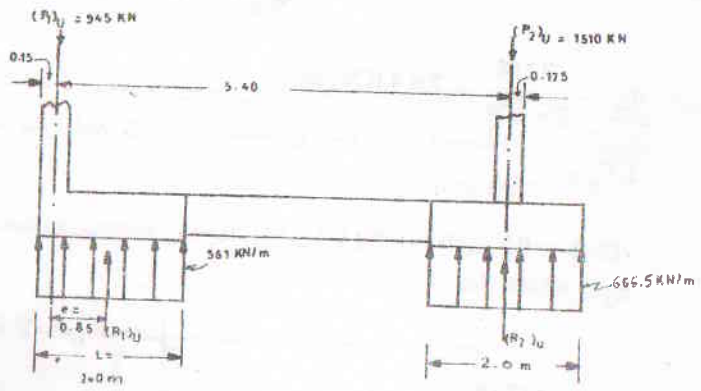
تحسب مساحة الأساس الخارجي

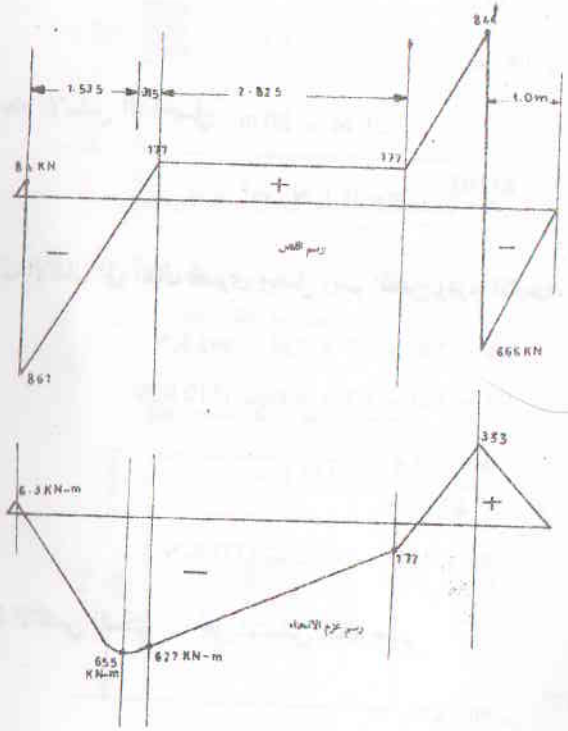
$$(A_f)_1 = \frac{R_1}{q_a}$$

$$(A_f)_1 = \frac{712.08}{220.5} = 3.23 \text{ m}^2$$

عرض الأساس الخارجي B

$$B = \frac{3.23}{2} = 1.614 \text{ m}$$





الشكل ـ 6.24 حسابات التصميم للاساس المتحد الحيدي

استعمل $B = 1.70$ m

ضغط التربة على الأساس الخارجي

$$q_{s1} = \frac{712.08}{2 \times 1.70} = 209.4 \text{ KN / m}^2$$

$$\Sigma F_v = 0$$

$$712.08 + R_2 = 600 + 950$$

$$R_2 = 837.92 \text{ KN}$$

مساحة الأساس الداخلي

$$(A_f)_2 = \frac{837.92}{220.5} = 3.8 \text{ m}^2$$

$$B = 1.95 \text{ m.}$$

استعمل أبعاد الأساس الداخلي $2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$

$$q_{s2} = \frac{837.92}{2 \times 2} = 209.48 \text{ KN / m}^2 \simeq q_{s1}$$

2 - تحول الأثقال الى أثقال قصوى ويعمل رسم القص وعزم الانحناء

$$(P_1)_u = 1.4 \times 250 + 1.7 \times 350 = 945 \text{ KN}$$

$$(P_2)_u = 1.4 \times 350 + 1.7 \times 600 = 1510 \text{ KN}$$

$$(R_1)_u = \frac{945 \times 5.4}{4.55} = 1122 \text{ KN}$$

$$(R_2)_u = 945 + 1510 - 1122 = 1333 \text{ KN}$$

ضغط التربة الأقصى الكلي : - على الاساس الخارجي

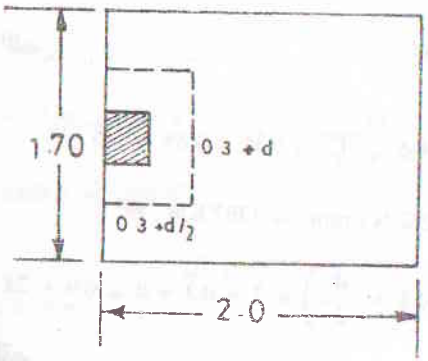
$$\frac{1122}{2} = 561 \text{ KN / m}$$

وعلى الأساس الداخلي

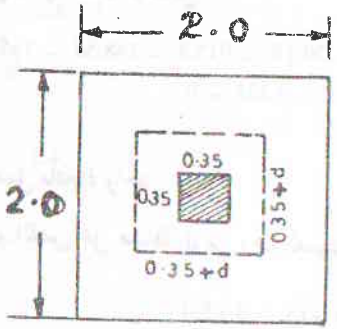
$$\frac{1333}{2} = 666.5 \text{ KN / m.}$$

3 - يعمل رسم القص (sheor diagram) على أساس أن أثقال الأعمدة تعتبر مركزة (concentrated) للسهولة . كما مبين في الشكل . وكذلك يعمل رسم عزم الأنحناء (bending moment diagram) .

3 - يحسب سمك كل أساس على فرض عمل الأساس باتجاهين ثم يفحص السمك للعمل باتجاه واحد .



الشكل - 6.25 حسابات سمك الأساس
(عمود مع خط الملكية)



الشكل - 6.26 حسابات سمك الأساس
(عمود داخلي)

a – العمود الخارجـــي

القوة المسببة للقص

P_{co} – Soil pressure

$$= 945 - \left[\left(0.3 + \frac{d}{2}\right)(0.3 + d)\right] 330$$

$$= 915.3 - 148.5\,d - 165\,d^2$$

القوة المقاومة للقص

$$= v_c\, p_o\, d$$

حيث أن

P_0 = محيط القص

$$v_c = 0.34\,\phi\,\sqrt{f_c'} = 0.34 \times 0.85\,\sqrt{20}$$

$$= 1.292\ N/mm^2 = 1292\ KN/m^2$$

$$P_0 = \left(0.3 + \frac{d}{2}\right) \times 2 + 0.3 + d = 0.9 + 2d$$

∴ القوة المقاومة للقص

$$= 1292\,(0.9 + 2d)\,d$$

وبمساواة القوتين يمكن وجود سمك الأساس

$$1292\,(0.9 + 2d)\,d = 915.3 - 148.5d - 165\,d^2$$

$$d^2 + 0.477\,d - 0.333 = 0$$

$$d = 0.38\ m.$$

يفحص هذا السمك للعمل بأتجاه واحد

توجد قوة القص من رسم القص على مسافة d من وجه العمود

$$V_u = 861 - (0.15 + d)\,561$$

$$= 776.8 - 561\,d$$

مقاومة القص المسموح به $= v_c\, b\, d$

$$= 0.17 \times 0.85\,\sqrt{20} \times 1.7\,d = 1098.6\,d$$

$$776.8 - 561\,d = 1098.6\,d$$

$$d = 0.47\ m$$

– وهذا السمك هو الذي يتم اختياره .

b العمود الداخلي :

العمل باتجاهين : –

القوة المسببة للقص

$$V_u = 1510 - (0.35 + d)(0.35 + d)\,333.25$$

$$= 1469.18 - 233.25\,d - 333.25\,d^2$$

مقاومة القص المسموح بها

$$= V_c\, P_o\, d = 0.34 \times 0.85\,\sqrt{20} \times 4\,(0.35 + d)\,d$$

$$= 1809\,d + 5168\,d^2$$

وبمساواة قوة القص مع مقاومة القص نحصل على

$$d = 0.36\ m.$$

العمل باتجاه واحد

القوة المسببة للقص :

$$V_u = 844 - (0.175 + d)\,666.5$$

$$= 724 - 666.5\,d$$

مقاومة القص = $V_c\, b\, d$

$$= 0.17 \times 0.85\,\sqrt{20} \times 2\,d$$

$$= 1292$$

$$d = 0.37\ m$$

الاساس	السمك (m)	
	العمل باتجاهين	العمل باتجاه واحد
الخارجي	0.38	0.47
الداخلي	0.36	0.37

ومن المفضل اختيار سمك واحد للاساسين . وفي هذه الحالة يجب اختيار

$d = 0.47$ m

أو على وجه التقريب

$= 0.50$ m.

(4) تصميم العتبة الطوقية (strap beam,) .

تصمم العتبة الطوقية عادة بالنسبة لمتطلبات القص على فرض عدم أستعمال تسليح القص (shear reinforcement) .

القوة المسببة للقص ، تؤخذ من رسم القص = 177 KN

مقاومة القص المسموح بها في المقطع

$$V_c = 0.17 \phi \sqrt{f'_c}\ b_w\ d.$$

حيث ان

b_w = عرض العتب المطلوب

d = سمك العتب

وبجعل سمك العتب مساويا لسمك الاساسين اي 0.50 m يمكن وجود العرض المطلوب

$$177 = 0.17 \times 0.85 \sqrt{20} \times 0.5\, b_w \times 1000$$

$$b_w = 0.55 \text{ m}$$

وجود مقدار حديد التسليح في العتب .

(a) في منطقة اتصال العتب بالاساس الخارجي .

من رسم عزم الانحناء

$M_u = 627$ KN – m

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\, b\, f'_c} = \frac{A_s \times 350}{0.85 \times 20 \times 0.55} = 37.4\, A_s$$

$$A_s = \frac{627}{0.9 \times 350000 \left(0.50 - \frac{37.4}{2} A_s \right)}$$

$$A_s^2 - 0.027\, A_s + 0.00015 = 0$$

$$A_s = \frac{0.00952}{2} \text{ m}^2 = 47.6 \text{ cm}^2$$

ان الحد الادنى من مساحة التسليح هي :

$$\rho_{min} = \frac{1{\cdot}4}{f_y} = 0{\cdot}004$$

$$(A_s)_{min} = 0.004 \times 50 \times 65 = 13 \text{ cm}^2 < 47.5 \text{ cm}^2$$

استعمل قضبان تسليح بقطر 25 mm وعدد 10

(b) في منطقة اتصال العتب بالاساس الداخلي

$M_u = 127$ KN – m

$a = 31.67\, A_s$

$$\therefore A_s = \frac{177}{0.9 \times 350000 \left(0.5 - \frac{37.4}{2} A_s \right)}$$

$$A_s^2 - 0.027\, A_s + 0.00003 = 0$$

$$A_s = 0.0013 \text{ m}^2 = 13 \text{ cm}^2$$

استعمل الحد الادنى من حديد التسليح

$A_s = 13 \text{ cm}^2$

نحتاج الى ثلاثة قضبان فقط ، بقطر 25 mm

افحص طول الجزء المطمور من التسليح

development of reinforcement,

$$L_d = \frac{0{\cdot}019\ A_b\ f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$= \frac{0{\cdot}019 \times 4{\cdot}91 \times 350}{\sqrt{20}} = 730 \text{ mm}$$

لذلك يجب توفير هذا الطول من الحديد في الاساسين الخارجي والداخلي

تصميم حديد التسليح في الاتجاه القصير .

(a) الاساس الخارجي

$R_1 = 1122$ KN.

$$\frac{1122}{1{\cdot}70} = 660 \text{ KN / m.}$$

$$l = (1{\cdot}7 - 0{\cdot}55)/2 = 0{\cdot}575$$

$$M_u = \frac{600\,(0{\cdot}575)^2}{2} = 109{\cdot}1 \text{ Kn - m}$$

$$a = \frac{A_s \times 350}{0{\cdot}85 \times 20 \times 2{\cdot}0} = 10{\cdot}29\ A_s$$

$$A_s = \frac{109{\cdot}1}{0{\cdot}9 \times 350000\left(0{\cdot}5 - \frac{10{\cdot}29}{2} A_s\right)}$$

$$A_s^2 - 0{\cdot}0972 A_s + 0{\cdot}00007 = 0$$

$$A_s = 0{\cdot}0007 \text{ m}^2 = 7 \text{ cm}^2$$

(b) الاساس الداخلي :

$R_2 = 1333$ KN

$$\frac{1333}{2} = 666{\cdot}5 \text{ KN / m}$$

$$M_u = \frac{666{\cdot}5\,(0{\cdot}75)^2}{2} = 187{\cdot}5 \text{ KN / m}$$

$$a = \frac{A_s \times 350}{0{\cdot}85 \times 20 \times 1{\cdot}95} = 10{\cdot}56\ A_s$$

$$A_s = \frac{187{\cdot}5}{0{\cdot}9 \times 350000\left(0{\cdot}5 - \frac{10{\cdot}56}{2} A_s\right)}$$

$$A_s^2 - 0{\cdot}095\ A_s + 0{\cdot}00012 = 0$$

$$A_s = 0{\cdot}0013 \text{ m}^2 = 13 \text{ cm}^2$$

استعمل قضبان تسليح القطر 20mm وعدد 5

6.1 الأسس الحصيرية أو الطوفية :

عبارة عن صبة خرسانية كبيرة تسند عدداً من الاعمدة او تغطي مساحة المنشأ باكملها . وتستعمل الاسس الحصيرية اوالطوفية (mat or raft foundations) في الحالات الآتية : -

أ- عندما تكون التربة ضعيفة وقابلية تحملها واطئة ، بحيث انه لو استعملت اسس منفصلة تحت الاعمدة تغطي مساحتها اكثر من نصف المساحة الكلية للمنشأ .

ب- اذا كانت التربة تحت الاسس تحتوي على جيوب اوطبقات ضعيفة ذات انضغاطية عالية بحيث ان استعمال اسس منفصلة يؤدي الى حصول هبوط متفاوت بدرجة كبيرة . لذلك يسبب استعمال الاسس الحصيرية اعادة توزيع الاجهادات في الطبقات الضعيفة ونقل جزء كبير منها الى الطبقات الاقوى .