Н.А.Цытович

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

ن. تسيتوفيج

ميكانيكا التربة

ترجمة: د. داود سليمان المنير

تمهيـــد

يعتبر هذا الكتاب بمثابة كتاب دراسي في منهاج « ميكانيكا التربة » لطلبة المعاهد الدراسية العالية والكليات الخاصة بالهندسة المدنية والهندسة الايدرولية ، وكذلك لطلبة الاختصاصات المختلطة ، المتعلقة ببناء وإقامة المنشآت الهندسية ، ومن هذه الاختصاصات : هندسة الطرق ، إصلاح الأراضي ، الهندسة المدنية ــ الجيولوجية ، علم التربة والجيولوجيا . وقد حاول المؤلف وضع هذا المنهاج المختصر على أساس مجموعة متوالفة واسعة من العلوم الطبيعية ، وشرح المواضيع النظرية بأسلوب مبسط وقابل للفهم أكثر ما يمكن ، دون التقليل من شأن الناحية العلمية العامة للبحث ، وتقديم عدد من الحلول الهندسية لمسائل ميكانيكا التربة (حسابات المقاومة ، الثبات أو الاستقرار ، والتشوه ــ أي تغير الشكل) وذلك لغرض استخدامها الواسع النطاق في التطبيقات أو الأعمال الهندسية .

ويتألف هذا المنهاج المختصر في ميكانيكا التربة ، بصورة أساسية من مجموعة المحاضرات التي ألقاها المؤلف على طلبة معهد الهندسة المدنية ، في موسكو ، وكذلك من أحدث الأبحاث العلمية في ميكانيكا التربة (أبحاث العلماء السوفييت والأجانب) واستخدامها في التطبيقات العملية .

ويحتوي الكتاب على شرح عدد من المسائل من وجهات نظر جديدة ، مع الأخذ في الاعتبار أهم خواص التربة ، وهي : مقاومة القص التلامسية للتربة ، التشوه التركيبي الطوري للتربة * (بالإضافة إلى زحف هيكل التربة) ،

* أي تغير شكل التربة على مراحل ــ المترجم .

انضغاطية المياه المسامية الحاوية للغازات وتأثير التوطيد الطبيعي للتربة .

ويحتوي الكتاب أيضاً على عدد من الطرق العلمية الحديثة لتحديد الخصائص التصميمية للتربة ، وقدمت بعض الحلول الجديدة لنظرية تماسك وزحف التربة ، التي تستخدم في حالات التنبؤ بحجم ومدة استمرار هبوط أساسات الانشاءات والمباني ، وقد بحثت في فصل خاص أيضاً ، عمليات الانسياب * التي تحدث في التربة وأهميتها . وتوجد فقرة خاصة في الكتاب ، تتعلق بضغط التربة على مجموعة المواسير الواقعة تحت الأرض ، وذلك في فصل « مسائل ديناميكا التربة المشتتة »

المؤلف

* وتشمل المرونة والزوجة واللدونة — المترجم .

المقدمـــة

إن علم ميكانيكا التربة هو العلم المتعلق بميكانيكا الأجسام الطبيعية المشتتة (المؤلفة من أجزاء دقيقة أو ناعمة) ويعتبر فرعاً من فروع علم ميكانيكا الأرض العام الذي تدخل ضمنه العلوم الخاصة التالية : ديناميكا الأرض في المجالين العالمي والمناطقي ، ميكانيكا الصخور الصلدة أو المصمتة ، ميكانيكا الصخور الرخوة أو الهشة (التربة الطبيعية) وميكانيكا الكتل العضوية والعضوية المعدنية (الغرين أو الطمي ، الخث * وغير ذلك) .

ويعتبر علم ميكانيكا التربة في نفس الوقت ، فرعاً من فروع علم الميكانيكا الانشائية المبني على أساس قوانين الميكانيكا النظرية (ميكانيكا الأجسام الصلبة غير القابلة للانضغاط مطلقاً) وكذلك على أساس قوانين الأجسام القابلة للتشوه أيضاً ، أي القابلة للانضغاط وتغير الشكل (قوانين المرونة ، اللدونة ، الزحف) ، التي ستكون بالنسبة لتكوين أو صياغة علم ميكانيكا التربة ، كعلم مستقل ، بمثابة قوانين ضرورية فقط ، ولكنها ليست من الشروط الكافية بحد ذاتها . وإذا أضفنا إلى علاقات (معادلات) الميكانيكا النظرية ، والميكانيكا الانشائية للأجسام المصمتة القابلة للتشوه ، القوانين التي تشرح الخواص المتعلقة بتفتت التربة (الانضغاطية ، الانفاذية للماء ، مقاومة القص التلامسية أو التماسية والتشوه التركيبي الطوري) عندئذ ببحثنا للتربة باعتبارها أجساماً طبيعية مشتتة ، وثيقة الاتصال بظروف تكوينها وتامة

* الخث : هو أردأ أنواع الفحم العضوي — المترجم .

التفاعل مع البيئة الطبيعية الجيولوجية المحيطة بها ، يمكن في هذه الحالة صياغة أو تكوين ميكانيكا التربة كعلم من العلوم .

وسوف نطلق اسم التربة على كافة أنواع « الصخور الرخوة أو الهشة » وهو اصطلاح جيولوجي خاص لقشرة التعرية الجوية للغلاف الحجري للأرض (اليابسة) — غير المتماسكة (السائبة) أو المتماسكة ، التي تكون مقاومة أربطتها أقل بكثير من مقاومة الدقائق المعدنية بالذات . إن الخاصية المميزة جداً للتربة باعتبارها من الأجسام الطبيعية ، هي قابليتها للتفتت والتشتت ، الأمر الذي يميز التربة تمييزاً أساسياً عن الصخور الصلدة (الصخور المتبلورة المصمتة ، الصخور المتحولة ، الصخور الرسوبية وغيرها) القوية أو العالية المقاومة للغاية . إن الأخلاط المعدنية وحبيبات الصخور الصلدة ، ملتحمة مع بعضها البعض ، ولها أربطة داخلية جاسئة (متبلورة ، مسمنتة وغيرها) تصل مقاومتها إلى نفس مقاومة الحبيبات المعدنية بالذات .

إن الأهمية الجوهرية عند تقدير أو تقييم التربة كقواعد للمباني والانشاءات ، تكمن في سمك طبقات التربة ، المتطبقة على الصخور الصلدة الأصلية أو الأساسية . وبطبيعة الحال إذا نظرنا إلى الصخور الصلدة بحجوم كبيرة ، سنجد أنها تتألف بدورها من أقسام تركيبية ، تكون مقاومة سطوح اتصالاتها أقل من مقاومة الأقسام نفسها ، ويمكن بالنسبة لهذه الصخور ، تطبيق علاقات أو معادلات ميكانيكا التربة إلى درجة معروفة ، ولكن بالطبع مع بعض الشروط الإضافية المناسبة .

إن الطبقة العليا للتربة الطبيعية ، المتغيرة بتأثير الفعل الموحد لكل من المناخ ، المياه والغازات ، النباتات والحيوانات ، والمشبعة بمادة الدبال* ، هي عبارة عن تكوين تركيبي عضوي معدني خاص — هو تربة الأرض .

وفي مادة ميكانيكا التربة ، سوف ندرس فقط التربة المعدنية التركيب — المواد الطبيعية المشتتة — وفي حالات خاصة فقط ، سوف نعير اهتمامنا للصخور الصلدة والتكوينات العضوية المعدنية .

* الدبال هو عبارة عن مادة عضوية متحللة مسمدة — المترجم .

نشوء وصياغة علم ميكانيكا التربة ودور العلماء الروس والسوفييت في ذلك :

إن أول بحث أساسي في ميكانيكا التربة ، هو البحث الذي قام به المهندس الفرنسي كولون عام ١٧٧٣ م ، المتعلق بنظرية الأجسام أو المواد السائبة ، الذي كان يعتبر على مدى سنوات طويلة ، بمثابة النظرية الهندسية الوحيدة في هذا المجال ، التي استخدمت أو طبقت بنجاح عند حساب ضغط التربة على الجدران الساندة أو المحتجزة .

وفي عام ١٨٨٥ نشر في فرنسا أيضاً ، بحث العالم الأستاذ بوسينسك « حول توزيع الاجهادات الناجمة عن تأثير القوة المركزة في التربة المرنة » الذي استخدم لأول مرة في ميكانيكا التربة ، من قبل العلماء السوفييت ، مثل الأستاذ ايفانوف وغيره ، وأصبح فيما بعد أساساً لتحديد الاجهادات في التربة ، عند تعرضها لمختلف أنواع الاحمال . وتجدر الإشارة هنا ، إلى قيام العالم الروسي الأستاذ مينيابيف عام ١٩١٥ ، باستخدام نظرية المرونة في حساب الاجهادات الناشئة في التربة السائبة ، وفي عام ١٩٢٣ وضع العالم السوفييتي الأستاذ بوزيريفسكي « النظرية العامة لاجهاد التربة الأرضية » باستخدامه لنظرية المرونة في حساب القواعد الأرضية ، وفي نفس العام وضع الاكاديمي السوفييتي بافلوفسكي الأسس الحديثة لحسابات ترشيح التربة للماء أو مسامية التربة وذلك في بحثه الأساسي « نظرية حركة المياه الجوفية » .

وقد مثلت أبحاث العالم الأستاذ تيرتساغي ، مرحلة هامة في تطور علم ميكانيكا التربة ، وهي الأبحاث التي احتوتها كتبه المتعلقة بموضوع « الميكانيكا الإنشائية للتربة استناداً إلى خواصها الطبيعية » الصادرة عام ١٩٢٥ والمترجمة من اللغة الألمانية إلى الروسية عام ١٩٣٣ ، وخاصة « الميكانيكا النظرية للتربة » الصادرة عام ١٩٤٣ ، والمترجمة من اللغة الانكليزية إلى الروسية عام ١٩٦١ .

وقد ساهم العالم السوفييتي الأستاذ غيرسيفانوف ، مساهمة مهمة للغاية في تطور علم ميكانيكا التربة ، وذلك بأبحاثه حول « مبادىء ديناميكا الكتل

الترابية » في عامي ١٩٣١ ، ١٩٣٣ وغير ذلك ، التي دقق وضبط فيها معادلة التماسك الأحادي البعد للتربة التي اقترحها الأستاذ تيرتساغي ، وصاغ المعادلات التفاضلية للمسائل المستوية والفراغية أو المجسمة لنظرية تماسك التربة ، ووضع بعض الحلول الخاصة لها ، وبحث كذلك عدداً كبيراً من المسائل الأخرى المتعلقة بميكانيكا التربة .

ومن الأبحاث المهمة للغاية في نظرية تشوه التربة المشبعة بالماء ، هي الأبحاث التي قام بها الأستاذ العالم فلورين (بين عامي ١٩٣٦ — ١٩٣٨) ، المجملة في كتابيه العلميين « مبادىء ميكانيكا التربة » ، الجزء الأول عام ١٩٥٩ والجزء الثاني عام ١٩٦١ ، الذي صاغ فيهما بشكل مبسط وسهل ، المعادلات التفاضلية للمسائل المستوية والمجسمة لنظرية التماسك المسامي للتربة ، ووضع الطرق العامة لحلها في البقايا الحسابية النهائية أو المحددة ، وقد قام الأستاذ فلورين بتطوير نظرية تماسك التربة ، وقدم حلولاً لمسائلها مع الأخذ في الاعتبار بصورة مستقلة انضغاطية المياه المسامية ، زحف هيكل التربة ، تغير خصائص التربة وغيرها . وتجدر الإشارة هنا ، إلى أن النظرية الهندسية للأجسام السائبة التي وضعها الأستاذ كولون ، والتي استخدمت بدون أي تغيير على مدى ١٧٠ عاماً تقريباً ، لم تتطور تطوراً حديثاً دقيقاً ومضبوطاً ، ولم توضع طرق فعالة لحل مسائلها ، إلا من قبل العلماء السوفييت (لأول مرة في البحث الذي وضعه المهندس سوكولوفسكي « استاتيكا الأجسام السائبة » عام ١٩٤٢ ، ثم في أبحاث الأستاذين كولوشكيفسج وبيريزانتسيف عام ١٩٤٨) .

وقد أعار العلماء السوفييت أهمية كبيرة لبحث العمل الموحد للانشاءات والتربة القابلة الانضغاط أو المنضغطة للقواعد . وقد خصصت لهذه المسألة أبحاث الاكاديمي كريلوف والأساتذة بروكتور ، غربونوف — بسادوف ، جيموجكين ، سينيتسين ، دافيدوف ، سيمفوليدي وغيرهم .

وقد لعبت أبحاث العلماء السوفييت الأساتذة ايفانوف وماسلوف وغيرهما ، دوراً كبيراً في استخدام علم ميكانيكا التربة ، في التطبيقات العملية للانشاءات الهندسية الايدرولية ، وهي الأبحاث التي ساعدت على

بحث هبوط وميل الانشاءات الايدرولية الهندسية وتأمين ثباتها أو استقرارها على طبقات التربة الطينية السميكة .

إن التطور الواسع للأبحاث المتعلقة بنظرية تماسك التربة ، ونتائج التجارب والمراقبات الفريدة التي أجريت في الاتحاد السوفييتي ، ساعدت العلماء السوفييت (غيرسيفانوف ، بولشين ، ماصلوف ، غربونوف — باسادوف ، روزا ، نيجيبوروفيش ، يغوروف ، تسيتوفيج ، زاريتسكي وغيرهم) على وضع طرق خاصة للتنبؤ بهبوط الانشاءات ، وعلى أساسها تم وضع طريقة حديثة متقدمة لحساب وتصميم الأساسات بواسطة التشوهات القصوى أو النهائية للقواعد الترابية .

وللعلماء السوفييت دور كبير أيضاً ، في دراسة ميكانيكا بعض الأنواع المناطقية الخاصة من التربة : التربة الرسوبية (الهابطة) غير المشبعة بالماء ، تربة اللوس (حيث بحثها العلماء دينيسوف ، أبيليف ، بوليجيف ، لاريونوف وغيرهم) ؛ التربة المتجمدة والتربة الدائمة التجمد (حيث بحثها العلماء تسيتوفيج، غولدشتين ، فيالوف وغيرهم) والتربة الطينية الضعيفة أو الرخوة غير المنتظمة الانضغاط حيث بحثها العلماء فاسيلييف ، دالماتوف، تسيتوفيج ، أبيليف وغيرهم) .

وأخيراً تجدر الإشارة إلى أنه قد تمت في الاتحاد السوفييتي لأول مرة ، صياغة مبادىء ميكانيكا التربة ، كفرع جديد من فروع العلم ، وتم إصدار أول كتاب منهجي للمحاضرات وذلك من قبل الأستاذ تسيتوفيج ، وكان عنوانه « مبادىء ميكانيكا التربة » حيث صدر عام **١٩٣٤** .

وبطبيعة الحال ، لا يمكن أن نشرح دور العلماء الروس والسوفييت ونجاحاتهم بصورة تامة في حقل ميكانيكا التربة في هذه المقدمة المختصرة ، لكننا سنشير إلى ذلك مراراً ، في مواضيع أخرى من هذا الكتاب فيما بعد .

أهمية علم ميكانيكا التربة : إن ميكانيكا التربة هي عبارة عن نظرية قواعد التربة الطبيعية .وإن دور ميكانيكا التربة كعلم هندسي ، هو دور عظيم ، ولا يمكن مقارنته إلا بدور علم « مقاومة المواد » . وبدون معرفة مبادىء ميكانيكا التربة ، لا يمكن أن نصمم بصورة صحيحة المنشآت

الصناعية الحديثة ، العمارات السكنية (لا سيما المتعددة الطوابق منهـا) ، إنشاءات إصلاح الأرض وإنشاءات الطرق ، الانشاءات الترابية وإنشاءات الهندسة الايدرولية (مثل السدود الترابية ، سدود المياه ، مباني المحطات الايدرولية لتوليد القدرة وغيرها) .

إن استخدام ميكانيكا التربة ، يساعد على الاستفادة أكثر ما يمكن ، من السعة الحملية للتربة ، الحساب الدقيق لتشوهات قواعد التربة أو القواعد الترابية تحت تأثير الاحمال الناجمة عن الانشاءات ، الأمر الذي يعتمد ليس على وضع الحلول الأكثر سلامة فحسب ، بل وعلى الحلول الأكثر اقتصادية أيضاً . وفي المستقبل ستزداد أهمية علم ميكانيكا التربة ، في الأعمال الهندسية وذلك بمساعدته في الحصول على أوسع وأحسن استفادة من المنجزات العلمية لنظرية ميكانيكا التربة في التطبيقات الانشائية الهندسية .

الفصل الأول

التربة وخواصها الطبيعية

البند ١ – الظروف الطبيعية التاريخية لتكون التربة

تكونت التربة الطبيعية بنتيجة التعرية للجو أو التجوية الطبيعية والكيميائية للصخور . كما وتشكلت خواصها أثناء عملية تكون التربة وفي الظروف المتعاقبة تبعاً للظروف الخارجية . إن عمر التربة الطبيعية مديد جداً في معظم الحالات (باستثناء الترسبات الحديثة) ويقدر بآلاف وملايين ومئات الملايين من السنين (على سبيل المثال ، يقدر عمر طين العصر الكمبري بحوالي ٥٠٠ مليون سنة) .

وخلال الفترة الزمنية الطويلة لوجود التربة ، حدث تغير متكرر في وضعها الطبيعي ، اعادة ترسيب عدة مرات ، توطيد بتأثير وزن الترسبات السطحية الجديدة ، تفكك عند تأكل هذه الترسبات ، وأحياناً عند انغمارها بالمياه وجفافها من جديد عند ظروف الطبات الأرضية المحدبة وغير ذلك . إن كل هذا يخلق الظروف التي لا يمكن استحداثها صناعياً ، لتكوين التربة الطبيعية ، وهي الظروف التي تحدد مزايا الخواص الطبيعية لبعض أنواع التربة المعينة . وخلال الفترة الزمنية الطويلة لوجود الصخور ، قد تكون هناك أهمية معينة للعمليات الطبيعية الكيميائية البطيئة للغاية ، التي تحدث في التربة بسرعة ضئيلة للغاية .

إن كل ما ذكرناه هنا ، يملي ضرورة بحث التربة الطبيعية بتفاعلها التام مع البيئة الطبيعية الجيولوجية المحيطة بها ، ومع الأخذ في الاعتبار التغيّرات المستمرة لخواصها ، التي تحدث غالباً بصورة بطيئة للغاية ، ولكنها تحدث بسرعة في بعض الأحيان . وتقسم التربة إلى الأنواع التالية بالنسبة لأصل

نشوئها وظروف تكوينها : ١ ــ الترسبات القارية : وتكون مؤلفة مما يلي : الترسبات أو القرارة التفتتية (المتطبقة في موقع نشوئها الأصلي) ؛ ترسبات أو ركام المنحدرات * (الواقعة على سفوح نفس الهضبة الأرضية التي نشأت عليها ، والمتحركة فقط بتأثير قوة الجاذبية والاجتراف بفعل مياه الأمطار) ؛ الرواسب أو الترسبات الطمية أو الغرينية (المحمولة بواسطة تيارات الماء إلى مسافات بعيدة ، والتي تشكل تكاوين طباقية سميكة) ؛ الترسبات أو الرواسب الجليدية (المتكونة نتيجة لفعل الانهيارات الجليدية أو المثلجات) الطين والطين الرملي الجلموري (الجليدي التكوين) ؛ الترسبات المائية الجليدية ــ الرمال والحصى الخشن أو الزلط ؛ الترسبات البحيرية الجليدية ــ الطين الطبقي الرقائقي الحلولي ، الطين الرملي والطفال الرملي ؛ الترسبات أو القرارة الريحية (وهي نتائج التجوية الطبيعية لصخور المناطق الصحراوية ، المحمولة بواسطة تيارات الهواء) ــ ترسبات أو قرارة اللوس ** والكثبان والتلال الرملية . ٢ ــ الترسبات البحرية : وهي عبارة عن طبقات من الطين المشتت ، التربة الصخرية الصدفية أو المحارية العضوية وغيرها ؛ التكاوين أو التكوينات العضوية المعدنية ــ الغرين أو الطمي ، التربة الخثية وغيرها ؛ الأنواع المختلفة من الرمال والحصى الخشن .

ويتضح من الشرح المختصر لأنواع ترسبات التربة ، مدى اختلاف أو تنوع تركيب التربة الطبيعية ، وتعقد بنيتها الطبيعية .

البند ٢ ــ العناصر المركبة للتربة

تدخل في تركيب التربة عناصر متنوعة جداً ، يمكن عند البحث أن نجمعها في ثلاث مجموعات هي : ١ ــ الدقائق المعدنية الصلبة ؛ ٢ ــ الماء في مختلف الأنواع والحالات ؛ ٣ ــ الشوائب الغازية الدخيلة . وبالإضافة إلى ذلك ، تدخل في تركيب بعض أنواع التربة ، المركبات العضوية والعضوية المعدنية ، التي تؤثر أيضاً على الخواص الطبيعية لهذه التربة ، وهو الأمر الذي سيتم بحثه في فصل خاص من الكتاب .

* وهي أكوام الصخور المتراكمة في أسفل المنحدرات ــ المترجم .

** وهي عبارة عن ترسبات حبيبية دقيقة جداً ــ المترجم .

إن الدقائق المعدنية الصلبة للتربة ، هي عبارة عن نظام من الحبيبات المعدنية الصلبة ، المختلفة عن بعضها البعض من حيث الشكل والتركيب والحجم (ابتداء من عدة سنتمترات ــ كما في الحصى الخشن أو الزلط ــ إلى أنعم الدقائق الغروانية ، أي التي يقل حجمها عن ميكرون واحد ــ كما في الطين المشتت) .

إن العامل الهام للغاية في تقييم خواص دقائق التربة الصلبة ، هو تركيبها المعدني . حيث تكون بعض المعادن ــ مثل الكوارتز والفلسبار ــ ذات تفاعل أقل نشاطاً مع الماء المحيط بالدقائق المعدنية ، بينما تكون بعض المعادن الأخرى أنشط وأقوى تفاعلاً بكثير ، وتكون طبيعة تفاعلها مختلفة . وكلما نعمت الدقائق ، كلما زادت مساحتها السطحية النوعية * (لكل ١ سم٣ أو ١ جم) وزاد عدد مراكز التفاعل ، مع الماء المحيط بالدقائق الصلبة ، ومع سطوح تلامس الدقائق الصلبة بالذات . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن المساحة السطحية النوعية للمعدن الطيني للكاولين أو الصلصال الصيني تساوي ١٠ م٢/جم ، ولمعدن مونتموريلونايت تساوي ٨٠٠ م٢/جم ، أي أنها مساحة سطحية هائلة ، تقاس بمئات الأمتار المربعة في الجرام الواحد من التربة ، الأمر الذي يؤثر دون شك على خواص التربة الطبيعية أيضاً ، المحتوية على دقائق المونتموريلونايت . ان وجود دقائق الميكا (وهي ملساء جداً ، ضئيلة المقاومة للقص) يؤثر أيضاً تأثيراً جوهرياً على الخواص الطبيعية لمثل هذا النوع من التربة ، الأمر الذي يجب أخذه في الاعتبار .

إن كافة أنواع التربة الخشنة الشقف أو الشقفية الخشنة والتربة الرملية تقسم من حيث حجم دقائقها المعدنية ، إلى ما يلي :

١ ــ التربة الشقفية الخشنة (التربة الحصباوية الخشنة ــ عند الشكل المدور للدقائق والتربة الدبشية ** عند الشكل الحاد الزوايا للدقائق) مع احتوائها على نسبة تزيد على ٥٠٪ وزناً ، من الدقائق التي يزيد حجمها على ٢ مم .

* وهي مساحة وحدة حجم من المادة المسحوقة ــ المترجم .

** هي التربة المؤلفة من كسارة الحجارة ــ المترجم .

٢ ــ التربة الرملية التي تحتوي على الدقائق التالية الحجوم : دقائق أخشن من ٠,٥ مم ، بنسبة تزيد على ٥٠٪ من حيث الوزن ، تسمى بالتربة الخشنة الحبيبات أو التربة الجريشة الحبيبات ويرمز إليها بالرمز (c/gr) ؛ دقائق أخشن من ٠,٢٥ مم ، بنسبة تزيد على ٥٠٪ من حيث الوزن ، تسمى بالتربة ذات الحبيبات المتوسطة الحجم ، ويرمز إليها بالرمز (m/gr) ؛ دقائق أخشن من ٠,١٠ مم ، بنسبة تزيد على ٧٥٪ من حيث الوزن ، تسمى بالتربة الدقيقة الحبيبات ، ويرمز إليها بالرمز (f/gr) ؛ دقائق أخشن من ٠,١٠ مم بنسبة تقل عن ٧٥٪ من حيث الوزن ، تسمى بالتربة المسحوقة أو الرمل (وهنا تعتبر كافة الدقائق التي يزيد حجمها على ٠,٠٥ مم بمثابة دقائق رملية ، أما الدقائق التي يتراوح حجمها من ٠,٠٥ إلى ٠,٠٠٥ مم فتعتبر بمثابة دقائق مسحوقة) .

٣ ــ التربة الطينية ــ وهي غير مقسمة إلى مجموعات نظراً لتنوعها الكبير من حيث الحجم والشكل والتركيب المعدني . ولكن تجدر الإشارة فقط ، إلى أن الدقائق الطينية للتربة ، تشمل كافة الدقائق التي يتراوح حجمها تقريبا من ٠,٠١ ميكرون إلى عدة ميكرونات .

إن احتواء التربة على هذه الكمية أو تلك من وزن الدقائق الطينية ، يؤثر تأثيراً جوهرياً للغاية على الخواص الطبيعية للتربة ، نظراً للتشتت البالغ لهذه الدقائق ، الذي يساعدها على تغليف كافة الحبيبات الرملية والشوائب الصلبة الموجودة في التربة الطينية . ويصطلح على تسمية التربة الطينية (راجع البند الرابع من هذا الفصل) تبعاً للمحتوى الإجمالي للدقائق الطينية في التربة ، وهي كافة الدقائق التي يقل حجمها عن ٥ ميكرونات (أي أقل من ٠,٠٠٥ مم) .

وتتميز الدقائق الطينية عن الدقائق الرملية المدمجة الشكل ، بكونها منوعة الأشكال وهي عبارة عن قشيرات رقيقة يقل سمكها أو ثخنها عن أكبر بعد من أبعادها بما يتراوح من ١٠ إلى ٥٠ مرة ؛ أما شكلها فيكون إما على هيئة مضلع (كما في دقائق الكاولينيت أي الكاولين النقي ، شكل ١) أو على هيئة إبر أي إبرية (كما في دقائق الاتابوجيت ، شكل ٢) .



شكل ١ ــ الشكل المضلع للدن
لدقائق الكاولينيت أي الكاولين النقي



شكل ٢ ــ الشكل الابري
لدقائق الاتابوجيت

وتجدر الإشارة كذلك إلى الأهمية الجوهرية للتركيب المعدني للدقائق الطينية أيضا . وهكذا نجد بأن لبلورات المونتموريلونايت (التي يتألف منها الطين المونتموريلونايتي) نسقاً بلورياً متحركاً ، يتمكن في الظروف المناسبة من سحب جزيئات الماء إلى داخل البلورات ، والانتفاخ الكبير ، مع زيادة في الحجم ، في الوقت الذي تكون فيه هذه الخواص قليلة الانطباق إلى درجة كبيرة ، على دقائق الكاولينيت ، الاتابوجيت والميكا المائية .

إن كل ما ذكرناه ، يؤثر إلى درجة عالية ، على خواص التربة الطينية الطبيعية .

إن الماء الموجود في التربة ، يختلف اختلافاً كبيراً جداً من حيث أنواعه وخواصه ، تبعاً لكمية الماء المحوية في التربة ومقدار قوى الفعل المتبادل مع الدقائق المعدنية ، الذي يحدد بصورة رئيسية استناداً إلى قابلية امتصاص الماء أو الفية الماء . إن الدقائق المعدنية للتربة ، مشحونة بشحنة سالبة ، أما جزيئات الماء فهي بمثابة جزيئات ثنائية القطب أي ذات قطبين ، مشحونة بشحنة موجبة في طرف واحد (ذرة الاكسجين) وبشحنة سالبة في طرف آخر (ذرتان من ذرات الايدروجين) . وعند تلامس الدقائق المعدنية الصلبة مع الماء ، تنشأ القوى الجزيئية الكهربائية لتبادل الفعل ، التي تسحب جزيئات

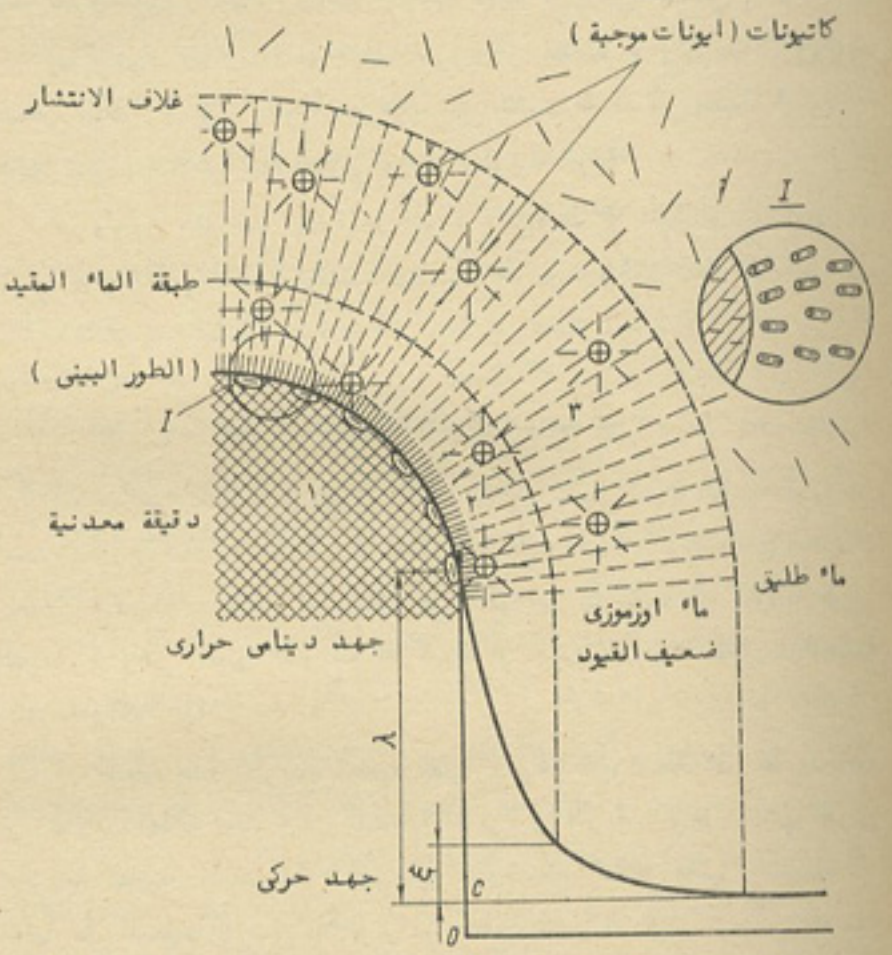
الماء الثنائية القطب إلى سطح الدقائق المعدنية بقوة عظيمة (وخاصة الطبقات الأولى) ، وكلما زادت المساحة السطحية النوعية للدقائق المعدنية ، كلما زادت كمية جزيئات الماء التي تكون في حالة مقيدة . إن القوى الجزيئية الكهربائية لتبادل الفعل ، تعتبر حسب المعطيات الحديثة ، قوى عظيمة جداً بحيث يبلغ مقدارها عند سطح الدقائق المعدنية (للصف الأول من جزيئات الماء المقيدة) ما يعادل عدة آلاف من الكيلوجرامات على كل ١ سم٢ . وبقدر الابتعاد عن سطح الدقائق المعدنية ، تتناقص بسرعة ، وعند وجودها على مسافة تساوي ٠,٥ ميكرون من السطح تقريباً ، يصبح مقدارها مساوياً للصفر . إن الطبقات المؤلفة من صفوف من الجزيئات المائية يتراوح عددها من ١ إلى ٣ صفوف ، والقريبة جداً من الدقائق المعدنية ، تكون مرتبطة من الأعلى أو السطح ارتباطاً عظيماً بواسطة القوى الجزيئية الكهربائية الجاذبة ، بحيث لا يمكن فصلها ، لا بضغط خارجي يساوي عدة ضغوط جوية ، ولا بتأثير ضغط الماء ، وتشكل هذه الطبقات أغلفة غشائية أو أغشية لما يسمى بالماء الممتز المقيد بقوة أو القوى القيود .

وستكون الطبقات التالية لجزيئات الماء المحيط بالدقائق المعدنية ، مترابطة ومحددة الاتجاه بالطور البيني بقدر الابتعاد عن السطح الصلب لدقائق التربة ، بقوى أقل فأقل ؛ وتشكل طبقات الماء الراخي أو الضعيف القيود (الماء الممتز المشتت أو المنتشر) ، القابلة للانبثاق أو الخروج من مسام التربة بضغط خارجي يصل إلى عدة كيلوجرامات على السنتمتر المربع الواحد كجم ق/سم٢ (ويصل أحياناً إلى عدة عشرات من الكيلوجرامات على السنتمتر المربع الواحد) .

وأخيراً فإن جزيئات الماء ، الواقعة خارج نطاق تأثير قوى الجزيئات الكهربائية لتبادل الفعل ، من سطح الدقائق المعدنية ، سوف تشكل ما يسمى بالماء الطليق — أي الماء الساري بالثقل الذاتي ، الذي تحدث حركته بتأثير فرق الضغط ؛ والماء الشعري أو الماء المنتشر بالخاصية الشعرية ، الذي يسحب إلى ارتفاع معين عن مستوى أو منسوب المياه الجوفية بواسطة قوى الجاذبية

الشعرية للماء (بالسطوح الهلالية * الشعرية ، المتكونة بتأثير قوى الامتزاز السطحية في المسام الدقيقة للتربة ، التي تحدد القوى الشعرية في التربة) .

ويبين الشكل ٣ ، الرسم التخطيطي لتبادل الفعل الجزيئي الكهربائي لسطح الدقائق المعدنية مع الماء .



شكل ٣ — الرسم التخطيطي لتبادل الفعل الجزيئي الكهربائي لسطح الدقيقة المعدنية مع الماء :

١ — الدقيقة المعدنية ، ٢ — الماء المقيد ،

٣ — الماء الضعيف القيود (الماء الأوزموزي أو التناضحي)

* سطوح السائل المقعرة أو المحدبة في الأوعية الشعرية — المترجم .

إن الشوائب الغازية الدخيلة (الأبخرة والغازات) توجد دائماً في التربة بهذه الكمية أو غيرها ، ويمكن أن تكون في الحالات التالية : الحالة المحصورة (أو الحالة المقيدة) ، في داخل الفراغات (التجاويف) الواقعة بين الدقائق المعدنية الصلبة ، المحاطة بأغشية الماء المقيد ؛ الحالة الطليقة ، عندما تتصل الغازات (الهواء) بالجو ؛ وأخيراً الحالة المذابة ، في الماء المسامي .

إن وجود فقاعات الهواء المحصورة أو المقفلة ، والموجودة في الماء المسامي أيضاً ، يؤثر تأثيراً جوهرياً على تشوه التربة أي تغيّر شكلها ، بتحكمه في انضغاطية الماء المسامي وزيادته لمرونة التربة .

أما وجود الغازات الطليقة (الهواء) المتصلة أو المتحدة مع الجو ، فليس له أية أهمية خاصة بالنسبة لميكانيكا التربة ، وذلك لأن هذه الغازات الطليقة لا تساهم عملياً في توزيع الضغوط بين دقائق التربة .

البند ٣ ــ الأربطة التركيبية وبنية التربة

إن خواص المقاومة في المواد المشتتة ، التي تشمل التربة الطينية التي تمثل أعقد التكاوين المعدنية المشتتة ، لا تعتمد على المقاومة (الكبيرة جداً) للحبيبات المعدنية المنفردة ، بقدر اعتمادها على الخواص التركيبية أو البنيوية للتربة الطينية ، ومن أهمها الأربطة التركيبية أو البنيوية بين الدقائق المعدنية المنفردة وأخلاطها .

إن طبيعة هذه الأربطة معقدة للغاية ، وتحدد بواسطة مجموعة متكاملة من مجالات الطاقة الخارجية والداخلية المؤثرة في التربة ، وعلى رأسها القوى الجزيئية للطبيعة المغنطيسية الكهربائية . ويعتمد الطابع المميز لتأثيرها أو فعلها على السطح الفاصل للأطوار أو سطح تقسيم الأطوار ، وعلى الطبيعة الكيميائية للدقائق المعدنية الصلبة ، وعلى تركيب وخواص المواد التي تملأ الفراغات بين الدقائق .

إن القوى الجزيئية ، التي تتبادل الفعل مباشرة بين الدقائق الصلبة (قوى فان دير والس*) يمكن أن تنشأ فقط في حالة وجود اتصالات أو

* نسبة إلى العالم الفيزيائي الهولندي Van der Waals — المترجم .

تلامسات محكمة جداً بين الدقائق الصلبة ، بحيث تكون المسافات التي بينها مساوية لعدة صفوف من الجزيئات تقريباً (ولكن لا أكثر من عشرة صفوف) . وهذه المسافات قد توجد في التربة المكونة من دقائق صلبة والمعرضة لضغط خارجي كبير ، محول إلى قوى هائلة في نقاط التلامس ، أو توجد في التربة الرطبة أو المبللة والمدمجة أو المرصوصة التي عند تعرضها للضغط الخارجي ، تنحصر أغشية الماء المقيد والأغلفة (القشرات) الغروانية للدقائق . إن قوى فان دير والس عظيمة جداً ، ولكن تأثيرها الإجمالي يعتمد على عدد النقاط المباشرة للتلامس أو الاتصال ، التي توجد في التربة بأعداد قليلة بصورة عامة .

وطبقاً للتصنيف الطبيعي الكيميائي أو الفيزيائي الكيميائي للأجسام المشتتة ، الذي وضعه الاكاديمي ريبيندير ، تنتمي الأربطة التركيبية للتربة المشبعة بالماء ، إلى الأنواع التالية : أ) أربطة التخثر (التي تظهر أولاً عند سقوط الدقائق في الماء وتخثر الغروانيات عند وجود الالكتروليتات) ؛ ب) أربطة التكثف (التي تنشأ عند تكاثف التراكيب المتخثرة إلى حد التلامس المباشر للدقائق المعدنية مع بعضها البعض ، وبتكون الهلام أو الجيلاتين عند بلمرة الجل*) ؛ ج) أربطة التبلور (التي تتكون بنشوء نويات الأجسام البلورية الصلبة ، ونموها واندماجها المتبادل تحت تأثير القوى الكيميائية بين الذرات) . إن أربطة التبلور (أربطة بلورات اكسيد السليكون واكسيد الحديد وغيرها) هي أربطة قصيفة ، أي سهلة التفتت ، وهي متينة ولا تعود إلى حالتها الأصلية بعد انهيارها ؛ أما أربطة التخثر وأربطة التكثف ، فهي لينة ، ويمكن إلى حد ما أن تعود إلى حالتها الأصلية بعد انهيارها .

إن الأربطة التركيبية أو البنيوية للتربة ، يمكن أن تكون متباينة للغاية ، وذلك تبعاً لخواص الدقائق المعدنية والمحاليل المائية التي تملأ مسام التربة ، وكذلك تبعاً لظروف التراكم الابتدائي للترسبات المعدنية وتحولها فيما بعد إلى صخور ، أي النشوء أو التكوين الصخري ، عبر مرورها بمرحلة الترسب أو الترسيب (تكوين الترسبات) ، التحجر أو الاستحجار (تحول الترسبات

* الجل : غراواني هلامي القوام أو البنية — المترجم .

إلى صخور صلبة) والتحول (تحول الصخور) .

واستناداً إلى ماسبق بحثه ، وبناء على أبحاث العلماء : الأكاديمي ريبندير ، الأستاذ ماسلوف ، الأستاذ دينيسوف ، الأستاذ لاريونوف والأستاذ ليمب وغيرهم ، يمكن تمييز الأنواع الرئيسية التالية من الأربطة التركيبية أو البنيوية في التربة :

١) الأربطة الغروانية المائية (أربطة التخثر وأربطة التكثف) — وهي عبارة عن أربطة لدائنية لزجة ، لينة وقابلة للتحول أي متحولة .

٢) أربطة التبلور أو الأربطة المتبلورة — وهي عبارة عن أربطة قصيفة أي سهلة التفتت (جاسئة) وغير قابلة للتحول ، وهي إما صامدة للماء أو غير صامدة له .

وتتمتع التربة ذات أربطة التبلور غير الصامدة للماء ، بخواص متوسطة بين التربة ذات الأربطة الغروانية والتربة ذات الأربطة المتبلورة . وتتكون هذه الأربطة بغض النظر عن سعة سطح الدقائق المعدنية ، بنشوء خطوط التحام أو التئام من المواد غير المتبلورة ، الاسمنت الطبيعي ، المركبات الدبالية والغراء ، وهي المواد التي تعتمد مقاومتها على كمية الماء الموجودة فيها.

وتعتمد الأربطة الغروانية المائية على القوى الجزيئية الكهربائية لتبادل الفعل بين الدقائق المعدنية من ناحية واحدة ، وبين الأغشية المائية والأغلفة الغروانية من ناحية أخرى . ويعتمد مقدار هذه القوى على سمك الأغشية والأغلفة . وكلما قل سمك الأغلفة الغروانية المائية ، أي كلما قلت رطوبة التربة المشبعة بالماء ، كلما زادت الأربطة الغروانية المائية ، وذلك لأنه بتقليل سمك الغلاف ، تزداد الجاذبية الجزيئية للجزيئات الثنائية القطب في الماء المقيد، ويعتمد فعل التغرية أو الالتصاق (طبقاً لمعطيات الأستاذ شاروف) على الاذابة المعينة للدقائق الطينية في الماء . إن الأربطة الغروانية المائية لدنة أو لدائنية وغير قابلة للتحول أي غير متحولة ، وعند زيادة الرطوبة ، تقل بسرعة حتى تصل إلى حد قريب من الصفر .

إن الأربطة المتبلورة أو أربطة التبلور ، تنشأ بتأثير قوى التجانس الكيميائي ، وتشكل مع الدقائق المعدنية (في نقاط التلامس) مركبات جديدة

متعددة البلورات — وهي مركبات ثابتة جداً ، لكنها قصيفة أي هشة ولا تعود إلى حالتها الأصلية بعد انهيارها أو تلفها .

وتعتمد مقاومة هذه الأربطة على تركيب المعادن . ونجد بأن الأربطة الأقل مقاومة والصامدة للماء ، تتألف أو تتكون من الجبس والكالسيت ، في الوقت الذي تعطي فيه الاوبال* وأكاسيد الحديد والسليكون ، أربطة تبلور أكبر مقاومة وصموداً للماء .

وكما بين الأستاذ ليمب ، يعتمد تركيب أو بنية التربة ، أي التركيب الطبيعي المنتظم للدقائق المعدنية وأخلاطها ، المختلفة الحجوم والأشكال ، ليس على طبيعة أربطتها التركيبية أو البنيوية فحسب ، بل كذلك على مقدار وطابع سطوح تلامس الدقائق الطينية مع بعضها البعض : « ضلع مع حافة » (في حالة البنية الرخوة) أو « حافة مع حافة » (في حالة البنية الأكثر تماسكاً).

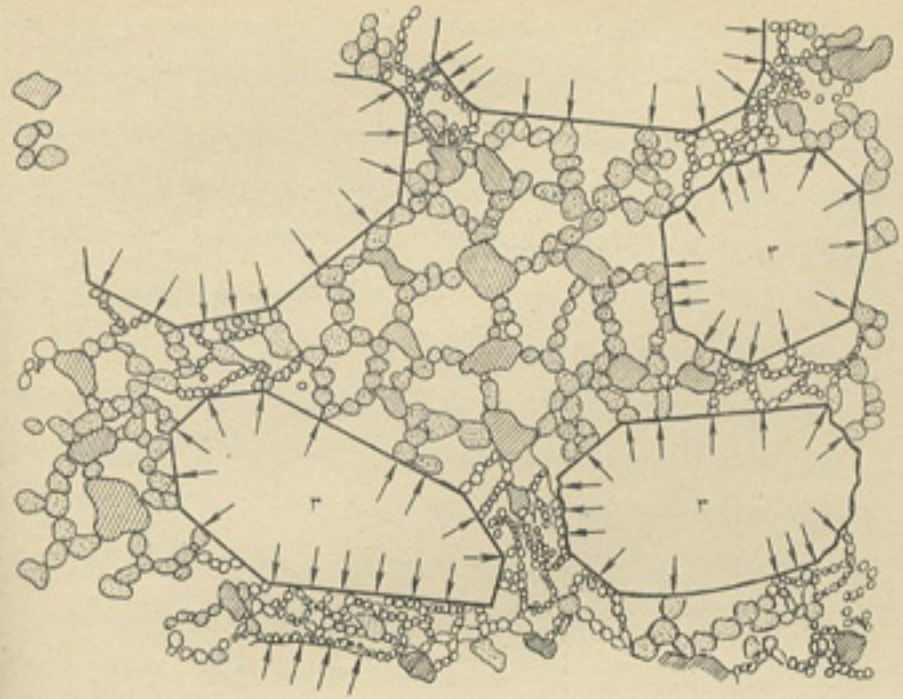
وطبقاً لمعطيات الأستاذ لاريونوف ، يكون تركيب التربة ، متنوعاً للغاية ، ويحدد بالعلاقة المتبادلة الكمية والتشكلية ، للأجزاء الصلبة والسائلة والغازية ، المكونة للتربة . وهناك أهمية كبيرة لكل من طبيعة تجمع أو تراكم الدقائق وتطور عيوب البنية الدقيقة أو المجهرية ، بالنسبة لتكوين مقاومة التربة الطينية .

إن كل ما ذكرناه أعلاه ، يحدد التركيب المعقد للغاية للتربة الطبيعية ، ومن أمثلته تركيب الترسبات الطينية البحرية ، الذي بحثه بالتفصيل الأستاذ كازاغراندي (شكل ٤) .

إن التركيب الطبيعي للتربة ، قوامها أو تكوينها وحالتها ، تحدد بصورة رئيسية خواص مقاومة وتشوه التربة وسلوكها أو عملها بمثابة قواعد وبيئة للانشاءات ، وهنا تكون الخاصية المهمة للغاية ، هي المقاومة التركيبية أو البنيوية للتربة وثبات الأربطة التركيبية أو البنيوية تحت تأثير أو فعل المؤثرات الخارجية .

ولتقييم الخواص الإنشائية للتربة المشتتة أو المنتثرة ، يعتبر قوام أو بنية التربة الطبيعية ، من العوامل المهمة للغاية كذلك ، أي الترتيب الفراغي

* الاوبال : حجر عين الشمس — المترجم .



شكل ٤ – تركيب أو بنية الطين :
١ – دقائق الطين ، ٢ – غراوانيات متراصة ، ٣ – حبيبات الرمل

والوضع المتبادل لدقائق التربة وأخلاطها ، وهذه البنية هي التي تبين خصائص عدم تجانس طبقات التربة . وتوجد الأنواع الرئيسية التالية من تراكيب أو بنية التربة الطينية الطبيعية :

١) التربة الطينية الطبقية (الرفيعة والغليظة الطبقات ، الرقائقية ، المائلة الطبقات ، الصفحية وغيرها) ؛

٢) التربة الطينية المدغمة (المصمتة والخفية الطبقات) ؛

٣) التربة الطينية المركبة أو المؤلفة (البورفيرية ، المنخرية أو الخلوية ، الكبيرة المسام وغيرها) .

البند ٤ – الخواص الطبيعية والدلائل أو العوامل التصنيفية للتربة

إن تعقد بنية أو تركيب التربة الطبيعية ، وتأثير العمليات الجيولوجية الطبيعية عليها (التي تكون في الغالب عمليات طويلة الأمد للغاية) ، تضطرنا

عند تقييم التربة إلى تحديد خواصها ، إما في ظروف تطبقها الطبيعي أو بواسطة عينات أو نماذج اختبار من بنية التربة الطبيعية السليمة .

إن الاختلاف أو التباين الرئيسي للتربة الطبيعية عن الصخور الصلدة (البلورية المصمتة) ، هو عدم وجود التلاحم أو الالتئام (وجود عدد قليل نسبياً من أربطة التبلور) والمسامية الموجودة إلى حد كبير (المتوقفة على تفتت التربة) .

ولتحديد الخواص الطبيعية للتربة (المسامية ، التشبع بالماء وغير ذلك) يجب معرفة ثلاثة من أبسط الدلائل أو العوامل وهي : γ – وحدة وزن التربة ذات البنية الطبيعية ؛ γ_s – الوزن النوعي لدقائق التربة الصلبة ؛ W – الرطوبة الطبيعية للتربة .

إن **وحدة وزن التربة** γ تحدد بواسطة نماذج اختبار أو عينات ، مأخوذة من ثقوب الحفر بواسطة جهاز خاص يسمى بـ « نبيطة استخراج العينات » مع أقل تخريب ممكن لبنية التربة ، أو مأخوذة من فتحات أو حفر الاستكشاف بواسطة حلقة قاطعة خاصة ، ويجب أن تحسب وحدة وزن التربة بدقة كافية (إلى حد ٠,٠١ كجم ق/سم٣) * ، وذلك لأنها تعتبر من أهم الخواص الأصلية المميزة للتربة ، التي لا يمكن بدون معرفتها تحديد مجموعة كاملة من العوامل الداخلة في معادلات ميكانيكا التربة . إن مقدار أو قيمة وحدة وزن التربة تعتمد على التاريخ الجيولوجي لتكوين التربة ووجودها اللاحق فيما بعد ، ويجب أن تحدد تلك القيمة بواسطة عينات من البنية السليمة للتربة ، تحديداً دقيقاً .

والوزن النوعي للتربة γ_s هو عبارة عن عامل يدل قبل كل شيء أو بالدرجة الرئيسية على التركيب المعدني للتربة المعلومة ، ويحدد بواسطة البكنومتر ** أو مقياس الوزن النوعي . ويتراوح الوزن النوعي لأكثر أنواع التربة ، تراوحاً صغير المدى – من ٢,٥ إلى ٢,٨٠ ، وفي المعدل يساوي ٢,٦٥ للرمال و ٢,٧٠ للطين .

* كجم ق/سم٣ = كيلوجرام قوة على السنتمتر المكعب = kgf/cm^3 – المترجم .
** البكنومتر : مقياس الكثافة بإيجاد وزن حجم معين من الماء – المترجم .

وتحدد **رطوبة التربة** W استناداً إلى نتائج وزن العينة الطبيعية للتربة وبعد تجفيفها التام (عند درجة حرارة مقدارها ١٠٥° مئوية) .

ولإيضاح أو استجلاء المصطلحات الفنية المستخدمة فيما بعده ، نرمز لحجم معين من التربة ، بالرموز التالية : V_1 – حجم الدقائق الصلبة ؛ V_2 – حجم الفراغات (المسام) ؛ g_1 – وزن الدقائق الصلبة ؛ g_2 – وزن الماء الموجود في مسام التربة (وهنا يهمل وزن الهواء نظراً لضآلته) .

وسوف نطلق فيما بعد اسم وحدة وزن التربة ، على النسبة بين وزن التربة بأجمعها (مع كافة الشوائب الدخيلة) وحجمها ، أي :

$$\gamma = \frac{g_1 + g_2}{V_1 + V_2}$$

والوزن النوعي – هو النسبة بين وزن الدقائق الصلبة للتربة فقط ، وحجمها أي :

$$\gamma_s = \frac{g_1}{V_1}$$

ورطوبة التربة (بالوزن) – هي نسبة وزن الماء إلى وزن التربة المجففة (أو إلى وزن الدقائق الصلبة) ، أي :

$$W = \frac{g_2}{g_1}$$

ونورد هنا مفهوماً أو مصطلحاً إضافياً هو : وحدة وزن هيكل التربة γ_{sk} – وهي النسبة بين وزن الدقائق الصلبة والحجم الكلي للتربة ، أي :

$$\gamma_{sk} = \frac{g_1}{V_1 + V_2}$$

وحدة وزن الماء γ_w – وهي نسبة وزن الماء الموجود في حجم معين إلى مقدار أو قيمة هذا الحجم ، وتساوي ما يلي :

$$\gamma_w = 1 \text{ gf/cm}^3 = 0.001 \text{ kgf/cm}^3$$

ونشير إلى أننا توقفنا عند هذه التعاريف أو المصطلحات الأولية المذكورة أعلاه ، نظراً لأهمية تحديدها الصحيح فيما بعد .

معامل المسامية ومعامل التشبع بالماء . إن معامل مسامية التربة ε هو النسبة بين حجم مسام التربة وحجم هيكلها ، أي :

$$\varepsilon = \frac{n}{m} \qquad (1.1)$$

حيث n – حجم المسام في وحدة حجم التربة ؛ m – حجم الدقائق الصلبة في وحدة حجم التربة أيضاً .

وهنا من الواضح أن $n + m = 1$.

إن حجم الدقائق الصلبة للتربة m ، سيساوي نسبة وزن الدقائق الصلبة في وحدة الحجم (الذي يساوي عددياً γ_{sk} إلى وزنها النوعي γ_s ، أي

$$m = \frac{\gamma_{sk}}{\gamma_s}$$

وإذا أخذنا في الاعتبار أن : $n = 1 - m$ ، عندئذ سوف نحصل على ما يلي

$$\varepsilon = \frac{\gamma_s - \gamma_{sk}}{\gamma_{sk}} \qquad (1.2)$$

أما فيما يتعلق بوحدة وزن هيكل التربة γ_{sk} ، فإنها سهلة التحديد إذا أخذنا في الاعتبار بأن رطوبة التربة W تساوي نسبة وزن الماء $(\gamma - \gamma_{sk})$ إلى وزن هيكل التربة γ_{sk} ، أي

$$W = \frac{\gamma - \gamma_{sk}}{\gamma_{sk}}$$

ومنها نحصل على وحدة وزن هيكل التربة ، حيث تساوي ما يلي

$$\gamma_{sk} = \frac{\gamma}{1 + W} \qquad (1.3)$$

وفي هذه الحالة والحالات التالية فيما بعد ، ستؤخذ الرطوبة الوزنية W مقاسة بأجزاء من الوحدة (مثلاً W = 0.20 وغير ذلك) .

وتساعد الصيغتان (1.2) و(1.3) على تحديد قيمة معامل مسامية التربة ، في ظروف تطبقها الطبيعي – وهذا المعامل يعتبر من أهم الخصائص المميزة

للتراص أو الدموج الطبيعي للتربة ، ويلعب دوراً هاماً في ميكانيكا التربة (عند حساب هبوط قواعد المنشآت وغيرها) .

إن قيمة معامل مسامية التربة ε ، يتغير في حدود واسعة تماماً (من ε = 0.20 إلى ε = 1.5 تقريباً ، وللتربة المعدنية العضوية يصل إلى ε = 2 – 12). وللتربة المرصوصة أو المدمجة إلى حد كاف ، نجد بأن : ε < 1 ؛ أما إذا كانت ε > 1 ، فهذا يدل على أن التربة رخوة البنية وغير متراصة للغاية ، وإنشاء العمارات السكنية والمنشآت الصناعية على مثل هذه التربة ، يتطلب القيام بإجراءات وتدابير خاصة بالتوطيد أو التثبيت الاصطناعي للتربة.

ونقدم هنا العلاقة المهمة ، الناجمة عن تحديد معامل المسامية . لدينا ما يلي

$$\left.\begin{array}{l} \varepsilon = \dfrac{n}{m} \quad ; \quad \varepsilon = \dfrac{n}{1-n} \\ n + m = 1 \end{array}\right\} \qquad (A)$$

وبحل مجموعة المعادلات (A) لإيجاد قيمتي n و m نحصل على حجم مسام التربة في وحدة حجم التربة عامة :

$$n = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} \qquad (1.4)$$

وحجم الدقائق الصلبة :

$$m = \frac{1}{1+\varepsilon} \qquad (1.5)$$

إن معامل تشبع التربة بالماء I_w (أو درجة الرطوبة G كما يصطلح عليه في المواصفات القياسية السوفييتية) هو عبارة عن نسبة الرطوبة الطبيعية للتربة W إلى محتوى الرطوبة المطلق $W_{ab.m}$ ، المناظر لامتلاء مسام التربة تماماً ، أي أن :

$$I_w = \frac{W}{W_{ab.m}} \qquad (1.6)$$

وعند الامتلاء التام لمسام التربة بالماء ، ستكون الرطوبة مساوية لنسبة

وزن الماء الموجود في حجم المسام ($\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}\gamma_w$) إلى وزن الدقائق الصلبة ($\frac{1}{1+\varepsilon}\gamma_s$) ، أي أن :

$$W_{ab.m} = \frac{\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}\gamma_w}{\frac{1}{1+\varepsilon}\gamma_s} \quad ; \quad W_{ab.m} = \frac{\varepsilon\gamma_w}{\gamma_s} \qquad (B)$$

وبتعويض قيمة $W_{ab.m}$ التي حصلنا عليها الآن ، في الصيغة (1.6)، نحصل على الصيغة التالية لمعامل التشبع بالماء (أي ما يسمى بدرجة الرطوبة G في المواصفات القياسية السوفييتية) :

$$I_w = \frac{W\gamma_s}{\varepsilon\gamma_w} \qquad (1.6')$$

ومن الصيغة (B) نحصل على صيغة جديدة لمعامل مسامية التربة المشبعة بالماء تماماً ، بعد أن نفرض بأن $\gamma_w = 1\ kgf/cm^3$ ، وهذه الصيغة هي :

$$\varepsilon = W_{ab.m}\,\gamma_s \qquad (1.7)$$

أي أن معامل مسامية التربة المشبعة بالماء تماماً ، يساوي حاصل ضرب الرطوبة في الوزن النوعي .

إن قيمة معامل التربة الطينية الطبيعية المشبعة بالماء ، قريبة من الواحد . ولكن في حالات كثيرة ، تكون قيمته أقل من الواحد قليلاً ، وذلك نتيجة لاحتواء المياه الجوفية على فقاعات غازية ، الأمر الذي يؤثر إلى درجة عالية على انضغاطية الماء المسامي . وعند حساب انضغاطية الماء المسامي ، يجب تحديد معامل التشبع بالماء ، بدرجة عالية من الدقة (إلى حد ٠,١ ٪) .

وتقسم التربة غير المتماسكة (السائبة) إلى المجموعات التالية ، طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية :

التربة القليلة الرطوبة	عند $I_w \leqslant 0.5$
التربة الرطبة	عند $0.5 < I_w \leqslant 0.8$
التربة المشبعة بالماء	عند $I_w > 0.8$

وفي حالة التشبع غير التام($I_w < 1$)،ستكون التربة عبارة عن نظام ثلاثي الأطوار من الدقائق : دقائق معدنية صلبة وماء وغازات ، أما في حالة التشبع التام($I_w = 1$)، فتكون عبارة عن تربة غير متراصة أو مدمجة (تكون في أكثر الحالات متطبقة تحت مستوى أو منسوب المياه الجوفية) — رمال ، طفال رملي ، غرين ، طين رملي وطين رخو ، تمثل عند احتواء المسام على ماء طليق ، ايدرولي الاستمرارية ، نوعاً خاصاً من التربة الثنائية الطور ، تسمى بالكتلة السفلية ، يمكن أن تطبق عليها النظرية الخاصة للتماسك المسامي للتربة .

وتجدر الإشارة إلى أنه بالنسبة للتربة المتطبقة تحت مستوى أو منسوب المياه الجوفية ، والواقعة في حالة الكتلة السفلية ، سيكون هيكل التربة معرضاً لتأثير ثقل أو وزن الماء .

وإذا حسبنا لوحدةحجم التربة ، وزن الدقائق الصلبة في الماء($\gamma_s - \gamma_w$) وحجمها ($\frac{1}{1+\varepsilon}$) ، فسوف نحصل لوحدة وزن التربة ، المخففة بالتخلص من وزن الماء المزاح من قبلها ، على الصيغة التالية :

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+\varepsilon} \qquad (1.8)$$

وإذا أخذنا في الاعتبار بأن : $\frac{1}{1+\varepsilon} = 1 - n$ ، عندئذ سوف نحصل على صيغة أخرى للمقدار γ' وهي كما يلي :

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) \qquad (1.8')$$

إن عوامل أو دلائل تصنيف التربة ، تستخدم لبيانذلك الصنف الذي تنتمي إليه التربة ، لغرض البحث العام المجمل لسلوك التربة عند إقامة الانشاءات عليها ، واختيار الضغط القياسي على القواعد الأرضية أو الترابية (وذلك لتعيين الأبعاد التمهيدية للأساسات) وفي حالات خاصة ، لغرض تحديد إمكانية استخدام هذه أو تلك الحلول النظرية لميكانيكا التربة في الحسابات التصميمية (نظرية الأجسام السائبة ، نظرية التماسك المسامي ، نظرية الزحف وغيرها) .

ومن ضمن دلائل تصنيف التربة ، هو تركيبها المادي (التركيب الحبيبي والمعدني ، الرطوبة والمحتوى الغازي) ، وخصائص الحالة الطبيعية للتربة (الكثافة — للتربة الرملية ، والقوام — للتربة الطينية) . ان الخصائص الأخيرة، تعتبر إلى درجة معروفة بمثابة خصائص اصطلاحية ، تساعد بصورة غير مباشرة على التحديد التقريبي لبعض الدلائل أو العوامل التصميمية للخواص الميكانيكية للتربة ، بأن تستخدم على سبيل المثال ، المعطيات القياسية (المواصفات القياسية للبناء في الاتحاد السوفييتي) وغيرها من المعطيات .

إن **التركيب الحبيبي** للتربة الرملية والشقفية أو الفتاتية الخشنة ، الذي بالاستناد إليه وتبعاً لحجم الدقائق ، يطلق هذا الاسم أو ذاك على التربة ، مشار إليه في البند ٢ .

أما بالنسبة للتربة الطينية ، فتكون الأهمية الكبرى ليس للتركيب الحبيبي العام ، بل لمحتوى الدقائق الناعمة والناعمة للغاية ، أي أنعم الدقائق (الدقائق المستوية القشيرات أو الناعمة الابر — الدقائق الأحادية المعدن التي يقل حجمها عن ٠,٠٠٥ مم) ، وبصورة رئيسية لتراوح الرطوبة الذي تصبح التربة فيه لدنة .

إن محتوى الدقائق الطينية في التربة ، يحدد بواسطة تحاليل مختبرية خاصة ، تشرح طرقها عادة في مناهج علم التربة ، أما تراوح الرطوبة ، الذي تصبح عنده التربة لدنة ، فيمكن إيجاده بتجربة بسيطة للغاية .

إن هذا التراوح يتميز بما يسمى برقم اللدونة W_{pl} ويساوي الفرق بين رطوبتين وزنيتين ، معبر عنهما بالنسبة المئوية ، ومخصصتين للتربة الطينية وهما : حد السيولة أو الميوعة W_{fl} وحد اللدونة أو الترقيق W_{la} :

$$W_{pl} = W_{fl} - W_{la} \qquad (1.9)$$

إن الحد الأول W_{fl} يناظر الرطوبة التي عندها تنتقل التربة إلى حالة السيولة أو الميوعة . وتحدد هذه الرطوبة بتجربة قياسية أو اختبار قياسي اصطلاحي ، بواسطة إيجاد رطوبة تلك الكثافة المعينة لعجينة التربة (للتربة المخلوطة اصطناعياً بالماء) ، التي عندها يغوص مخروط الموازنة (الذي يبلغ وزنه ٧٦ جم ق وزاويته الرأسية ٣٠° حسب المواصفات القياسية السوفييتية)، يغوص في التربة إلى عمق قدره ١٠مم بتأثير وزنهأوثقلهالذاتي.

والحد الثاني ، أي حد الترقيق W_{la} ، يناظر الرطوبة التي عندها تفقد التربة لدونتها . وهذه الرطوبة تساوي تقريباً رطوبة الضفيرة المصاغة من التربة والمدحرجة أو المرققة على ورقة حتى تفقد لدونتها ، أي عند جفاف الضفيرة التي قطرها ٣ مم أثناء دحرجتها أو ترقيقها ، تبدأ بالتفتت ، عندئذ يتم جمع قطع التربة المفتتة التي فقدت لدونتها ، وتوزن ثم تجفف وتوزن مرة ثانية ثم تحسب الرطوبة W_{la} .

وبالاستمرار في إجراء التجربة فيما بعد ، يتم بواسطة البصر أي بصرياً ، تحديد القطر الأصغر ، الذي يمكن عنده ترقيق أو دحرجة ضفيرة التربة . وقد أثبتت التجارب أو الاختبارات الخاصة ، بأن هذا القطر الأصغر يختلف باختلاف أنواع التربة ، ويناظر محتوى معين من وزن الطين الطبيعي أو الفايتايت في التربة .

وبغض النظر عن التحديد البسيط للغاية والاصطلاحي لحدود السيولة أو الميوعة والترقيق (التي وضعت مفاهيمها الأولى في السويد ، من قبل الأستاذ العالم اتيربيرج) ، نجد بأن هذه الحدود عند مقارنتها مع الرطوبة الطبيعية للتربة ، تبين جيداً خواص الحالة الطبيعية للتربة الطينية ، وتوصي بها المواصفات القياسية السوفييتية للبناء أو الانشاء .

واستناداً إلى الأبحاث العلمية العديدة لعلماء أو خبراء التربة ومهندسي الانشاءات الترابية المختلفة ، وبالأخذ في الاعتبار الشرح المتعلق بالرطوبات الخاصة للتربة الطينية ، يمكن أن نوصي لأغراض الإنشاء ، باستخدام التصنيف المبسط للأحجام الحبيبية للتربة ، المبين في الجدول ١ .

جدول ١ التصنيف المبسط للتربة

نوع التربة	دليل اللدونة		محتوى الدقائق الطينية (٪) بالوزن
	رقم اللدونة (٪) : $W_{pl}=(W_{ll}-W_{la})$	قطر الضفيرة المصاغة من التربة (مم)	
الطين	> 17	< 1	> 30
الطين الرملي	17 – 7	1 – 3	30 – 10
الطفال الرملي	< 7	> 3	10 – 3
الرمل	غير لدن	غير قابل للدحرجة أو الترقيق	< 3

إن كل دليل من الدلائل المبينة في الجدول ١ ، يبين تماماً خصائص التربة الطينية .

إن **كثافة التربة السائبة** ، ذات الأهمية الكبرى لتقييم صلاحية التربة كقواعد للانشاءات ، لا يمكن تقديرها بمجرد النظر أي بصرياً ، ولهذا السبب تحدد أو تقدر بواسطة تجارب أو اختبارات خاصة : ١) الاختبارات أو التجارب المختبرية – وذلك بواسطة معامل المسامية وبما يسمى بالكثافة النسبية ، المحددان بأخذ عينات من التربة من داخل ثقوب الحفر أو فتحات الاستكشاف . ٢) الاختبارات الحقلية أو الاختبارات في الموقع – بواسطة عملية سبر الأعماق (الدينامية والاستاتية) في موقع التطبق المباشر التربة .

وبالنسبة للرمال النقية (غير الميكائية) يكفي تحديد المعامل الطبيعي لمساميتها (بواسطة عينات طبيعية البنية ، بإيجاد γ ، W ، γ_s واستخدام الصيغتين (1.2) و(1.3) ومقارنة قيمته (لتصنيفه ضمن هذا النوع أو ذاك من أنواع الكثافة) مع القيم أو المعطيات القياسية (جدول ٢) .

جدول ٢

المعطيات القياسية لكثافة التربة الرملية

أنواع التربة الرملية	تربة كثيفة	تربة متوسطة الكثافة	تربة رخوة
	عند معامل مسامية يساوي		
رمال حصباوية خشنة وذات حبيبات متوسطة الحجم . . .	< 0.55	0.55 – 0.70	> 0.70
رمال دقيقة الحبيبات	< 0.60	0.60 – 0.75	> 0.75
رمال مسحوقة	< 0.60	0.60 – 0.80	> 0.80

والخاصية الأكثر عموماً لكثافة التربة الرملية ، من أي تركيب معدني كان ، هي « كثافتها النسبية » أو دليل الكثافة I_d ، الذي يحدد من الصيغة التالية :

$$I_d = \frac{\varepsilon_{max} - \varepsilon}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \qquad (1.10)$$

حيث ε_{max} – معامل مسامية التربة الرملية في حالته الأكثر رخاوة ، المحدد لعينة التربة المفتتة أو المفككة إلى أقصى حد (الأمر الذي يمكن

التوصل إليه مثلاً ، بتعبئة التربة الجافة بحذر في وعاء القياس الزجاجي) ؛

ε — معامل مسامية التربة في الحالة الطبيعية (يستخرج من الصيغتين (1.2) و(1.3) وطبقاً لمعطيات أو قيم وحدة الوزن γ ، الرطوبة W والوزن النوعي γ_s ؛

ε_{min} — معامل مسامية التربة في حالة الكثافة القصوى للتربة (ويحدد لعينة التربة المرصوصة أو المدكوكة إلى الحجم الأصغر الثابت في دورق زجاجي بواسطة الاهتزاز أو الطرق مرات عديدة) .

وعندما يكون $I_d \leqslant \frac{1}{3}$ — تكون التربة رخوة ؛

$I_d = \frac{1}{3} \div \frac{2}{3}$ — تكون التربة متوسطة الكثافة ؛

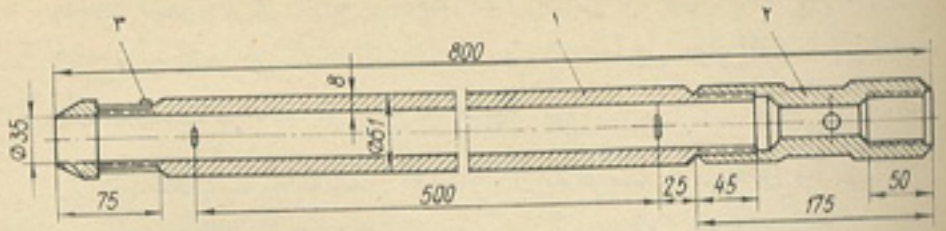
$I_d = \frac{2}{3} \div 1$ — تكون التربة كثيفة (مدمجة) .

إن المقاومات التصميمية اللازمة للحسابات التمهيدية أو الأولية للقواعد الرملية ، تحدد استناداً إلى المواصفات القياسية للبناء ، تبعاً لكثافة الرمال ، درجة تشبعها بالماء وتركيبها .

ولكن تحديد خواص الكثافة (معامل المسامية والكثافة النسبية — الدليل I_d لبعض الرمال ، المتطبقة تحت مستوى المياه الجوفية ، بواسطة عينات طبيعية البنية ، هو أمر صعب نظراً لصعوبته وأحياناً استحالة استخراج عينات ذات بنية طبيعية غير مخربة . وفي الحالة الأخيرة ، وخاصة لأجل الحصول على دلائل الكثافة النسبية لمختلف طبقات التربة ، تستخدم طريقة سبر الأعماق في ظروف التطبق الطبيعي للتربة .

وفي الوقت الحاضر ، تجري عملية سبر الأعماق بطريقتين : دينامية واستاتية .

وبالنسبة للسبر الدينامي للأعماق ، انتشرت على نطاق واسع طريقة الاختبار بواسطة نبيطة استخراج العينات القياسية التي يبلغ قطرها الخارجي ٥١ مم (شكل ٥) والتي تدق في التربة عمودياً إلى عمق ٣٠ سم (في فاصلة عميقة تحت مستوى قعر الثقب المحفور إلى حد يتراوح من ١٥ إلى ٤٥ سم)



شكل ٥ — نبيطة استخراج العينات لاختبار التربة بواسطة السبر الدينامي للأعماق :
١ — جلبة فولاذية مؤلفة من نصفين ، ٢ — وصلة ربط أو اتصال مصغرة ،
٣ — قبقاب

بواسطة مطرقة حرة السقوط يبلغ وزنها ٦٣,٥ كجم ق ، تسقط من ارتفاع ٧١ سم . وعند التجربة يضبط عدد الضربات أو الطرقات اللازمة لدق نبيطة استخراج العينات إلى العمق المعين . وكلما كانت التربة أكثر كثافة (دموجاً) ، زاد عدد الضربات اللازمة لدق النبيطة المذكورة .

ويبين الجدول ٣ المعطيات العامة لمعهد أبحاث الأساسات في الاتحاد السوفييتي ، المتعلقة بالنسبة الموجودة بين عدد الضربات N اللازمة لدق النبيطة إلى عمق ٣٠ سم ، وبين الكثافة النسبية I_d للتربة الرملية .

جدول ٣

معطيات السبر الدينامي بواسطة نبيطة استخراج العينات

عدد الضربات N	الكثافة النسبية (الدليل I_d)	صنف أو نوع التربة الرملية
1 – 4	0.2	رخوة جدا
5 – 9	0.2 – 0.33	رخوة
10 – 29	0.33 – 0.66	متوسطة الكثافة
30 – 50	0.66 – 1.00	كثيفة (مدمجة)
> 50	1	كثيفة جدا

والطريقة الثانية لسبر الأعماق ، الأكثر فعالية ومناسبة لعمل أو سلوك التربة تحت الانشاءات في ظروف تطبقها الطبيعي ، هي طريقة السبر الاستاتي للأعماق ، التي تتلخص في إدخال مخروط قياسي في التربة بالضغط (قطر المخروط ٣٦ مم ومساحة قاعدته ١٠ سم٢ وزاويته الرأسية ٦٠°) . ويتم

إدخال المخروط في التربة بواسطة جهاز خاص ، حيث تحدد مقاومة التربة النهائية أو القصوى للثلم بالديناموميتر ، واستناداً إلى هذه المقاومة يتم تقدير الكثافة النسبية للرمال وقوام التربة الطينية .

إن المعطيات العامة للسبر الاستاتي للتربة الرملية ، مبينة في الجدول ٤ .

جدول ٤

مقاومة التربة القصوى للثلم (كجم ق / سم٢)
عند السبر الاستاتي للأعماق

عمق السبر (م)	تربة خشنة الحبيبات		تربة متوسطة الحبيبات		تربة دقيقة الحبيبات	
	كثيفة	متوسطة الكثافة	كثيفة	متوسطة الكثافة	كثيفة	متوسطة الكثافة
5	150	150–100	100	100–60	60	60–30
10	220	220–150	150	150–90	90	90–40

وتجدر الإشارة إلى أن المعطيات المبينة في الجدول ٤ ، هي عبارة عن عوامل أو دلائل نسبية فقط ، وذلك لأن مقاومة الثلم ، لا تعتمد على الكثافة أو الدموج فحسب ، بل تعتمد كذلك على الخواص البنيوية أو التركيبية للتربة .

ويمكن تحديد كثافة التربة الرملية أيضاً ، بواسطة مسبار الأعماق الرديومتري بطريقة سبر الأعماق بأشعة غاما ولكن هذا الموضوع خارج عن نطاق المنهاج المختصر لهذا الكتاب .

قوام التربة الطينية — إن دموج التربة الطينية يحدد بقوامها ، الذي يقصد به كثافة التربة ولزوجتها إلى حد معلوم ، وهما العاملان المحددان لقابلية التربة لمقاومة التغير اللدن لشكلها ، ويعتمدان على كل من النسبة الكمية للدقائق الصلبة والماء في وحدة حجم التربة وعلى قوى الفعل المتبادل بين دقائق التربة .

إن دليل تماسك أو قوام التربة يتمثل بقيمة التماسك النسبي (طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية للبناء) أو بقيمة دليل السيولة أو الميوعة I_n

(طبقاً للرموز الاصطلاحية الدولية) . وتحدد هاتان القيمتان من الصيغة التالية :

$$I_n = \frac{W - W_{ln}}{W_n - W_{ln}} \qquad (1.11)$$

وطبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية ، توجد الأنواع التالية من القوام الطيني ، تبعاً لقيمة دليل السيولة I_n :

قوام صلب	$I_n \leqslant 0$ أي عند $W \leqslant W_{ln}$
قوام شبه صلب (شمعي)	$I_n = 0 - 0.25$
قوام شديد اللدونة	$I_n = 0.25 - 0.50$
قوام ضعيف اللدونة	$I_n = 0.50 - 0.70$
قوام سائب اللدونة	$I_n = 0.75 - 1.0$
قوام مائع	$I_n > 1$

ويمكن كذلك تقدير قوام أو تماسك التربة الطينية ، بواسطة نتائج السبر الاستاتي (تبعاً لمقاومة الثلم) الأمر الذي يعطى في أغلب الأحيان نتائج أكثر دقة ، إذا قورنت بنتائج التحديد بواسطة حد السيولة I_n وحد اللدونة أو الترقيق I_{ln} .

وقد أدرجت في الجدول ٥ بعض المعطيات التقريبية لمعهد أبحاث الأساسات

جدول ٥

تحديد قوام أو تماسك التربة الطينية
استناداً إلى نتائج السبر الاستاتي

مقاومة التربة لإيلاج أو إدخال المخروط (كجم ق / سم٢)	نوع القوام
> 100	صلب
100 – 50	شبه صلب (شمعي)
50 – 20	شديد اللدونة
20 – 10	ضعيف اللدونة
< 10	لدن مائع

في الاتحاد السوفييتي ، المتعلقة بمقاومة التربة الطينية للسبر الاستاتي (لإيلاج أو إدخال مخروط قياسي في التربة ، قطره ٣٦ مم ومساحة قاعدته ١٠ سم٢ وزاويته الرأسية ٦٠°) .

إن لدلائل قوام (تماسك) التربة الطينية ، أهمية جوهرية لتقدير التربة الطينية بصورة عامة ، تعادل أهمية دلائل أو عوامل الكثافة بالنسبة للتربة الرملية ، وذلك لأنه تبعاً أو استناداً إلى قيمتها ، يتم تعيين المقاومات التصميمية للقواعد الأرضية (لتحديد الأبعاد الأولية للأساسات عامة ، وتحديد الأبعاد النهائية لأساسات الانشاءات من الصنفين الثالث والرابع) . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن المقاومة التصميمية (الضغط القياسي) الرمال الناعمة الكثيفة (المدمجة) والقليلة الرطوبة ، تساوي ٣ كجم ق / سم٢ ، وللرمال المتوسطة الكثافة ، تساوي ٢ كجم ق/سم٢ ، وعند التشبع التام للرمال بالماء، تساوي ١,٥ كجم ق/سم٢ . وهذا الأمر ينطبق على التربة الطينية (الطين) أيضاً ، مثل الطين الصلب القوام ، الذي يبلغ ضغطه القياسي ٦ كجم ق/سم٢ عندما تكون قيمة معامل المسامية هي $\varepsilon \leqslant 0.5$ ، بينما نجد أنه بالنسبة لنفس النوع من الطين ، عندما تكون قيمة معامل المسامية هي $\varepsilon \geqslant 1.1$ ، وقوامه قريب من القوام السائل أو المائع ، يبلغ ضغطه القياسي ١ كجم ق/سم٢ فقط (طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية) .

وبالإضافة إلى ذلك ، ففيما يتعلق بالتربة الطينية كما سنرى في الفصول القادمة ، توجد أهمية لقوامها أيضاً ، عند تقرير استخدام هذه النظريات الحسابية أو تلك من النظريات : نظرية الكتل المصمتة أو الوحيدة المركبات (نظرية المرونة ، نظرية اللدونة ، نظرية السيولة أو الميوعة اللزجة) ؛ نظرية التماسك المسامي ، نظرية الزحف المتأصل وغيرها .

الفصل الثاني

القوانين الأساسية لميكانيكا التربة

سوف نبحث فيما يلي القوانين الأساسية لميكانيكا التربة ، مثل قوانين ميكانيكا الأجسام المشتتة ، التي تعطى بالاشتراك مع معادلات الميكانيكا النظرية وميكانيكا الأجسام المصمتة القابلة التشوه ، مجموعة من العلاقات الرياضية الكافية لحل مسائل ميكانيكا التربة . إن هذه القوانين وخصائص التربة الضرورية عند استخدامها ، وكذلك التطبيقات العملية الرئيسية ، مبينة في الجدول ٦ . إن العلاقات المذكورة ، تعتبر من أهم القوانين ، التي توضح الخصائص الميكانيكية للأجسام المشتتة (الناعمة التفتيت) ، ومن ضمنها التربة .

جدول ٦

القوانين الأساسية لميكانيكا التربة

الخاصية	القانون	الدلائل	التطبيقات العملية في ميكانيكا التربة
الانضغاطية قابلية الانفاذية للماء	قانون الدموج قانون الترشيح الطيفي	معامل الانضغاطية معامل الترشيح	حساب هبوط الاساسات التنبؤ بسرعة هبوط القواعد الأرضية المشبعة بالماء
مقاومة القص الثلاثية	شرط المقاومة	معامل الاحتكاك الداخلي والالتصاق	حساب المقاومة القصوى ، الاستقرار والضغط على الحواجز
التشوه التركيبي الطوري	مبدأ التشوه الخطي	معامل التشوه	تحديد اجهادات وتشوهات التربة

وهكذا فان انضغاطية التربة ، المعتمدة على تغير مساميتها ، وبالتالي تغير حجمها الكلي تحت تأثير الأحمال أو القوى الخارجية ، نتيجة لإعادة تعبئة الدقائق (أي تغير محتوى الدقائق الصلبة في وحدة حجم التربة) ، هي عبارة عن خاصية من خواص المواد المشتتة فقط ، وهي لا تؤخذ في الاعتبار في الميكانيكا الانشائية للأجسام المصمتة أو الصلبة . ولكن يجب التمييز بين انضغاطية التربة ، باعتبارها خاصيتها المميزة الغاية ، المعتمدة على تغير المسامية ، وبين التشوه الكلي التربة ، الخاص بكل الأجسام الطبيعية ، والذي له ميزاته المعينة فقط بالنسبة للتربة .

إن قابلية الانفاذية للماء ، التي تعتبر خاصية عامة لكافة الأجسام المسامية ، ومن ضمنها التربة ، تمثل بالنسبة لها تلك الخاصية التي تعتبر قيمة متغيرة ، تتغير أثناء عملية توطيد أو تدميج التربة تحت تأثير الأحمال .

وتعتمد مقاومة القص التلامسية ، على الاحتكاك الداخلي فقط ، في التربة السائبة ، وعلى الاحتكاك مع الالتصاق في التربة المتماسكة .

وأخيراً يعتمد تشوه (تغير شكل) التربة ، على كل من مقاومة ومطاوعة الأربطة التركيبية أو البنيوية التربة (هل ستكون الأربطة شاملة أي متواصلة أم موجودة فقط في نقاط تلامس الدقائق ، وهل ستكون هذه الأربطة لدنة — أي أربطة غروانية مائية ، أم قصيفة أو هشة — أي أربطة متبلورة وغير ذلك) ، وعلى قابلية تشوه بعض المركبات المعينة ، التي تتألف منها التربة . وهنا ، في حالة التحميل الأحادي والضغط ، ستحتوي التربة على أربطة تركيبية أو بنيوية أكثر مقاومة (باستثناء الأربطة المتجددة) وتكون قيمة التشوهات المتخلفة أو المتبقية أكبر بعدة مرات من قيمة الاجهادات المتجددة .

البند ١ - انضغاطية التربة . قانون الدموج او التراص

إن انضغاطية التربة تعتبر من أهم الخواص المميزة لطبيعة التربة ، وهي تميز التربة تمييزاً جوهرياً عن الصخور المصمتة وغيرها من الأجسام الصلبة ،

وتتلخص هذه الخاصية في قابلية التربة (إلى درجة كبيرة أحياناً) لتغيير بنيتها (تعبئة الدقائق الصلبة) تحت تأثير المؤثرات الخارجية (الحمل الضاغط ، التجفيف ، تخثر الغروانيات وغير ذلك) إلى بنية أكثر دموجاً أو تراصاً على حساب تقليل مسامية التربة .

إن تقليل مسامية التربة ، في حالة التعبئة الأكثر تراصاً للدقائق الصلبة ، يحدث نتيجة لنشوء بعض الزحزحات أو الازاحات الموضعية للدقائق وانزلاق الدقائق الأكثر نعومة في مسام التربة ، وكذلك (خاصة في التربة الطينية المشبعة بالماء والمشتتة) نتيجة لتغير سمك الأغلفة الغروانية المائية للدقائق المعدنية بتأثير زيادة الضغط ، التجفيف التخثر وغير ذلك .

وبالإضافة إلى ذلك ، يؤثر على إعادة تعبئة الدقائق ، زحف هيكل التربة وأغلفة الماء المقيد بقوة أو القوي القيود (التي يمكن أن تنتمي أيضاً إلى هيكل التربة) وهو الزحف المرتبط بتشوه شكل الأنساق البلورية للدقائق المعدنية وبالانسياب اللزج البطيء للطبقات الجزيئية للماء المقيد بقوة .

وتجدر الإشارة هنا أيضاً ، إلى أنه بالنسبة للتربة المشبعة تماماً بالماء ، يحتمل تغير المسامية ، عند تغير رطوبتها فقط (بثق أو مصّ الماء) وعند وجود بعض الضغط في داخل الشوائب الغازية ؛ أما بالنسبة للتربة غير المشبعة بالماء ، فيحتمل تغير مساميتها عند المحافظة على رطوبتها أيضاً .

إن تغير حجم مسام التربة المشتتة نتيجة للجفاف (أثناء عملية نزع ماء الأغلفة القشرية الناشرة وزيادة الضغط الشعري) وكذلك نتيجة للعمليات الكيميائية الطبيعية البطيئة (مثل عملية تصلد الغروانيات بمرور الزمن) ، لا يؤخذ في الاعتبار إلا في حالات استثنائية معينة ، وسوف تكون العملية الرئيسية لتغير حجم التربة ، هي دموجها أو تراصها تحت تأثير الحمل .

ويجب التمييز بين دموج (تراص) التربة عند التأثير القصير الأمد للأحمال الدينامية (الميكانيكي) والدموج (التراص) عند التأثير المتواصل للأحمال الاستاتية الساكنة (بالانضغاط ، التماسك وغير ذلك) .

وعند التأثير أو الفعل الميكانيكي بواسطة آليات الاهتزاز والدك وغيرها من الآليات أو المعدات الأخرى ، تتوطد وترص فقط التربة الرملية الرخوة

القليلة الرطوبة ، والتربة غير المشبعة بالماء ، التي تحتوي على نقاط تلامس أو اتصالات جاسئة بين الدقائق المعدنية ، يمكن أن تختل بسهولة عند وجود مثل هذه المؤثرات ، الأمر الذي يحدد أيضاً إعادة تجميع الدقائق وتعبئتها بصورة أكثر رصّاً ودموجاً ، أما في الرمال المشبعة بالماء ، فنجد بأن الأحمال الدينامية تؤدي إلى حدوث ضغوط كبيرة في الماء ، حيث تتعلق التربة في منطقة معينة ، وعند ظروف محددة تتسيل أو تتميع وتنساب على مساحة واسعة . ولكن كلما زاد الضغط الخارجي على سطح التربة ، المعرضة للتأثير أو الفعل الدينامي (مثل التأثير الاهتزازي) ، كلما قلت فعاليته ، وذلك لأنه يصبح من الأصعب التغلب على القوى أو الاجهادات الموجودة في نقاط تلامس أو اتصال الدقائق .

وفي التربة الطينية التي تدمج أو تتوطد إلى حد قليل جداً عند تأثير الأحمال الدينامية ، نظراً لتماسكها ، نجد بأن الضغوط الناجمة في الماء ، في حالة الانفاذية القليلة لهذه التربة ، تتلاشى أو تضمحل على مسافة قليلة للغاية ولا يحدث تسيل أو تميع في التربة .

وعند رصّ أو توطيد التربة بحمل ساكن شامل (انضغاط التربة) يجب على الأقل بحث نطاقين للضغط : ١ ــ عندما يكون الضغط الخارجي أقل من مقاومة الأربطة البنيوية أو التركيبية . ٢ ــ عندما تكون هذه الأربطة مرفوعة أو مزالة * .

وفي الحالة الأولى ، كما بينت التجارب التي أجريت في معهد الهندسة المدنية في موسكو وغيره من معاهد الأبحاث العلمية ، لايحدث توطيد أو تراص في التربة ، وذلك لأن التشوهات الناشئة تحت تأثير الحمل الخارجي ، ستكون في هذه الحالة تشوهات مرنة للأربطة البنيوية أو التركيبية ، وسوف تتشوه التربة مثل تشوه الجسم شبه الصلب .

وفي الحالة الثانية ، أي عندما تزال أو ترفع الأربطة البنيوية الجاسئة (عندما تكون الضغوط أكبر من المقاومة البنيوية أو التركيبية) ، سوف

* أي عندما يكون الضغط الخارجي أكبر من المقاومة البنيوية للأربطة ــ المترجم .

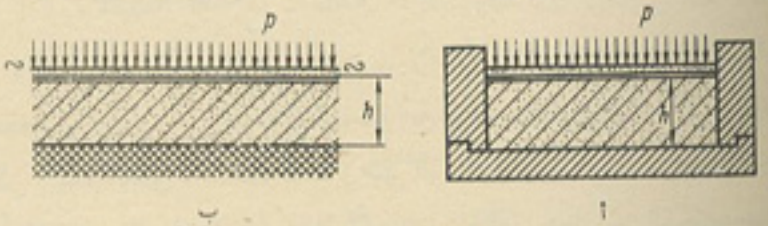
تتوطد أو تتراص التربة إلى درجة كبيرة ، وهنا سيحدث توطيد أو تراص التربة ذات الأربطة الغروانية المائية ، على حساب انضغاط الأغلفة الغروانية المائية للدقائق المعدنية ، مع انبثاق كمية معينة من الماء ، وكذلك إلى حد معين على حساب زحف هيكل التربة . إن انبثاق أو بثق الماء في التربة الطينية المعلومة ، يمكن حدوثه فقط في حالة الضغط الناجم عن تأثير حمل خارجي ، يزيد على قيمة ابتدائية معينة .

وبالنسبة للتربة التي تمتلك في نفس الوقت أربطة غروانية مائية لينة وأربطة متبلورة جاسئة ، تكون عملية التوطيد أو الرص أعقد كثيراً من ذلك.

العلاقة بين الرطوبة والضغط ومعامل المسامية . لأجل تحديد الدلائل أو العوامل الأساسية لانضغاطية التربة ، يتم اختبارها أو فحصها بالنسبة للتوطيد أو الرص تحت تأثير حمل معين في ظروف المسألة الأحادية البعد ، عندما يمكن أن يتطور تشوه (تغير شكل) التربة في اتجاه واحد فقط ، ولا تؤثر أية قوى أخرى ما عدا الحمل الخارجي .

ويتم اختبار التربة المشبعة بالماء ، في ظروف تغطية سطح التربة بالماء ، الأمر الذي يسمح بتجنب جفافها أثناء عملية الاختبار (التي تستغرق عادة فترة تتراوح من عدة ساعات إلى عدة أيام) ، وبالتالي تجنب تطور قوى الضغط الشعري في التربة .

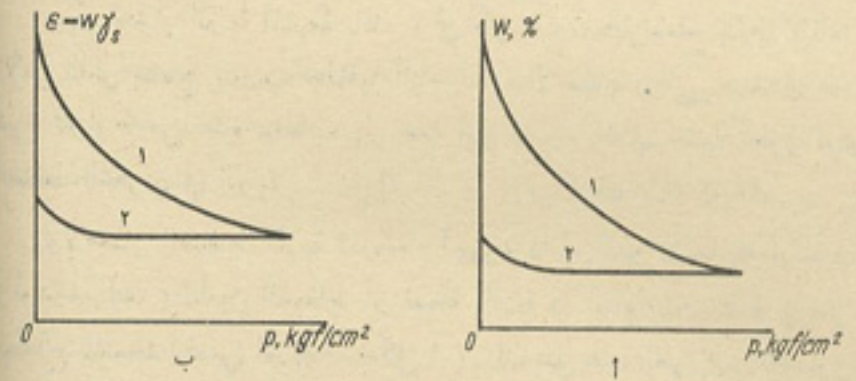
ولاختبار انضغاط التربة تستخدم أجهزة ذات جدران جاسئة أو صلبة (أودومترات) لتأمين انضغاط أو ضغط التربة في اتجاه واحد فقط (بدون السماح بالتمدد الجانبي للتربة ــ شكل ٦) . إن مثل هذه الظروف المحصورة في حدود ثابتة ، تناظر في الطبيعة انضغاط طبقة منفردة من التربة تحت تأثير



شكل ٦ ــ الرسم التخطيطي لكبس الانضغاطي للتربة :
أ) في حلقة جاسئة أو صلبة ، ب) عند تأثير حمل موزع

حمل مستمر موزع بانتظام (مثل وزن الطبقات العليا من التربة ــ شكل ٦ ، ب) ويسلط الحمل على سطح التربة ، على مراحل مستقلة متزايدة تدريجياً (مثلا : ٠,٠٥ ؛ ٠,١٠ ؛ ٠,٢٥ ؛ ٠,٥ ؛ ١,٠ ؛ ٢,٠ ؛ ٤,٠ كجم ق/سم٢) ، وذلك لأنه كلما تتوطد أو تتراص التربة أكثر بالمرحلة السابقة من الحمل ، كلما قل تشوهها ، وتدعو الحاجة إلى دقة عالية في قياس ذلك .

وقد أثبتت تجارب الأستاذ تيرتساغي وغيره ، بأنه بالنسبة للتربة الطينية المشبعة بالماء ، القليلة الانفاذية ، تكون كل زيادة في قيمة الضغط الخارجي (الحمل الخارجي) مناظرة لتغير في الرطوبة محدد تماماً . ويمكن التعبير عن العلاقة بين الرطوبة والضغط ، على هيئة رسم بياني أو منحني (شكل ٧ ، أ) يسمى بمنحني الانضغاط . وبما أنه توجد للتربة المشبعة بالماء علاقة قانونية منتظمة بين الرطوبة ومعامل المسامية (العلاقة 1.7) ، إذن يمكن بسهولة رسم منحنى الانضغاط (شكل ٧ ، أ) على الاحداثيان التاليان وهما « معامل المسامية ــ الضغط » كما مبين في الشكل (٧ ، ب) .



شكل ٧ ــ منحنيات الانضغاط للتربة الطينية :
١ ــ منحنيات التوطيد (التراص) ، ٢ ــ منحنيات التفكك (الانتفاخ)

وقد أثبتت الأبحاث التي أجريت لاحقاً ، بأن منحنيات الانضغاط قد استخدمت لتقدير أو معرفة انضغاطية أية مواد مشتتة (متماسكة ، سائبة) ، ولكن بالنسبة للمواد المنفذة للماء (مثل الرمال) لا يمكن رسم هذه المنحنيات طبقاً إلى تغير الرطوبة ، وذلك لأنه عند إزالة الحمل أو الضغط عن هذه المواد ، تعود الرطوبة إلى حالتها الأصلية تواً على وجه التقريب .

والطريقة الأكثر عموماً لرسم منحنيات الانضغاط ، هي طريقة تحديد معامل المسامية بواسطة الهبوط الحاصل في عينات التربة عند توطيدها أو رصها بواسطة أجهزة الانضغاط .

وإذا استخدمنا الرموز التالية هنا :

ε_0 ــ معامل المسامية الابتدائي للتربة (المحسوب من الصيغتين (1.2) و (1.3) ومن معطيات وحدة الوزن ، الرطوبة والوزن النوعي للتربة) ؛

ε_1 ــ معامل مسامية التربة عند أية مرحلة من مراحل التحميل ؛

s_1 ــ الهبوط الكلي لعينة التربة عند تأثير الحمل المعلوم (P_1) مقاساً منذ بدء التحميل ؛

Δn_1 ــ تغير مسامية التربة (حجم المسام) منذ بدء التحميل ؛

h ــ الارتفاع الابتدائي لعينة التربة .

عندئذ باعتبار أن معامل المسامية ε يساوي نسبة حجم المسام إلى حجم الدقائق الصلبة ، سوف نحصل على المعادلة التالية :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - \frac{\Delta n_1}{m} \qquad (C_1)$$

وبما أنه بالنسبة لعينة التربة ، المختبرة أو المفحوصة بدون امكانية التمدد الجانبي ، يكون تغير حجم المسام Δn_1 مساوياً عددياً لحاصل ضرب الهبوط s_1 في مساحة العينة F ، أي :

$$\Delta n_1 = s_1 F \qquad (C_2)$$

وحجم الدقائق الصلبة في حجم التربة بأكمله ، مع أخذ الصيغة (1.5) في الاعتبار ، يساوي ما يلي :

$$m = \frac{1}{1+\varepsilon_0} Fh \qquad (C_3)$$

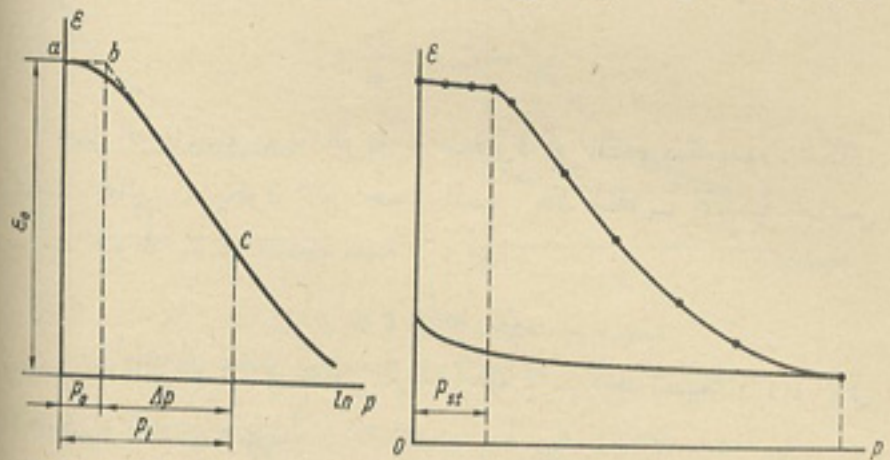
عندئذ بتعويض الصيغتين (C_2) و (C_3) في الصيغة (C_1) نحصل على ما يلي :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - (1+\varepsilon_0)\frac{s_1}{h} \qquad (2.1)$$

وتستخدم الصيغة (2.1) كذلك لحساب معاملات المسامية ، المناظرة لمراحل التحميل المعلومة ، واستناداً إليها يتم رسم منحني الانضغاط بأكمله .

وفي عدد من الحالات (مثلا عند تقدير أو تقييم تشوه التربة الهابطة وحساب الانضغاط اللاخطي عند التراوح الكبير للضغوط المؤثرة) يستخدم ما يسمى بمعاير أو معامل الهبوط ، بمثابة خاصية مميزة لانضغاطية التربة (وهو المعامل الذي اقترحه الاستاذ السوفييتي ماسلوف عام ١٩٤١) ؛ وهذا المعامل يساوي $\varepsilon_p = s_1/h$ ، أي قيمة التشوّه النسبي للتربة عند الضغط المعلوم ، معبراً عنها في أجزاء من الألف (مم/م) .

وبالنسبة للتربة ذات البنية الطبيعية السليمة (غير المخربة) يكون منحنى الانضغاط مؤلفاً من قسمين (شكل ٨) : القسم الأول — قبل الضغوط التي لا تزيد على قيمة المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة أي على p_{st} ، وشكله قريب إلى الشكل الخطي ، مع تغيرات صغيرة جداً في معامل المسامية ؛



شكل ٨ — منحنيات الانضغاط لعينات التربة غير المخربة البنية ، أي السليمة البنية

شكل ٩ — منحنى الانضغاط المرسوم على الاحداثيات نصف اللوغاريتمية

والقسم الثاني — وهو على هيئة منحنى مع تغيرات كبيرة في معامل المسامية، الأمر الذي يدل على توطيد أو تراص التربة تحت تأثير الحمل الذي تزيد

قيمته على قيمة المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة . أما عند تأثير حمل تقل قيمته عن ذلك ، فسوف لا يحدث توطيد أو تراص في التربة .

وفيما بعد ، سوف نأخذ منحنيات الانضغاط في الاعتبار ، فقط عند الضغوط التي تزيد قيمتها على قيمة المقاومة البنيوية للتربة .

أما فيما يتعلق بقيم المقاومة البنيوية للتربة P_{st} ، فإنها كما سيتضح في الفصول القادمة ، تعتبر بمثابة خاصية مهمة للغاية من خواص التربة . ويمكن تحديد قيمة المقاومة البنيوية بواسطة منحنى انضغاط البنية السليمة للتربة ، باختبار التربة (إلى حد الوصول إلى المقاومة البنيوية) باحمال مرحلية صغيرة للغاية (تتراوح مثلا من ٠,٠٢ إلى ٠,١٠ كجم ق/سم٢) ، عندئذ سوف يكون الانكسار الحاد في منحنى الانضغاط ، مناظراً لمرحلة الوصول إلى المقاومة البنيوية الانضغاط أو كبس التربة (لاحظ الشكل ٨) .

وقد اقترح الأستاذ السوفييتي ميدكوف ، طريقة أخرى لتحديد المقاومة البنيوية أو التركيبية ، استناداً إلى نتائج اختبار الضغط الجانبي للتربة ، في حالة الانضغاط الثلاثي المحاور، والمناظرة للضغط الذي لا يمكن عنده وجود ضغط جانبي للتربة من الناحية العملية .

إن تحديد الضغوط المشار إليها أعلاه ، يتطلب وضع طرق خاصة للاختبار أو التجربة ، وفي الوقت الحاضر ، يمكن تحديد قيمة المقاومة البنيوية أو التركيبية ، بصورة تقريبية معروفة فقط ، تعتمد أساساً على دقة القياسات.

وإذا قمنا برسم أو تخطيط منحنى الانضغاط على احداثيات نصف لوغاريتمية (شكل ٩) فسوف نجد بأن تغيرات معامل مسامية التربة (للضغوط التي تزيد قيمتها على قيمة المقاومة البنيوية) سوف تكون ذات علاقة خطية مع لوغاريتم تغيرات الضغط الخارجي . عندئذ يمكن وضع معادلة منحنى الانضغاط للتراوح الكبير للضغوط ، على الشكل التالي :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 - a_\varepsilon \ln\left(\frac{P_1}{P_0}\right) \qquad (2.2)$$

حيث ε_0 و P_0 — المعاملات الابتدائية للمسامية والضغط (الذي يزيد على قيمة المقاومة البنيوية) ؛

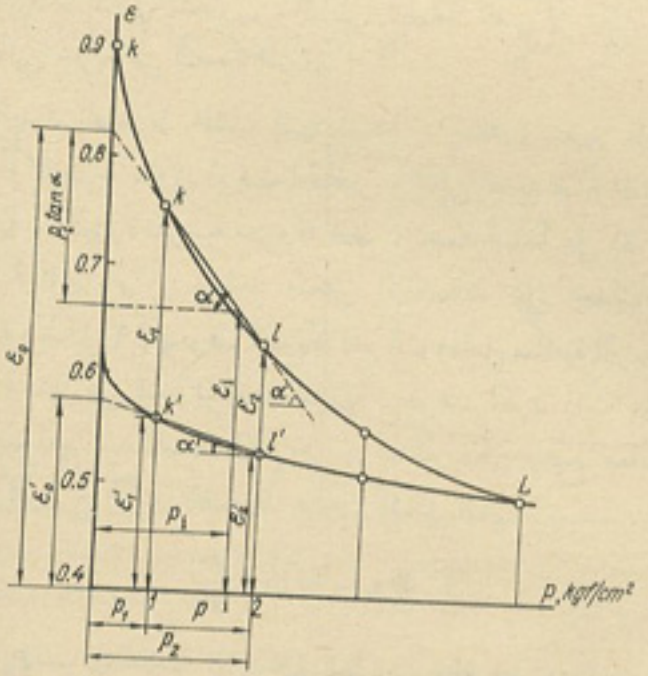
ε_i و P_i — معاملات المسامية والضغط المناظر للمرحلة رقم i من مراحل التحميل أو الحمل ؛

a_e — معامل الانضغاط .

إن معامل الانضغاط a_e هو عبارة عن ظل زاوية ميل المنحني نصف اللوغاريتمي مع محور الضغوط ، ويساوي عددياً الفرق بين معامل المسامية عند $P_i = e = 2.72$ kgf/cm² (وهو أساس اللوغاريتم الطبيعي) وبين $P_i = 1$ عند $P_i = e \ln$ ، وذلك لأنه نجد بأن $P_o = 1$ kgf/cm² .

إن هذا المعامل (وهو عدد مجرد) يميز بوضوح انضغاطية التربة ضمن تراوح كبير للضغوط .

وإذا تقيدنا بتغير قليل في الضغوط (يتراوح من ١ إلى ٣ كجم ق/سم٢ تقريباً ، وهو مايحدث عادة في قواعد الانشاءات) عندئذ يمكننا بدقة كافية للأغراض العملية ، أن نعتبر القسم (kl) من منحني الانضغاط (شكل١٠)



شكل ١٠ — تحديد البارامترات (القيم المتغيرة) لقطعة أو قسم منحنى الانضغاط .

بمثابة خط مستقيم . وفي هذه الحالة ، طبقاً للرموز المبينة في الشكل ١٠ ، سوف نحصل على المعادلة التالية :

$$\varepsilon_i = \varepsilon_o - \tan\alpha \, p_i \qquad (2.3)$$

إن ظل زاوية ميل قسم منحني الانضغاط المذكور ، مع محور الضغوط $\tan\alpha$ ، يبين انضغاطية التربة ضمن التراوح المبحوث للضغوط (من p_1 إلى p_2) ، وذلك لأنه كلما زادت زاوية الميل α ، زادت انضغاطية التربة أيضاً . وتسمى هذه القيمة بمعامل انضغاطية التربة ، ويرمز إليها بالحرف a ، أي :

$$a = \tan\alpha \qquad (2.4)$$

ويمكن التعبير عن معامل الانضغاطية بواسطة القيمتين p و ε للنقطتين الطرفيتين k و l للقسم المستقيم من المنحني (لاحظ الشكل ١٠) :

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} \qquad (2.4')$$

أو ، إذا رمزنا كما يلي $p_2 - p_1 = p$ (حيث p تمثل زيادة الضغوط ، أو مايسمى بالضغط الفعال) ، سوف نحصل على المعادلة التالية :

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p} \qquad (2.4'')$$

أي أن معامل الانضغاطية يساوي نسبة تغير معامل المسامية إلى قيمة الضغط الفعال .

وإذا عوضنا في المعادلة (2.3) عن $\tan\alpha$ بالمقدار a ، فسوف نحصل على معادلة القسم المستقيم من منحني الانضغاط ، وهي على الشكل التالي :

$$\varepsilon_i = \varepsilon_o - a \, p_i \qquad (2.3')$$

وبنفس الطريقة تماماً ، نحصل للقسم $k'l'$ (لاحظ الشكل ١٠) من منحني الانتفاخ (إزالة التحميل أو الضغط) على المعادلة التالية :

$$\varepsilon'_i = \varepsilon'_o - a_s \, p_i \qquad (2.3'')$$

3-863

حيث : $a_s = \tan \alpha'$ تمثل معامل الانتفاخ .

وعند حساب الهبوط الناجم عن توطيد أو تراص التربة ، تستخدم في الغالب القيمة المسماة بمعامل الانضغاطية النسبية a_r ، وتساوي ما يلي :

$$a_r = \frac{a}{1+\varepsilon_0} \qquad (2.5)$$

ونقوم بتحديد الفكرة الفيزيائية أو المعنى الفيزيائي لهذا المعامل، استناداً إلى العلاقات الرياضية التالية :

من المعادلة (2.3") لدينا

$$\varepsilon_0 - \varepsilon_1 = a\, p_1 \qquad (D_1)$$

ومن ناحية أخرى ، نحصل من الصيغة (2.1) على مايلي :

$$\varepsilon_0 - \varepsilon_1 = (1 + \varepsilon_0)\, \frac{s_1}{h} \qquad (D_2)$$

وبمساواة الطرفين الأيمنين للمعادلتين (D_1) و (D_2) وبأخذ الصيغة (2.5) في الاعتبار ، نحصل على ما يلي :

$$a_r = \frac{s_1}{h p_1} \qquad (2.5')$$

أي أن معامل الانضغاطيةالنسبية يساويالهبوط النسبي $\frac{s_1}{h}$ ، العائد لتأثير وحدة الضغط الفعال p_1 .

وبهذا الشكل ، سنحصل على الخواص أو المعاملات التالية المميزة لانضغاطية التربة : a_0 ، a و a_r ، وهنا يكون المعامل الأول عبارة عن عدد مجرد (لابعدي) أما المعاملان a و a_r فهما معاملان بعديان ، تتناسب قيمتهما عكسياً مع الضغط القياسي أو وحدة الضغط المقاسة بـ سم٢ / كجم ق .

قانون الدموج أو التراص . توضح المعادلة (2.3') تغير معامل المسامية، للقسم الذي اعتبرناه مستقيماً فقط من منحني الانضغاط ، ولذلك تعتبر بمثابة معادلة تقريبية . أما إذا كانت تغيرات الضغط متناهية الصغر عندئذ

ستكون تغيرات معامل المسامية ، متناسبة تناسباً طردياً دقيقاً مع تغير الضغط . وبأخذ تفاضل المعادلة (2.3') ، نحصل على ما يلي :

$$d\varepsilon = -a\, dp \qquad (2.6)$$

إن لهذه العلاقة المستنتجة هنا ، أهمية عظيمة في علم ميكانيكا التربة ، وتعتبر أساساً لتثبيت وإقرار عدد من المبادىء الأساسية لهذا العلم ، مثل : مبدأ التشوه الخطي ؛ مبدأ السعة الإيدرولية ؛ المعادلة التفاضلية للتماسك وغيرها — وتسمى هذه العلاقة بقانون دموج أو تراص التربة .

ويصاغ هذا القانون بالجملة التالية : إن التغير المتناهي الصغر للحجم النسبي لمسام التربة ، يتناسب تناسباً طردياً مع التغير المتناهي الصغر للضغط .

وعند التغيرات الصغيرة في الضغوط ، يمكن أن تشمل المعادلة (2.6) أيضاً ، التغيرات النهائية للقيمتين ε و p . ويتضح من الشكل ١٠ مايلي :

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = a\,(p_2 - p_1) \qquad (2.7)$$

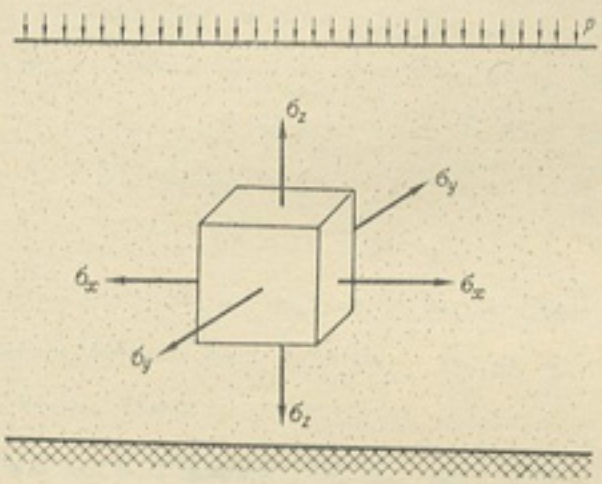
عندئذ يمكن صياغة قانون الدموج أو التراص ، بالجملة التالية : عند التغيرات الصغيرة لضغوط الدموج أو التراص ، يتناسب تغير معامل المسامية تناسباً طردياً مع تغير الضغط .

الحالة العامة للعلاقة الانضغاطية : ان تغير معامل مسامية التربة ε في حالة الكبس الانضغاطي ، سوف لايعتمد في الحالة العامة على قيمة الاجهاد المتعامدة الرأسية σ_z فقط ، بل كذلك على الاجهادات الأفقية σ_y و σ_x .

وباتباع تعاليم الاستاذ السوفييتي غيرسيفانوف ، نأخذ أبسط الحالات، وهي أن معامل المسامية في أية نقطة من نقاط كتلة التربة ، يعتمد فقط على مجموع كافة الاجهادات المتعامدة (Θ) ، المؤثرة في تلك النقطة .

إن هذا المبدأ يعتبر بمثابة فرضية معروفة ، وذلك لأنه بالنسبة للتربة الطينية اللزجة جداً والمدمجة ، ستؤثر على تغير معامل المسامية إلى حد معين ، اجهادات القص (الاجهادات المماسة) التي تتحكم بزحف هيكل التربة . وبالنسبة « لكتلة التربة » وهي في تحديدنا هذا ، التربة التي تضم كافة أنواع التربة غير المدمجة المشبعة تماماً بالماء (الرمال الناعمة والطفال الرملي ، الطين

الرملي الرخو والطين الرخو) ذات الهيكل المعدني غير القابل للانضغاط مع وجود الماء الطليق (غير المقيد) ، سيكون هذا المبدأ مطابقاً للواقع بصورة جيدة كافية . والآن نأتي إلى تحديد مجموع الاجهادات الرئيسية في حالة انضغاط طبقة من التربة ، بدون احتمال حدوث تمدد جانبي فيها ، وذلك بأن نقتطع من التربة قطعة أولية على هيئة متوازي السطوح كما مبين في الشكل ١١ ، ستتعرض في ظروف المسألة المعلومة إلى تأثير الاجهادات المتعامدة (الرئيسية) فقط . وهي σ_x ، σ_y ، σ_z .



شكل ١١ – الرسم التخطيطي للاجهادات في شريحة من التربة ، عند تأثير حمل منتظم التوزيع مستمر

ولما كانت التشوهات الأفقية (تمدد التربة إلى الجوانب) غير ممكنة هنا ، إذن ستكون التشوهات النسبية الأفقية مساوية للصفر ، أي $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ومنها ينتج أن : $\sigma_x = \sigma_y$. وبالإضافة إلى ذلك ، نحصل من شرط التوازن على ما يلي : $\sigma_z = p$.

والآن نكتب الصيغة المعروفة للتشوه النسبي الأفقي ε_x عند تأثير الاجهادات في ثلاثة اتجاهات متعامدة مع بعضها البعض :

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_t} - \frac{\mu_t}{E_t}(\sigma_y + \sigma_z) \qquad (E_1)$$

حيث E_t و μ_t – معاملات تشوه التربة ، المماثلة لمعامل المرونة ونسبة « بواسون » للأجسام المرنة ، ولكن المنسوبة إلى التشوهات الكلية التربة ، وقد رمز إليها بالحرف « t » .

وإذا عوضنا في الصيغة (E_1) المقادير التالية : $\sigma_x = \sigma_y$ ؛ $\sigma_z = P$ و $\varepsilon_x = 0$ ، فسوف نحصل على ما يلي :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_t}{1-\mu_t} p \qquad (E_2)$$

أو على ما يلي :

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p \qquad (E_3)$$

حيث

$$\xi_0 = \frac{\mu_t}{1-\mu_t} \qquad (2.8)$$

وتسمى القيمة ξ_0 بمعامل الضغط الجانبي للتربة في حالة السكون .

وباستخدام العلاقات التي حصلنا عليها أعلاه ، يمكن وضع معادلة مجموع الاجهادات المتعامدة أو الاجهادات المتعامدة الاجمالية ، التي سنرمز إليها بالرمز Θ :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

وبما أن $\sigma_z = p$ و $\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 p$ ، إذن سوف نحصل على مايلي :

$$\Theta = (1 + 2\xi_0) p \qquad (2.9)$$

ومنها ينتج

$$p = \frac{\Theta}{1 + 2\xi_0} \qquad (E_4)$$

وبتعويض الصيغة التي حصلنا عليها في معادلة القسم المستقيم من منحني الانضغاط (2.3′) سوف نحصل على ما يلي :

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - a \frac{\Theta}{1+2\xi_0} \qquad (E_5)$$

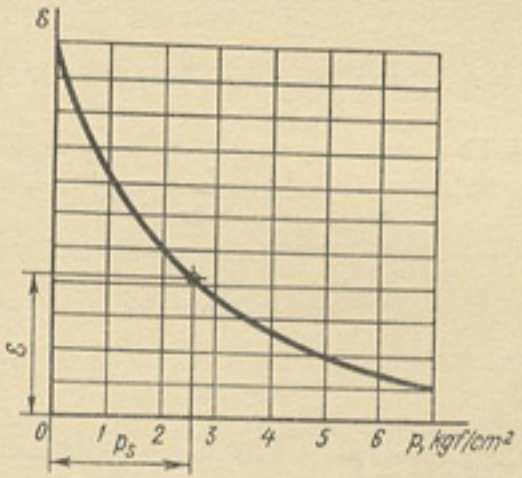
ومنها ينتج

$$\varepsilon_1 + \frac{a}{1+2\xi_0}\Theta = \varepsilon_0 = \text{const} \qquad (2.10)$$

إن المعادلة الناتجة هنا ، تشير إلى أن تغير معامل المسامية (أو الرطوبة) لكتلة التربة في النقطة المعلومة ، يمكن أن يحدث فقط عند تغير مجموع الاجهادات الرئيسية Θ في تلك النقطة ، أو تغير « السعة الإيدرولية » لكتلة التربة السفلية ، كما جاء في أبحاث الأستاذ غيرسيفانوف . ويمكن صياغة النقطة الأخيرة فيما يسمى بـ « مبدأ السعة الايدرولية » الذي وضعه الأستاذ غيرسيفانوف .

و كمثال لاستخدام مبدأ السعة الايدرولية ، نشير إلى طريقة تحديد مكافىء الضغط الشعري ، أي قيمة معدل الضغط المنتظم p_0 * الذي يعوض عن تأثير كافة القوى الشعرية .

ومن منحني انضغاط عينة التربة ذات البنية المخربة أو غير السليمة ، المسمى بالفرع الرئيسي لمنحني الانضغاط (شكل ١٢) نقوم بتحديد قيمة ضغط الدموج أو التراص ، الذي يمكن أن يحول التربة من حالة السيولة أو



شكل ١٢ – تحديد « مكافىء الضغط الشعري » بواسطة الفرع الرئيسي لمنحنى الانضغاط

* وهو الضغط المؤثر من جميع الجوانب بالتساوي – المترجم .

الميوعة إلى حالة الكثافة المعلومة δ ، ونرمز إلى هذا الضغط بالرمز p_s .

وعند الضغط المنتظم للقطعة الأولية المأخوذة من كتلة التربة ، بواسطة الضغط الشعري p_0 ، ستكون سعته الايدرولية مساوية لما يلي :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3p_0 \qquad (F_1)$$

ومن ناحية أخرى ، نحصل على ما يلي طبقاً للصيغة (2.9)

$$\Theta = (1 + 2\xi_0)\, p_s \qquad (F_2)$$

وبمساواة الطرفين الأيمنين للصيغتين (F_1) و (F_2) نحصل على ما يلي :

$$p_0 = \frac{1+2\xi_0}{3}\, p_s \qquad (2.11)$$

ونشير هنا إلى أن طريقة تحديد مكافىء الضغط الشعري المشروحةأعلاه، تستخدم للتقدير أو التقييم العام لمعدل الضغط الشعري للتربة الطينية ، المتكونة فقط عند دموجها أو تراصها بالثقل أو بالجاذبية في أحواض المياه بدون نشوء أربطة مسمنتة جاسئة .

وبالنسبة للتربة الخالية من الأربطة الجاسئة ، إذا عرف أو أعطى ارتفاع صعود (امتصاص) الماء فيها h_c ، أي المسافة من مستوى أو منسوب المياه الجوفية إلى المستوى العلوي للسطوح الهلالية الشعرية ، عندئذ سيكون الضغط الشعري مساوياً لما يلي :

$$p_c = \gamma_w h_c \qquad (2.12)$$

معامل الضغط الجانبي: إن معامل الضغط الجانبي ξ في الحالة العامة ، هو نسبة زيادة الضغط الأفقي للتربة dq إلى زيادةالضغط الرأسي الفعال dp، أي

$$\xi = \frac{dq}{dp}$$

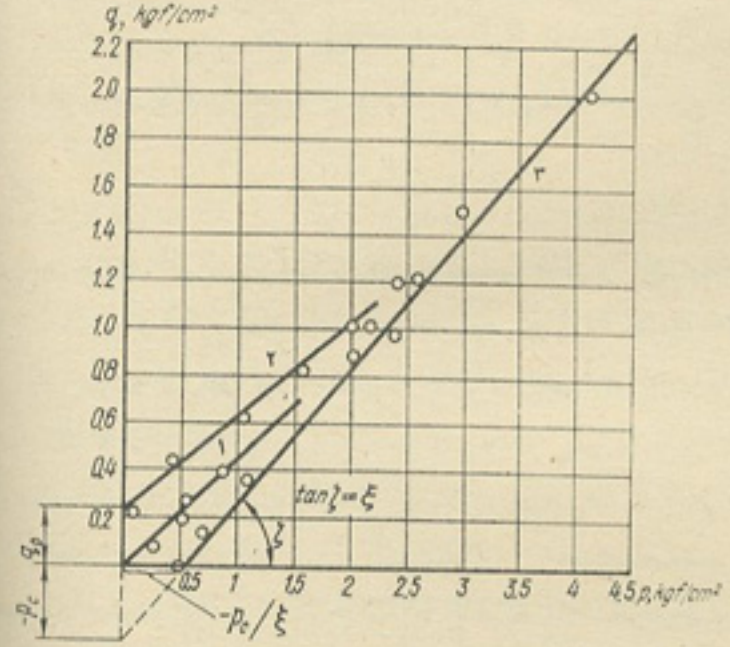
وبفصل المتغيرات وإيجاد التكامل ، نحصل على ما يلي :

$$q = \xi p + D \qquad (2.13)$$

إن الصيغة (2.13) هي عبارة عن معادلة الخط المستقيم ، وتحتوي على

معامل زاوي هو ξ ، وثابت تكامل هو D ، محدد من الشروط الابتدائية أو الأولية .

وكما أثبتت التجارب والأبحاث المناظرة التي أجراها الأساتذة السوفييت بوليجيف ، لاليتين ، تيرتساغي وغيرهم ، فإنه بالنسبة للرمال الرخوة للغاية ، الخالية من المقاومة البنيوية تماماً ، يكون الضغط الابتدائي (شكل ١٣)



شكل ١٣ – تحديد معامل الضغط الجانبي للتربة من نتائج الاختبارات أو التجارب :
١ – الرمل الرخو تماماً ، ٢ – الرمل المدمج أو الموطد ، ٣ – الطين الرملي المشبع بالماء

هو : $q = 0$ و $D = 0$ ؛ وبالنسبة للرمال المدمجة أو الموطدة مسبقاً : $q_0 \neq 0$ وتؤلف هذه الكمية أو القيمة جزءاً معيناً من ضغط الدموج p_0 ، أي : $D = q_0 = \alpha\ p_0$ (وهنا تكون $\alpha < 1$) ؛ أما بالنسبة للتربة الطينية المتماسكة، فسوف تكون القيمة المذكورة سالبة ، وتساوي طبقاً لأبحاث الاستاذ غيرسيفانوف ، الضغط الشعري ، أي $D = q_0 = -p_0$ وهو الأمر الذي تم إثباته بالتجربة وذلك ممثل في المستقيم رقم ٣ في الشكل ١٣ ، الذي يقتطع من المحور p قسماً معيناً يساوي $-p_0/\xi$.

وقد تم الحصول على قيم معامل الضغط الجانبي ξ التالية : للتربة الرملية $\xi = 0.37 - 0.25$ ؛ وللتربة الطينية (تبعاً للقوام أو البنية): $\xi = 0.82 - 0.11$.

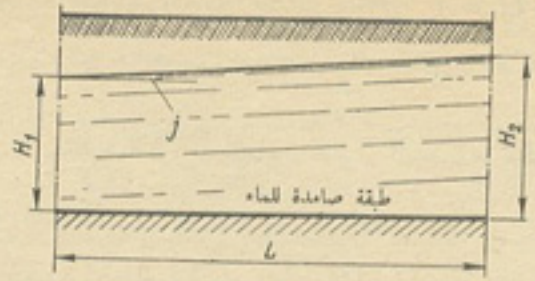
البند ٢ ـ انفاذية التربة للماء . قانون الترشيح الطبقي

إن الخاصية الثانية للتربة باعتبارها من الأجسام المشتتة (الناعمة التفتيت) المسامية ، هي خاصية الانفاذية للماء ، أي قابلية ترشيح الماء . والترشيح في التربة ، يعتمد على درجة دموج أو تراص التربة ، وفي الأطيان الشديدة اللدونة وشبه الصلبة – يعتمد الترشيح على وجود التدرج الابتدائي للضغط ، الذي تبدأ حركة الماء عند التغلب عليه فقط .

إن حركة مختلف أنواع الماء في التربة ، تحدث بتأثير عوامل متنوعة (تبعاً لتقيد أو ارتباط دقائق الماء مع الهيكل المعدني) كما يلي : حركة الماء البخاري أي الشبيه بالبخار – وتحدث بتأثير اختلاف مرونة بخار الماء في مختلف نقاط التربة (اعتماداً على درجة حرارتها) ؛ حركة الماء الغشائي – وتحدث بتأثير اختلاف الضغوط الأوزموزية؛ حركة الماء الشعري – وتحدث بتأثير اختلاف قوى المصّ (قوى الامتزاز) وأخيراً حركة الماء الساري بالثقل (بالجاذبية) – وتحدث بتأثير اختلاف ضغوط الماء (أو اختلاف علوّ الضغط) .

ويمكن بصورة عامة ، القول بأن حركة الماء تحتاج إلى بعض التدرج المعين في الضغط (علوّ الضغط) ، الناجم عن هذه أو تلك من الأسباب الطبيعية (الفيزيائية) أو الفيزيائية الكيميائية .

إن حركة الماء الدفعية في التربة ، تدرس في كل من نظرية حركة المياه الجوفية ، المهمة جداً بالنسبة للهندسة الايدرولية ، وفي علم ميكانيكا التربة، حيث تحدد قيمة الضغوط ليس بموقع نقاط التربة أو بعدها عن منسوب الاسناد (شكل ١٤) ولكن بقيمة الضغط الخارجي الناجم عن الانشاء أيضاً، الذي يؤدي كذلك إلى حدوث حركة دفعية في الماء المسامي المقيد والضعيف القيود . إن سرعة الحركة الدفعية للمياه الجوفية ، تعتمد على حجوم مسام التربة ، المقاومات الموجودة في طريق الترشيح وقيمة الضغوط الفعالة .



شكل ١٤ – الرسم التخطيطي لترشيح الماء في التربة

وإذا كانت خطوط تيارات الماء (حركة دقائق الماء في التيار) لاتتقاطع مع بعضها البعض في أي موضع من المواضع ، عندئذ تسمى مثل هذه الحركة بالحركة الطبقية ، أما في حالة وجود تقاطعات ودوامات عندئذ تسمى هذه الحركة بالحركة الاضطرابية أو الدوامية .

وتكون حركة الماء في التربة ، كما أثبتت التجارب الخاصة بذلك (التي أجراها الأساتذة بوازيل ، دارسي وبافلوفسكي) ، عبارة عن حركة طبقية في أكثر الحالات .

وتكون الحركة الطبقية للماء أكثر سرعة ، كلما زاد العامل المسمى بالتدرج الايدرولي (i) أو في أبسط الحالات ميل ($\tan j$) المستوى العلوي للمياه الجوفية (شكل ١٤) .

إن التدرج الايدرولي يساوي نسبة فقد الضغط $H_2 - H_1$ إلى طول طريق الترشيح L ، أي يساوي :

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L} \qquad (G_1)$$

أو بادخال القيمة التي ترمز إلى « الضغط العامل أو التقديري » وهي :

$$H = H_2 - H_1 \qquad (G_2)$$

سوف نحصل عندئذ على ما يلي :

$$i = \frac{H}{L} \qquad (G_3)$$

وطبقاً لمعطيات الأستاذ دارسي ، نجد بأن كمية الماء المصروفة في وحدة الزمن ، خلال مساحة المقطع العرضي للتربة ، أو مايسمى بسرعة الترشيح v

تتناسب تناسباً طردياً مع التدرج الايدرولي ، أي :

$$v_t = k_t\, i \qquad (2.14)$$

حيث k_t – معامل الترشيح ، الذي يساوي سرعة الترشيح عند وجود تدرج يساوي واحد (وحدات القياس هي سم/ثا ، سم / سنة وغير ذلك) .

إن العلاقة التجريبية أو العملية (2.14) بين سرعة الترشيح والتدرج الايدرولي ، تحمل اسم قانون الترشيح الطبقي (الذي وضعه دارسي عام ١٨٨٥) .

إن حركة الماء تبحث أو تدرس في ميكانيكا التربة ، بصورة رئيسية عند تأثير الضغوط الناشئة في الماء المسامي نتيجة لتأثير الحمل الخارجي ، الذي يعبر عنه أيضاً بارتفاع عمود الماء ، باستخدام العلاقة التالية :

$$H = \frac{p}{\gamma_w} \qquad (F_4)$$

حيث $\gamma_w = ٠,٠٠١$ كجم ق/سم٣ – تمثل وحدة وزن الماء .

وهكذا نجد على سبيل المثال ، أن ضغطاً أو حملاً خارجياً قدره $p = 1.5\ \text{kgf/cm}^2$ ، يناظر ضغطاً عاملاً أو تقديرياً مساوياً لما يلي (أي علوّ الضغط) :

$$H = \frac{1.5}{0.001} = 1500\ \text{cm} = 15\ \text{m}$$

ونقدم فيما يلي القيم المتوسطة لمعاملات الترشيح للتربة الطينية المتجانسة (الخالية من الكهوف) عند عصر (ترشيح) الماء فيها تحت ضغط يتراوح من ١ إلى ٢ كجم ق /سم٢

الطفال الرملي — $k_t = r.10^{-3} - r.10^{-6}$ cm/sec

الطين الرملي — $k_t = r.10^{-5} - r.10^{-8}$ cm/sec

الطين — $k_t = r.10^{-7} - r.10^{-10}$ cm/sec

حيث يشير الرمز (r) إلى أي عدد كان ابتداء من الواحد إلى التسعة .

وبطبيعة الحال ، ستكون القيم المذكورة أعلاه ، مختلفة عن قيم معاملات

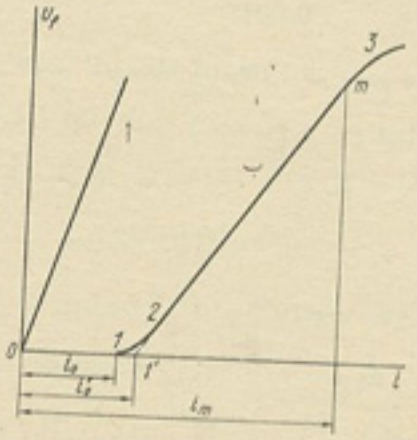
الترشيح ، المستخرجة بطريقة الضخ في الموقع أو السحب المائي في الموقع .

وعند إجراء الحسابات في ميكانيكا التربة (مثلا عند التنبؤ بسرعة هبوط التربة المشبعة بالماء) ولأجل تجنب القيم الصغيرة للغاية ، يتم في أغلب الأحيان التعبير عن معامل الترشيح بوحدة هي سم / سنة ، علماً بأنه يمكن أخذ أن كل ١ سم / ثانية يساوي تقريباً ٣×١٠^٧ سم / سنة .

التدرج الابتدائي في التربة الطينية . إن لترشح الماء في التربة الطينية اللزجة ، خصائصه المعينة ، الناشئة عن الحجوم أو الأبعاد الصغيرة للمسام ، وعن المقاومة اللزجة للأغشية الغروانية المائية ، المغلفة للدقائق المعدنية للتربة . وكلما كانت الأغشية الغروانية المائية أكثر رقة ، الأمر الذي يحدث وجوده في التربة الطينية المدمجة ، كلما زادت مقاومتها للحركة الدفعية للماء ، وذلك نتيجة لكل من اللزوجة الكبيرة للأغشية الغروانية المائية (طبقاً لأبحاث الأستاذ فولاروفج) ، ولمرونتها أيضاً (طبقاً لأبحاث الأستاذ ديرياغين) .

وطبقاً لأبحاث الأستاذين روز وريلتوف ، نجد بأن ترشح الماء في التربة الطينية اللزجة (الشديدة اللدونة) ، لايبدأ إلا عند الوصول إلى تدرجات في الضغط ذات قيمة معينة ، تتغلب على المقاومة الداخلية للحركة ، التي تبديها الأغشية الغروانية المائية .

ويبين الشكل ١٥ ، العلاقات المستخرجة بالتجربة ، بين سرعة الترشيح v_f



شكل ١٥ – العلاقة بين سرعة الترشيح v_f وتدرج الضغط i :
أ – للرمل ، ب – للطين (في مقاييس مختلفة)

والتدرج الايدرولي i : للرمال – المنحني أ ؛ للطين – المنحني ب (إن مقياس الرسم للمقدار v_f مكبر لعدة رتب) .

وعلى المنحني أ ، يمكن تمييز ثلاثة أقسام هي : القسم الابتدائي (1 – 0) عندما تكون سرعة الترشيح تساوي صفراً من الناحية العملية ، أي $v_f = 0$ ؛ القسم الانتقالي (2 – 1) وهو منحني الشكل ؛ وأخيراً القسم (3 – 2) وهو مستقيم الشكل – ويمثل الترشيح المثبت عندما تكون سرعة الترشيح متناسبة طردياً مع تدرج الضغط الفعال . وبالنسبة للقسم الأخير (وهو القسم الرئيسي) لدينا ما يلي :

$$v_f = k'_f (i - i'_0) \qquad (2.15)$$

حيث i'_0 – التدرج الابتدائي للضغط ، للطين المعين .

ونشير هنا ، إلى أنه نظراً لعدم وضوح شكل القسم الانتقالي (2 – 1) وصغر قيمته ، يمكن اعتبار تقاطع المستقيم المائل المتواصل (2 – 3) مع المحور i ، بمثابة قيمة التدرج الابتدائي للضغط .

وتجدر الإشارة أيضاً ، إلى أن أخذ القانون رقم (2.15) في الاعتبار عند التنبؤ بمقدار هبوط التربة الطينية اللزجة المدمجة تحت تأثير الحمل الخارجي (الضغط الخارجي) الناجم عن الانشاءات المقامة فوق التربة ، يؤثر تأثيراً جوهرياً للغاية على قيمة الهبوطات المتوقعة ، ويساعد على تقييمها بصورة أدق.

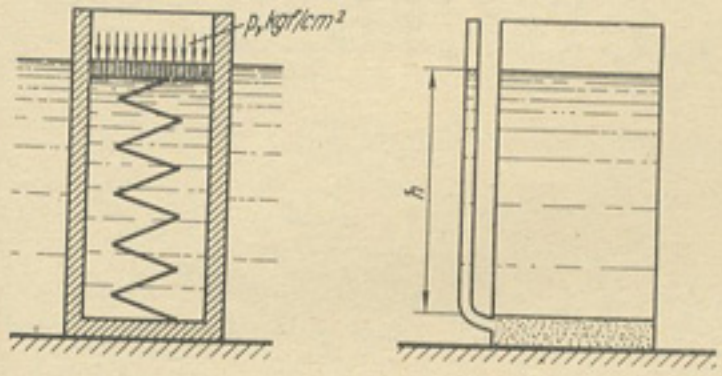
الضغوط الفعالة والمتعادلة في كتلة التربة . عند بحث انضغاط كتلة التربة ، يجري بحث نوعين أو نظامين من الضغط : ١ – الضغوط في هيكل التربة p_z ؛ ٢ – الضغوط في الماء المسامي p_w . وتسمى الضغوط الأولى بالضغوط الفعالة ، وذلك لأنها تؤثر تأثيراً فعالا على دقائق التربة ، وتعمل على تدميج أو توطيد وتقوية التربة ؛ أما الضغوط الثانية فتسمى بالضغوط المتعادلة ، وذلك لأنها لا تدمج أو توطد التربة ولا تقويها ، بل تخلق فقط ضغطاً في الماء (علوّ الضغط) يؤدي إلى ترشيح الماء بالذات .

وفي أية لحظة زمنية كانت ، توجد العلاقة التالية بين الضغوط ، في كتلة التربة المشبعة تماماً بالماء .

$$p = p_z + p_w \qquad (2.16)$$

أي أن الضغط الكلي يساوي مجموع الضغط الفعال والضغط المتعادل. وبتغير أحد الحدود في المعادلة (عندما يكون الضغط الخارجي p ثابتاً) يتغير الحد الآخر أيضاً .

ولكي نوضح ما ذكرناه هنا ، نبحث الضغط المؤثر في طبقة رقيقة من كتلة التربة ، موضوعة في وعاء أو إناء أسطواني (شكل ١٦ ، أ) .



ب أ

شكل ١٦ – رسمان تخطيطيان لجهازين يوضحان نظامين من أنظمة الضغوط في التربة المشبعة بالماء :
أ – الرسم التخطيطي لانتقال الضغوط إلى هيكل التربة .
ب – معامل انضغاط كتلة التربة (ان الحمل ينتقل كلياً في البداية إلى الماء ، ثم ينتقل بقدر الانضغاط إلى هيكل التربة)

والآن إذا سلطنا على سطح التربة حملا شدته تساوي p kgf/cm² بواسطة دفعة مثقبة أو طبقة من خردق الرصاص عندئذ تحت تأثير الحمل المذكور ، سيحدث دموج أو تراص في التربة وتزداد مقاومتها للانضغاط والقص وغير ذلك ، أي أن الحمل سيؤثر تأثيراً فعالاً على طبقة التربة .

أما إذا صب في الوعاء ماء عوضاً عن الخردق ، إلى ارتفاع يساوي $h = p/\gamma_w$ ، بحيث يبقى الضغط كما كان عليه سابقاً ، عندئذ سنجد كما بينت تجارب الأستاذ ريندوليك (عام ١٩٤٣) بأن الضغط الناجم عن الماء المصبوب سينتقل فقط إلى الماء المسامي (ماء المسام) مؤدياً إلى زيادة علوّ ضغطه ، ولا يؤثر على دموج أو تراص التربة ، أي سيكون ضغطاً متعادلا .

ونشير هنا إلى أن الضغط الفعال p_z ، ينتقل دائماً عن طريق نقاط ومساحات تلامس الدقائق الصلبة فقط ، أما الضغط المتعادل p_w ، فينتقل عن طريق الماء المسامي ، وإذا كان هذا الضغط موجباً (ضغط ايدروستاتي زائد أو مفرط) عندئذ يسمى بالضغط المسامي .

إن مفهوم الضغط الفعال والضغط المتعادل ، ينطبق أيضاً على كل الاجهادات المتعامدة ، المؤثرة في التربة المشبعة بالماء . ويمكن بصورة عامة أن نكتب ما يلي :

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

ومنها ينتج ما يلي :

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \qquad (5.17)$$

أي أن الاجهاد الفعال $\bar{\sigma}$ في أية نقطة من نقاط التربة المشبعة بالماء ، يساوي الفرق بين الاجهاد الكلي σ والاجهاد المتعادل u .

البند ٣ – مقاومة التربة النهائية للقص أو الزحزحة . شروط المقاومة :

تحت تأثير الحمل الخارجي ، يمكن للضغوط الفعالة في بعض نقاط (مناطق) التربة ، أن تتفوق على الأربطة الداخلية بين دقائق التربة ، وتنشأ انزلاقات (زحزحات) لبعض الدقائق أو اخلاطها فوق الدقائق أو الاخلاط الأخرى ، ويمكن هنا أن يختل اتصال التربة في إحدى المناطق ، أي يتم التغلب على مقاومة التربة في تلك المنطقة .

إن المقاومة الداخلية ، المعارضة أو المانعة لإزاحة أو زحزحة الدقائق الصلبة في الأجسام السائبة المثالية ، ومنها الرمال النقية ، تكمن فقط في الاحتكاك الناشيء في نقاط تلامس أو اتصال الدقائق . أما في التربة المتماسكة المثالية ، مثل الأطيان المشتتة اللزجة ، ستقوم بمقاومة زحزحة الدقائق فيها ، الأربطة البنيوية الداخلية ولزوجة الأغلفة الغروانية المائية للدقائق فقط .

أما الأطيان الطبيعية ، فسوف تحتوي على أربطة داخلية لزجة (غروانية مائية) وأربطة صلبة أو جاسئة (متبلورة) ، وهنا سيختلف دور هذه الأربطة

أو تلك ، تبعاً لمختلف أنواع الطين . وما دامت الاجهادات الفعالة غير قادرة على إزالة الأربطة الداخلية أو التغلب عليها ، فسوف تسلك التربة المتماسكة سلوك الجسم شبه الصلب ، المحتوي على قوى التصاق مرنة فقط .

وهنا نقصد بقوى الالتصاق ، مقاومة الأربطة البنيوية أو التركيبية لأية إزاحة أو زحزحة تحدث في الدقائق المربوطة بهذه القوى ، بغض النظر عن قيمة الضغط الخارجي .

وإذا كان الحمل كافياً بحيث تتغلب أو تتفوق الاجهادات الفعالة على مقاومة الأربطة البنيوية أو التركيبية الجاسئة ، عندئذ ستقاوم زحزحة أوحركة الدقائق أيضاً ، في نقاط تلامس الدقائق المعدنية وعند سطوح طبقاتها البينية (المرتبطة بقوة مع الدقائق المعدنية) ، الأربطة الغروانية المائية أيضاً ، المتخلفة والناشئة من جديد . وفي أغلب الأحيان ، لايمكن تقسيم هذه المقاومات إلى احتكاك فقط أو التصاق فقط ، وذلك لأنه سيحدث في نفس الوقت احتكاك الدقائق المزحزحة الواحدة مع الأخرى ، وكذلك إزالة أوالتغلب على المقاومات اللزجة ، التي تبقى أو تتخلف دائماً في التربة الطينية ، لأنه عند إزالة أوالتغلب على الأربطة اللزجة وحدها (إذا كانت الأربطة الجاسئة قد انهارت) تنشأ أربطة جديدة .

وقد أثبتت التجارب العديدة ، بأن مقاومة زحزحة الدقائق المعدنية الصلبة غير المتماسكة أو المترابطة ، هي عبارة عن مقاومة احتكاكها فقط ، المتناسبة طردياً مع الضغط الخارجي ؛ أما مقاومة أخلاط الدقائق مع الأربطة الغروانية المائية ، فإنها تتألف من كل من مقاومة الانزلاق اللزجة ، التي تعتمد قيمتها على سرعة نمو أو تزايد قوى الزحزحة ، ومن قوى التلاصق ، التي تعتمد بدورها على قيمة ضغوط الدموج أو التراص ، الناشئة في نقاط وسطوح أو مساحات تلامس الدقائق المعدنية .

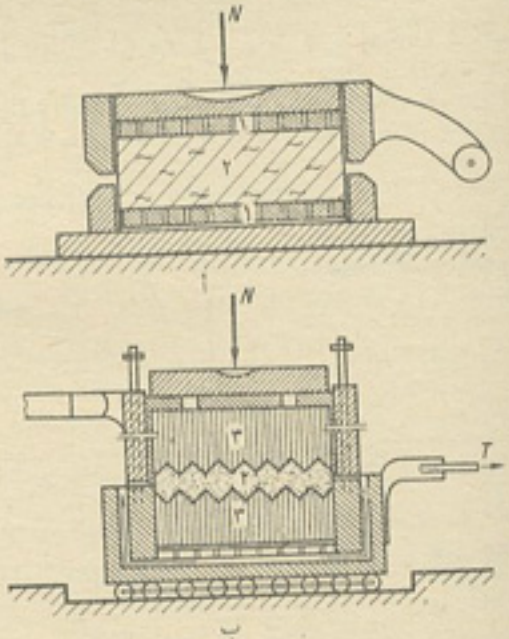
إن دلائل مقاومة الزحزحة ، هي دلائل مقاومة الأجسام الرئيسية للقوى الخارجية ، وتمتلك بالنسبة للتربة ، تلك الخاصية أو الميزة الأساسية وهي أنها متغيرة وتعتمد على الضغط والظروف الموجودة في نقاط تلامس الدقائق المقاومة للزحزحة .

4-863

والإختيار الصحيح لدلائل مقاومة الزحزحة في التربة ، أهمية كبرى ، وذلك لأن هذا الاختيار يقرر دقة الحسابات الهندسية الخاصة بتحديد الحمل الأقصى المؤثر على التربة ، ويحدد شروط ثبات أو استقرار الكتل الأرضية أو كتل التربة وضغط التربة على الحواجز المحيطة بها .

إن التحديد التجريبي (بالتجربة) لمقاومة التربة للقص أو الزحزحة ، يمكن أن يتم بطرق مختلفة : طبقاً أو استناداً إلى نتائج القص المستوي المباشر ، الانضغاط الوحيد المحور البسيط ، الانضغاط الثلاثي المحاور ، القص في السطح الأسطواني ، التمعر بالضغط وغير ذلك .

إن مقاومة التربة النهائية للزحزحة (القص) في حالة القص المستوي المباشر ، تحدد عند اختبار التربة بواسطة أجهزة القص المفرد (شكل ١٧). وفي هذه الحالة ، توضع عينة التربة الأسطوانية (بعد التوطيد أو الرص المسبق أو بدون ذلك — تبعاً لظروف الاختبار أو التجربة) في جهاز القص ، بحيث

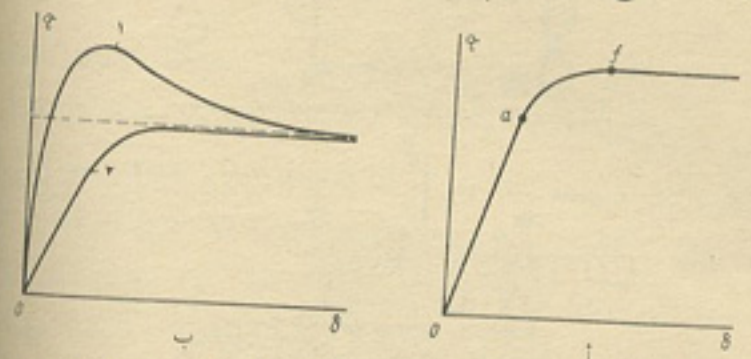


شكل ١٧ — جهاز القص لاختبار مقاومة التربة للقص :
أ — في حالة ثبات القسم السفلي ، ب — في حالة ثبات القسم العلوي :
١ — مرشحات ، ٢ — عينة التربة (النموذج) ، ٣ — أحجار مرشحة

يكون أحد نصفي العينة ثابتا ، والآخر يتحرك أفقياً تحت تأثير حمل القص المسلط عليه ، ويجب هنا تأمين إمكانية زيادة أو تقليل حجم التربة عندالقص.

ويسلط على عينة التربة الحمل الضاغط N، بصورة عمودية على مستوي أو سطح القص . ولتأمين أحسن الترابط بين الدفعة والتربة ، تستحدث نتوءات في الدفعة (نتوءات على هيئة مثلثات أو أسطوانات) تؤدي عند انحشارها في السطحين العلوي والسفلي للعينة الترابية ، إلى تأمين ارتباط أو تماسك الدفعة مع التربة ، وإلى توزيع اجهادات القص أو الزحزحة ، على سطح القص بصورة أكثر انتظاماً .

إن حمل القص T المماس لسطح القص ، يسلط على جهاز القص بالتدريج أو بصورة متزايدة باستمرار (مثلا بواسطة تيار عمودي من الماء أو الخردق وغير ذلك) إلى أن يحدث القص وينزلق أحد أقسام التربة على القسم الآخر. وفي نفس الوقت مع تسليط الحمل وطوال فترة الاختبار أو التجربة ، يتم قياس مقدار التشوهات الرأسية والأفقية للتربة . الأمر الذي يجعل في الإمكان، عند اختبار التربة الطينية المدمجة أو الموطدة ، إدخال « تصحيح على القص المماثل » وطبقاً لنتائج القياس يتم تخطيط الرسم البياني للقص (شكل ١٨) .



شكل ١٨ – الرسوم البيانية للانفعال أو التشوه الأفقي للتربة عند القص المستوي :
أ – في حالة الحمل المتدرج الزيادة ، ب – في حالة السرعة الثابتة للتشوه أو الانفعال
١ – للرمل المدمج أو الكثيف ، ٢ – للرمل الرخو φ ، δ – اجهاد القص ، δ – انفعال القص

ويبين الشكل ١٨ ، ب تأثير الكثافة الابتدائية للتربة السائبة ، على تشوهها عند القص في حالة السرعة الثابتة للتشوه . أما إذا لم تتحقق سرعة التشوه الثابتة

(مثلاً عند تسليط حمل القص بالتدريج أو زيادته التدريجية) عندئذ سيكون شكل الرسم البياني للقص ، كما هو عليه في الشكل ١٨ ، أ .

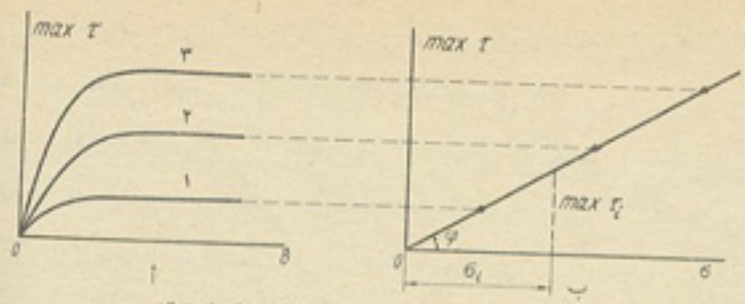
وتجدر الإشارة إلى أنه كما يتضح من الرسم البياني القص (شكل ١٨ ، ب) تصل التربة السائبة عند القص ، إلى معامل مسامية معين أو محدد ، بغض النظر عن الحالة التي كانت التربة عليه في البداية ، أكانت حالة مدمجة (كثيفة) أم حالة رخوة (ضعيفة) . ويسمى هذا المعامل بمعامل المسامية الحرجة للتربة الرملية المعلومة عند القص ، وذلك لأن مسامية التربة المدمجة أو المتراصة تزداد عند القص ، بينما تقل مسامية التربة الأكثر رخاوة في هذه الحالة .

وسوف نبحث فيما بعد ، مقاومة التربة القصوى (النهائية) القص فقط ، المناظرة على الرسم البياني للقص (شكل ١٨ ، أ) النقطة r ، عندما تنتهي كلياً مقاومة التربة لقوى القص .

قانون كولون . إن التربة السائبة ، مثل الرمال على اختلاف أنواعها (ماعدا الرمال الميكانيكية) ، التربة الشقفية أو الفتاتية الخشنة ، الحصى الخشن أو الزلط وغيرها ، تتغير كثافتها تغيراً قليلاً ، عند زيادة الضغط الخارجي المؤثر عليها (بما يساوي عدة كيلوجرامات قوة على السنتمتر المربع الواحد – كجم ق/سم٢) ، ومن الناحية العملية يمكن عدم أخذ هذا التغير في الاعتبار عند اختبار مقاومة القص النهائية للتربة السائبة .

وبعد تحميل عينة التربة بحمل ضاغط (رأسي) ، يسلط حمل القص (الأفقي) مع زيادة قيمته تدريجياً إلى أن تظهر في العينة ، بدون أية زيادة لاحقة في حمل القص ، تشوهات قص δ غير متضائلة مطردة الزيادة (شكل ١٩ ، أ) ويحدث القص ، أي انزلاق أحد قسمي العينة على القسم الآخر .

إن قيمة مقاومة القص النهائية القصوى ، عند درجة أو مرحلة الحمل المعلومة ، تلحق بوحدة مساحة المقطع العرضي للعينة ، باعتبار اجهادات القص موزعة توزيعاً منتظماً . ثم تؤخذ عينة مطابقة من نفس التربة ، وتعرض لضغط أكبر ، ثم تحدد من جديد مقاومة القص القصوى . وتعاد التجربة



شكل ١٩ – الرسم البياني لمقاومات التربة السائبة للقص :
أ – الرسم البياني للزحزحات عند القص (من ١ إلى ٣ تمثل الزحزحات عند الضغط المختلف) ؛
ب – الرسم البياني لمقاومات القص النهائية أو القصوى

عند ضغوط توطيد أو دموج متعددة مثل σ' ، σ'' و σ''' ، وطبقاً لنتائجها يتم تخطيط الرسم البياني لمقاومة القص النهائية (القصوى) وذلك بوضع قيم اجهادات القص القصوى ($\max \tau$ kgf/cm²) على أحد الإحداثيات (الإحداثي الرأسي) ووضع ضغط التوطيد أو الدموج المناظر (اجهاد الانضغاط σ ، المبين في الشكل ١٩ ، ب) على الإحداثي الثاني (الإحداثي الأفقي) .

وقد أثبتت نتائج الاختبارات والتجارب المتعددة ، بأن شكل الرسم البياني لمقاومات القص النهائية أو القصوى للتربة السائبة ، يكون على هيئة خط مستقيم تماماً ، يبدأ من أصل الإحداثيات (التربة السائبة المثالية) ويميل على محور الضغوط بزاوية φ (شكل ١٩ ، ب) .

وطبقاً للرسم البياني للقص ، للتربة السائبة ، نجد بأن اجهاد القص النهائي أو الأقصى τ_i مهما كان ، يساوي ما يلي :

$$\max \tau_i = \sigma_i \tan \varphi \qquad (2.18)$$

أو إذا رمزنا إلى معامل التناسب كما يلي :

$$\tan \varphi = f \qquad (2.19)$$

عندئذ سنحصل على الصيغة التالية :

$$\max \tau_i = f \sigma_i \qquad (2.18')$$

ولما كانت مقاومة المواد السائبة للقص ، هي عبارة عن مقاومتها للاحتكاك ، لذلك تسمى الزاوية φ بزاوية الاحتكاك الداخلي ، وتسمى

القيمة $f = \tan \varphi$ بمعامل الاحتكاك الداخلي .

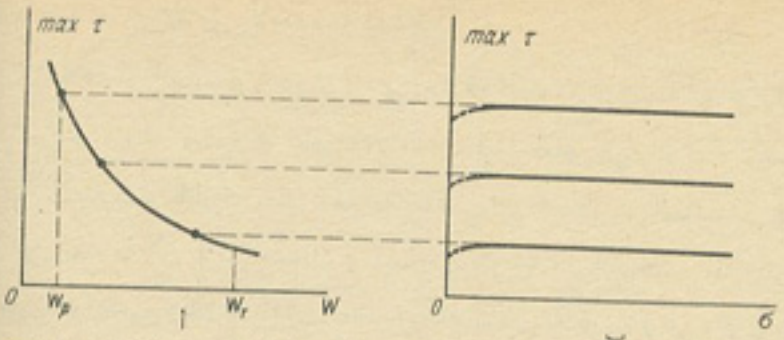
إن العلاقة أو الصيغة (2.18) هي علاقة المقاومة الرئيسية أو الأساسية للتربة السائبة ، وقد وضعت عام ١٧٧٣ من قبل العالم كولون ، ويمكن صياغتها بالعبارات التالية : إن مقاومة القص النهائية للتربة السائبة ، هي عبارة عن مقاومة التربة للاحتكاك ، المتناسبة طردياً مع الضغط المتعامد أو العمودي . وتسمى هذه العلاقة في علم ميكانيكا التربة ، بقانون كولون .

إن التربة المتماسكة (الطين ، الطين الرملي والطفال الرملي) تتميز عن التربة غير المتماسكة (السائبة) بأن دقائقها وأخلاط دقائقها ، متماسكة أو مرتبطة مع بعضها البعض بواسطة أربطة لدنة (غروانية مائية) ، ومرتبطة جزئياً بأربطة متبلورة مسمنتة جاسئة ، وهنا ستكون مقاومتها للقص ، معتمدة إلى درجة عالية على تماسكها أو التحامها (على قوى الالتصاق) .

وكما بينا في البند ٢ ، فإن كل ضغط خارجي مؤثر على التربة الطينية المتماسكة المشبعة بالماء ، على شرط التدفق الحر للماء المطرود بالضغط الخارجي يؤدي إلى حدوث تغير كبير في كثافتها ورطوبتها ، الأمر الذي ينعكس أو يؤثر على مقاومتها العامة للقص .

إن الأنواع الرئيسية من اختبارات القص للتربة المتماسكة ، هي اختبارات النظام المقفل (غير المدمجة – غير المجففة) واختبارات النظام المكشوف (المدمجة – المجففة) .

وفي الحالة الأولى أو النوع الأول من الاختبارات ، يجب أن تختبر عينات التربة المتماسكة ، عند انتقاء أو عدم وجود ظروف انبثاق الماء من مسامات التربة ، وبحيث لا تتغير كثافة ورطوبة التربة من الناحية العملية أثناء فترة الاختبار ، وهذا ما يمكن القيام به في حالة القص السريع فقط . إن نتائج مثل هذا الاختبار ، مبينة في الشكل ٢٠ ، كما ويبين الشكل ٢٠ ، أ ، العلاقة بين مقاومة التربة المتماسكة (الطينية) للقص ، ورطوبتها أو كثافتها ، وذلك لوجود علاقة مباشرة بين الرطوبة ومعامل المسامية ، للتربة المشبعة تماماً بالماء ، وتحدد هذه العلاقة من الصيغة (1.7) ، كما يبين الشكل ٢٠ ، ب ،



شكل ٢٠ – الرسم البياني لمقاومات القص النهائية أو القصوى للتربة الطينية المتماسكة في ظروف النظام المقفل (غير المدمجة وغير المجففة) :
أ – العلاقة بين مقاومة القص والرطوبة ، ب – الرسم البياني للزحزحة عند القص السريع (غير المجفف)

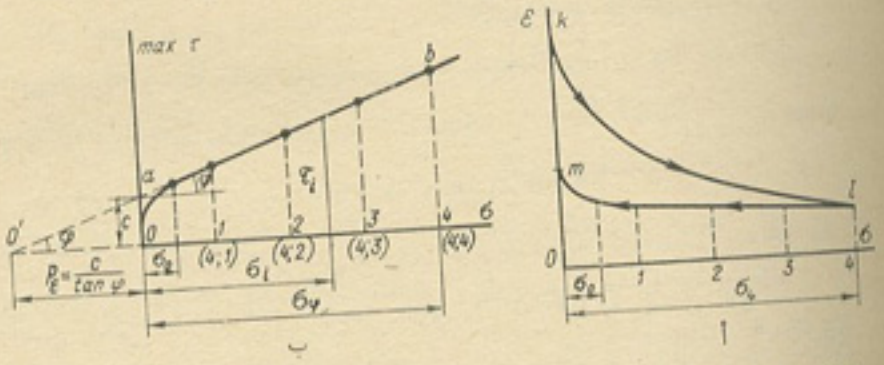
العلاقة بين مقاومة القص المذكورة وبين قيمة ضغط التدميج أو الدموج الرأسي (اجهاد الانضغاط σ) .

وإذا كان المنحني الأول يبين مدى التأثير الكبير جداً لكثافة ورطوبة التربة ، على مقاومتها للقص ، فإن المنحني الثاني (شكل ٢٠ ، ب) يثبت الحقيقة التي تنص على أنه في حالة الاختبار غير المجفف والمحافظة على رطوبة التربة ، لا تعتمد مقاومة القص النهائية τ max من الناحية العملية ، على قيمة الضغط الخارجي (اجهاد الانضغاط σ) وتتغير عند تغير كثافة ورطوبة التربة فقط .

وهناك طابع مختلف للرسم البياني للقص ، للتربة المتماسكة التي تختبر بواسطة النظام المكشوف (النظام المدمج – المجفف) .

وإذا اتبعنا عند اختبار القص للتربة المتماسكة ، نفس الطريقة التي اتبعناها عند اختبار التربة السائبة ، أي في البداية تدميج أو رص عينة التربة بضغط معين ، ثم اختبارها بالنسبة للقص عند نفس الضغط المذكور ، عندئذ لا يمكن أن ننسب نتائج عدد من الاختبارات إلى حالة واحدة معينة من حالات كثافة ورطوبة التربة . وذلك لأن لكل ضغط من الضغوط ، مايناسبه أو يناظره من الرطوبة والكثافة . أما نتائج الاختبارات فسوف تبين خواص مقاومة القص لعينات التربة المتنوعة الكثافة .

وللحصول على عينات التربة المتماسكة ذات الكثافة المتساوية (التي لها نفس معامل المسامية) ، يستخدم فرع إزالة الضغط (الانتفاخ) التابع لمنحني الانضغاط (شكل ٢١ ، أ) . وطبقاً لهذا الفرع من المنحني ، تكون تغيرات



شكل ٢١ – الرسم البياني لمقاومات القص النهائية للتربة الطينية المتماسكة في ظروف النظام المكشوف (المدمجة والمجففة) :
أ – منحنى التدميج أو التوطيد ($k\,l$) ومنحنى التفكك أو الانتفاخ ($l\,m$) ، ب – الرسم البياني للقص

معامل المسامية بالنسبة لكافة أنواع التربة المتماسكة تقريباً ، عند إزالة الضغط الذي يصل إلى حد معين هو σ_0 ، تغيرات صغيرة للغاية . ولهذا السبب يتم تجهيز عدة عينات من التربة ، بعد تدميجها مسبقاً بأكبر ضغط إلى أن يستقر هبوطها تماماً ، ثم تقلل الضغوط أو تخفف إلى حد أقل (ولكنه يزيد على σ_0) . وبعد استقرار أو ثبات انفعالات التراخي ، يتم اختبار العينات عند تأثير هذه الضغوط . وفي الحالة الأخيرة ، يمكن أن نعتبر بأن مقاومة القص لعدة عينات من التربة المتماسكة ، المختبرة عند ضغط مختلف ، تكون مناظرة لكثافة ورطوبة التربة عند الضغط الأقصى .

ونشير هنا إلى وجود طريقة ثانية وضعها مؤلف هذا الكتاب ، لتخطيط الرسم البياني للقص ، للتربة المتماسكة باستخدام عينة واحدة فقط من التربة المذكورة (ذات البنية الطبيعية أو التالفة – تبعاً لظروف الاختبار) ، بواسطة نتائج التحديد الطليق لقوى الالتصاق ، وهو الأمر الذي سنشرحه فيما بعد .

وقد أثبتت الاختبارات العديدة ، بأن الرسم البياني للقص المدمج للتربة المتماسكة ، في تراوح كبير للضغوط ، يناسب تماماً العمليات الانشائية

التطبيقية (وهي الضغوط المتراوحة من: $\sigma_\varphi = 5-7 kgf/cm^2$ إلى $\sigma_0 \approx 0.5 kgf/cm^2$ يمكن وصفه أيضاً (أي الرسم البياني) بمعادلة الخط المستقيم .

وإذا استخدمنا الرموز المبينة في الشكل ٢١ ، ب ، عندئذ ستكون معادلة الخط المستقيم المار بالنقاط المعينة بالتجربة ، على الشكل التالي :

$$\max \tau_i = c + \tan \varphi \sigma_i \qquad (2.20)$$

وبما أن $\tan \varphi = f$ ، إذن

$$\max \tau_i = c + f \sigma_i \qquad (2.20')$$

إن المعادلة (2.20) تعبر عن قانون كولون للتربة المتماسكة ، وهو القانون الذي يمكن صياغته على الشكل التالي : إن مقاومة القص النهائية للتربة المتماسكة ، في حالة تماسكها المتكامل ، هي عبارة عن دالة من الدرجة الأولى للضغط المتعامد (اجهاد الانضغاط) .

والمعامل الزاوي للمستقيم ($f = \tan \varphi$) على قياس التربة السائبة ، يسمى بمعامل الاحتكاك الداخلي ، أما القيمة المتغيرة أو البارامتر c فيسمى بمعامل الالتصاق . ويجب اعتبار قيم f و c ، بمثابة بارامترات رياضية فقط للرسم البياني المستقيم للقص ، للتربة المتماسكة ، مناظرة لكثافة معينة من كثافات التربة المذكورة .

ونشير هنا إلى أنه بالنسبة للحالة غير المدمجة للتربة المتماسكة المشبعة تماماً بالماء ، أي عند عدم الوصول بعد إلى التدميج أو التوطيد التام بواسطة الحمل المعلوم ، سيكون ذلك القسم من مقاومة التربة للقص ، المعتمد على قيمة الضغط المتعامد ، أقل ، وذلك لأن الضغط الخارجي لاينتقل بأكمله إلى هيكل التربة ، بل ينتقل الضغط الفعال فقط $\bar{\sigma}$ ، الذي يساوي الفرق بين الضغط الكلي (اجهاد الانضغاط σ) والضغط المتعادل u . عندئذ ستكون مقاومة القص للتربة المتماسكة المشبعة تماماً بالماء ، في حالة التماسك غير الكامل ، متوسطة القيمة بين مقاومة القص المناظرة للرطوبة الابتدائية للتربة ، والقيمة المناظرة لحالتها المستقرة أو الثابتة ، وتحدد من الصيغة التالية :

$$\max \tau = c + f (\sigma - u) \qquad (2.21)$$

أو الصيغة التالية :

$$\max \tau = c + f \bar{\sigma} \qquad (2.21')$$

حيث u — الضغط المتعادل (المسامي) المناظر لدرجة الدموج المعطاة ؛

c — قيمة الالتصاق الفعال .

إن قيمة القسم c ، المقطوع من قبل الرسم البياني للقص على محور القيم القصوى أو النهائية للقص $\max \tau$ ، تساوي القوة الاجمالية لالتصاق التربة ، المناظر لكثافتها ورطوبتها .

وقد اقترح الأستاذ السوفييتي ماسلوف ، اعتبار القيمة الاجمالية للالتصاق c ، مؤلفة من حدين ، وهذا يمكننا من كتابتها (في رموزنا المذكورة) بالصيغة التالية :

$$c = c_0 + c_w \qquad (2.22)$$

حيث c_0 — الالتصاق الجامي ء البنيوي أو التركيبي (المعتمد على مقاومة الأربطة المتبلورة المسمنتة) ، الذي لايعود إلى حالته أو لايتحول عند انهيار الأربطة ؛

c_w — الالتصاق اللدن ، المعتمد على الأربطة الغروانية المائية المتحولة.

ونشير هنا ، إلى أنه عند الزيادة التدريجية لحمل القص ، سيحدث انهيار الأربطة البنيوية أو التركيبية (الأربطة اللدائنية اللزجة والأربطة الجاسئة أيضاً) في وقت واحد ، وللتربة ذات الأربطة الغروانية المائية الخالصة ، عند القيم الصغيرة (أقل من σ_0) للبارامتر الابتدائي لمقاومة القص c ، ويمكن عدم ملاحظة الانهيار ، وذلك لأن هذه الأربطة تبدأ بالتشوه عند القيم الصغيرة للضغط . وبالنسبة لبعض أنواع التربة المتماسكة (مثل الغرين أو الطمي) يمكن ملاحظة عدم ارتباط مقاومة القص التابعة لها ، بقيمة الضغط الخارجي في بداية التحميل ، إلى أن يتم التغلب على المقاومة البنيوية أو التركيبية .

وهكذا ، فإن القسم الابتدائي للرسم البياني للقص (شكل ٢١ ، ب) يتطلب القيام بدراسة خاصة لأنواع التربة المستقلة . أما العلاقة العامة التي توضحها المعادلة (2.21) فسوف تكون صحيحة هنا مع الأخذ في الاعتبار الملاحظات المشار إليها بالنسبة للتراوح المهم جداً للضغوط (من σ_0 إلى σ_φ).

ونشير هنا كذلك ، إلى أنه إذا مددنا المستقيم الحدي ab إلى أن يتقاطع مع محور الضغوط σ (شكل ٢١ ، ب) حتى نقطة O' ، عندئذ ستكون قيمة البارامتر c من المثلث $OO'a$ ، مساوية لما يلي :

$$c = \tan \varphi \, p_c \qquad (2.23)$$

حيث p_c — ضغط منتظم معين ، نسميه هنا بـ « ضغط التماسك » وهو يعوض إجمالا عن كافة قوى الالتصاق .

ومن العلاقة (2.23) نجد أن

$$p_c = \frac{c}{\tan \varphi} \qquad (2.23')$$

أو ما يلي :

$$p_c = c \cdot \cot \varphi \qquad (2.23'')$$

إن الصيغة (2.23′) أو الصيغة (2.23″) تستخدمان غالباً في مسائل التوازن النهائي للتربة ، لحساب القيم التي تعوض عن قوى تلاصق التربة المتماسكة .

الحالات المختلفة للرسم البياني لاجهادات القص . إن قانون كولون الموضح بالمعادلتين (2.18) و (2.20) يمكن أن ينطبق أيضاً على حالة الاجهاد الموحد للتربة إذا اعتبرنا الرسوم البيانية للقص ، بمثابة مستقيم يغلف دوائر « مور » للاجهادات القصوى ، وهو الأمر الذي يماثل استخدام نظرية « مور » للمقاومة بالنسبة للتربة ، وهي النظرية المعروفة في منهاج « مقاومة المواد » .

وفي الواقع ، لا يمكن أن تزيد قيمة اجهادات القص على قيمتها القصوى ، المستخرجة من المعادلتين (2.18) و (2.20) والمناظرة لظهور أو نشوء انزلاق متواصل (قص أو زحزحة) لأحد أقسام التربة فوق القسم الآخر ، أي

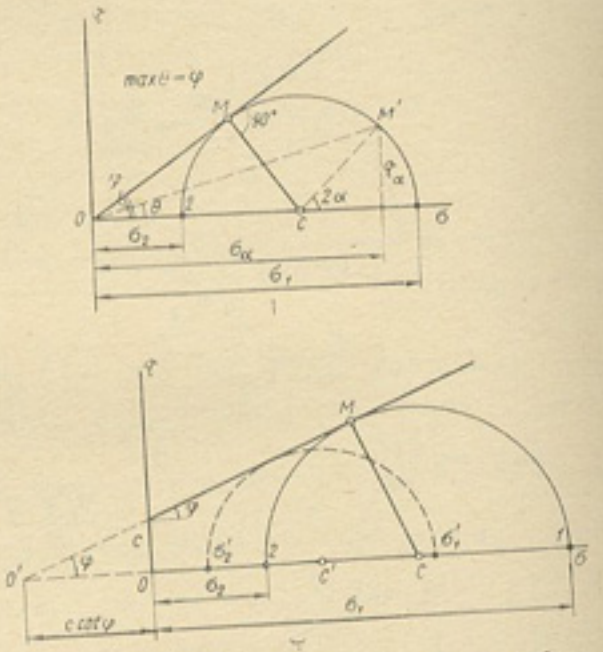
$$\max \tau \leqslant \tan \varphi \, \sigma$$

أو

$$\max \tau \leqslant c + \tan \varphi \, \sigma$$

إن قيمة الاجهادات هذه على المستقيم الحدي ، تنطبق على نقطة اختبار

معينة M ، يجب في نفس الوقت أن تكون تابعة إلى دائرة « مور » للاجهادات القصوى (شكل ٢٢) . والأمر الأخير ممكن في حالة واحدة فقط ، هي عندما يكون المستقيم OM (شكل ٢٢ ، أ) أو المستقيم $O'M$ (شكل ٢٢ ، ب) مماساً لدائرة الاجهادات ، أي يصنع مع نصف قطر الدائرة في نقطة التماس زاوية قدرها ٩٠° ويمر في أصل الاحداثيات (O أو O') .



شكل ٢٢ — الرسم البياني لاجهادات القص القصوى للتربة :
أ — للتربة السائبة ، ب — للتربة المتماسكة

ويمكن توضيح الشرط المذكور بشكل تحليلي أيضاً .

وإذا عرفنا قيمة الاجهادات الرئيسية — الاجهاد الأكبر σ_1 والاجهاد الأصغر σ_3 (بتحديدهما مثلاً ، بواسطة دائرة الاجهادات ، كاحداثي سبني — لتقاطع الدائرة مع المحور σ ، إذا كانت دائرة الاجهادات قد رسمت استناداً إلى قيم τ_α و σ_α المعروفة لمساحة معينة ، مائلة على محور الضغوط بزاوية α ، أو رسمت مباشرة استناداً إلى نتائج الاختبار المناسبة) ، وبالأخذ في الاعتبار أن المثلث OMC أو المثلث $O'MC$ في الرسم البياني للقص (شكل ٢٢) هو عبارة عن مستقيم ، عندئذ سنحصل على مايلي :

تبعاً للشكل ٢٢ ، أ (للتربة السائبة)

$$\sin\varphi = \frac{CM}{OC}$$

ولما كان لدينا

$$CM = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

وكذلك

$$OC = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

إذن سيكون لدينا

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \qquad (2.24)$$

وتبعاً للشكل ٢٢ ، ب (للتربة المتماسكة)

$$\sin\varphi = \frac{CM}{O'C} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{c\cot\varphi + \sigma_2 + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}$$

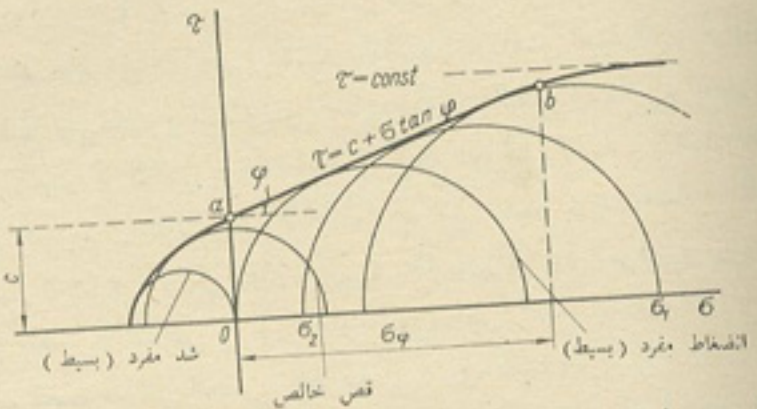
أو

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c\cot\varphi} \qquad (2.25)$$

إن المعادلتين (2.24) و (2.25) هما عبارة عن صياغة رياضية لشرط التوازن النهائي (شرط المقاومة) للتربة السائبة (2.24) والتربة المتماسكة (2.25) . ولهذا الشرط عدد هائل من التطبيقات العملية ، ويستخدم عند تحديد الحمل الأقصى المؤثر على التربة ، وعند حسابات ثبات أو استقرار الكتل الترابية وضغط التربة على الحواجز المحيطة بها .

ونشير هنا أيضاً ، إلى أن دلائل مقاومة التربة للقص (c kgf/cm^2 و $f = \tan\varphi$) هي عبارة عن بارامترات (قيم متغيرة) رياضية فقط ، للمستقيم المغلف للدوائر الاجهادات القصوى . ولكن كما تشير الأبحاث

التفصيلية ، إذا بحثنا مقاومات التربة النهائية (الانهيارية) للقص ، في تراوح أو نطاق كبير لتغير ضغوط التدميج وفي حالات مختلفة للاجهاد (حالات الاجهاد المفرد* وحالات الاجهاد الموحد) ، سيكون شكل المستقيم المغلف لدوائر الاجهادات القصوى في الحالة العامة ، على هيئة منحني (شكل٢٣).



شكل ٢٣ – الحالة العامة لمنحنى المغلف لاجهادات القص القصوى أو اجهادات الانهيار (استناداً إلى نتائج الاختبارات في حالات الاجهاد المفردة أو الموحدة)

وعند التغيرات غير الكبيرة جداً للضغط (أي عندما يكون لدينا : $\sigma < \sigma_\varphi = 5 - 7$ kgf/cm^2) يمكن اعتبار ذلك القسم من المنحني المغلف(القسم ab في الشكل٢٣) بناء على ذلك الأساس ، بمثابة خط مستقيم ، أي إلى حد الضغوط التي تقل عن σ_φ ، سيكون قانون كولون صحيحاً أو منطبقاً تماماً على هذه الحالة ، وكذلك الشروط المستنتجة منه لحالة الاجهاد الحدية المعادلتان (2.24) و (2.25) .

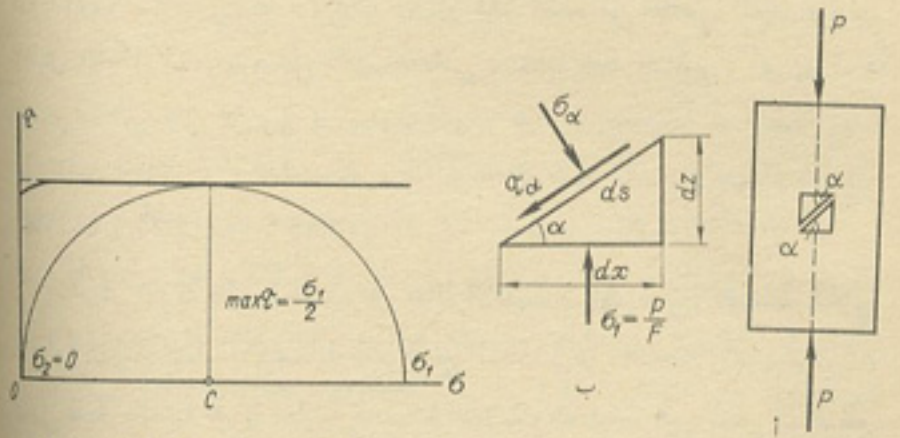
اختبار التربة بالنسبة للقص في حالة الانضغاط المفرد والانضغاط الثلاثي المحاور . إن اختبار الانضغاط المفرد غير المعاق (غير المحصور من الجوانب) ممكن فقط بالنسبة للتربة الطينية الشديدة اللدونة والصلبة ، التي يمكن أن تقتطع منها عينات أسطوانية أو موشورية . أما اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور ، فيطبق ليس على التربة المتماسكة فحسب ، بل وعلى التربة السائبة أيضاً ،

* وهو عبارة عن اجهاد تضاغطي مستقيم أو مباشر – المترجم

وذلك لأن هذا الاختبار يجري باستخدام عينات محصورة داخل غلاف مطاطي رقيق ، بوجود ضغط جانبي محيط وضغط محوري إضافي (أعلى من الضغط المحيط) .

وعند اختبار عينات التربة بالنسبة للانضغاط المفرد الوحيد المحور (عينات أسطوانية يتراوح ارتفاعها من ١,٥ إلى ٢ من طول القطر) ، يزاد الحمل الضاغط إلى أن يحدث الانهيار القصيف أو الهش لعينة التربة أو إلى أن تظهر فيها تشوهات (انفعالات) مطردة أو متوالية الازدياد . وتلحق قيمة حمل الانهيار أو الكسر بوحدة مساحة المقطع العرضي للعينة ، باعتبار الضغط منتظم التوزيع ($\sigma_1 = P/F$ ، حيث P ـ تمثل الحمل و F ـ مساحة المقطع العرضي للعينة) ، ولكن هذا الأمر ، كما بين الاستاذ السوفييتي زيلينين ، يعطي بعض الانخفاض في قيم المقاومات ، نظراً لعدم حساب التوزيع غير المنتظم للضغوط على السطوح الطرفية أو الحافية لعينة التربة .

وإذا اقتطعنا على محور العينة ، قطعة أولية متناهية الصغر (شكل ٢٤ ،أ) عندئذ ستتعرض القطعة الموشورية المثلثة المائلة على محور الضغوط بزاوية α ، فقط لتأثير الاجهادات المبينة في الشكل ٢٤ ، ب (إذا لم نأخذ في الاعتبار



شكل ٢٤ – الرسم التوضيحي لاختبار الانضغاط الوحيد المحور للتربة المتماسكة

شكل ٢٥ – الرسم البياني للاجهادات القصوى عند الانضغاط المفرد أو البسيط

مقاومة الاحتكاك على الحافة المائلة للقطعة الموشورية) . وباسقاط كافة القوى على اتجاه الحافة المائلة للقطعة الموشورية ، نحصل على مايلي :

$$\tau_\alpha \, ds \cdot 1 - \sigma_1 \, dx \sin \alpha \cdot 1 = 0 \qquad (H_1)$$

ومن هنا نحصل على

$$\tau_\alpha = \sigma_1 \frac{dx}{ds} \sin \alpha \qquad (H_2)$$

أو على ما يلي :

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1}{2} \sin 2\alpha \qquad (H_3)$$

واجهاد القص الأقصى سيكون عند $\sin 2\alpha = 1$ ، أي كما يلي :

$$\max \tau = \frac{\sigma_1}{2} \qquad (2.26)$$

أو إذا فرضنا بأن $c = \max \tau$ فسوف نحصل على ما يلي :

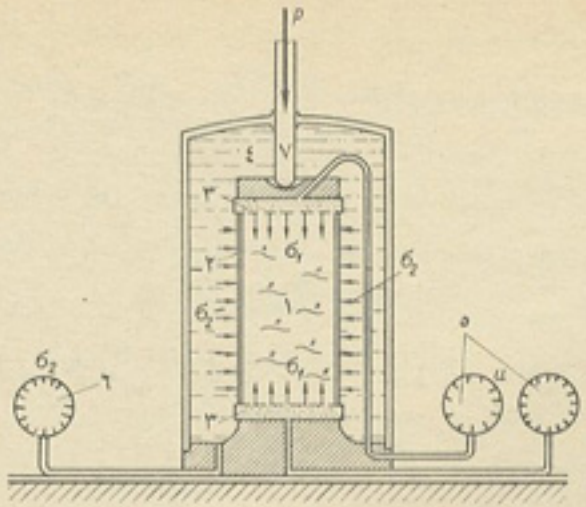
$$c \approx \frac{\sigma_1}{2} \qquad (2.26')$$

إن الرسم البياني للاجهادات الحدية (النهائية) الحالة المبحوثة أعلاه ، مبين في الشكل ٢٥ .

إن اختبار أو تجربة الانضغاط الثلاثي المحاور ، تساعد على اختبار عينات التربة على اختلاف أنواعها ، عند ضغطها مسبقاً أو سلفاً بضغط جانبي معلوم ، وهو الأمر الأقرب انطباقاً على سلوك أو عمل التربة في الظروف الطبيعية العادية ، ويعطي أحسن النتائج المضبوطة لتحديد مقاومة التربة وخواص تشوهها (انفعالها) .

وقد أجري هذا الاختبار لأول مرة في الاتحاد السوفييتي (من قبل الأستاذين يابو ولاليتين) ويستخدم على نطاق واسع في الوقت الحاضر ، في كل من الاتحاد السوفييتي والدول الأجنبية الأخرى .

إن الرسم التخطيطي لجهاز اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور « جهاز الضغط الثلاثي المحاور » مبين في الشكل ٢٦ . ويتألف هذا الجهاز من حجرة ٤ مملوءة بالسائل ومتصلة بمصدر الضغوط الجانبية ، توضع في داخلها بين صينيتين خاصتين ٣ (مرشحتين أو غير منفذتين للماء ، وذلك لظروف



شكل ٢٦ – الرسم التخطيطي لجهاز اختبار الأنضغاط الثلاثي المحاور

الاختبار أو التجربة) عينة التربة ١ ، المدخلة بواسطة أدوات خاصة في غلاف مطاطي رقيق ٢ .

وينتقل الحمل المحوري (الضغط المحوري) إلى عينة التربة ، بواسطة مكبس خاص ٧ . وأثناء فترة التجربة أو الاختبار بأكملها ، يجري قياس الضغط المتعادل (الضغط المسامي) للماء ، المؤثر على أطراف عينة التربة (بواسطة مقاييس الضغط ٥) ، وقياس الضغط المحيط في حجرة الاختبار (بواسطة مقياس الضغط ٦) وقياس التشوهات أو الانفعالات المحورية (بواسطة محدد أو مبين قياس بقرص مدرج) وقياس التغيرات الحجمية (بواسطة أنبوبة قياس الحجم أو المقياس الحجمي) لعينة التربة التي يجري اختبارها .

إن اختبار التربة بالنسبة للانضغاط الثلاثي المحاور ، بالطريقة القياسية المعروفة ، يتم كما يلي : في البداية يسلط على عينة التربة الموجودة في داخل حجرة الاختبار ، ضغط محيط يساوي $\sigma_3 = \sigma_3$ (في حالة الاختبارات المجففة وغير المجففة على السواء) ، ثم بعد هبود أو خمود التشوهات (الانفعالات) الناجمة عن تأثير الضغط المحيط ، يسلط الحمل المحوري

5-863

المتدرج الزيادة على دفعات قدرها $\Delta\sigma_1$ إلى أن تنهار أو تتحطم العينة أو تفقد استقرارها وثباتها .

إن نتائج هذا الاختبار ، تمكننا [بواسطة الصيغة (2.17)] من تحديد قيمة الاجهادات الفعالة في لحظة انهيار عينة التربة ، وذلك كالآتي :

$$\left.\begin{aligned}\overline{\sigma}_1 &= \sigma_1 - u\\ \overline{\sigma}_2 &= \sigma_2 - u\\ \overline{\sigma}_3 &= \sigma_3 - u\end{aligned}\right\} \qquad (H_1)$$

حيث u – قيمة الضغط المسامي .

وبالإضافة إلى ذلك ، واستناداً إلى نتائج أو معطيات الاختبارات ، يتم تحديد ما يلي : قيمة الانفعال الطولي النسبي

$$\varepsilon_z = \frac{s_1}{h} \qquad (H_2)$$

حيث s_1 – الهبوط الحاصل عند أية درجة ، من درجات زيادة الحمل ؛

h – الارتفاع الأصلي لعينة التربة ، وكذلك تحديد قيمة التشوه أو الانفعال الحجمي النسبي .

$$\Theta = \frac{\Delta V}{V} \qquad (H_3)$$

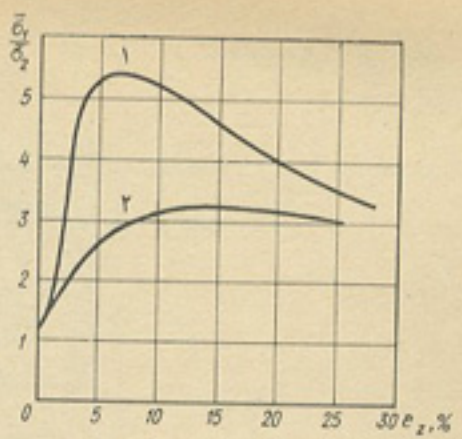
حيث V – الحجم الأصلي أو الأولي للعينة ؛

ΔV – التغير في حجم العينة (ويحدد بواسطة المقياس الحجمي) .

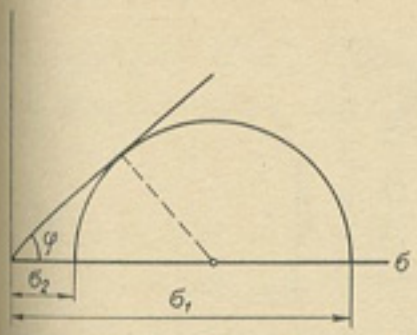
واستناداً إلى المعطيات الناجمة أو المستنتجة ، يتم تخطيط الرسوم البيانية للتغيرات (شكل ٢٧) .

$$\frac{\overline{\sigma}_1}{\sigma_3} = f(\varepsilon_z)$$

وطبقاً لهذه الرسوم البيانية ، يتم كذلك تحديد القيمة القصوى للمقدار $\left(\max \frac{\overline{\sigma}_1}{\sigma_3}\right)$ والرسوم البيانية للعلاقة بين القوى الطولية الكلية والانفعالات (التشوهات) الحجمية للتربة ، وبين زيادة الضغط المحوري $\Delta\sigma_1$ ، التي بموجبها يتم تحديد معاملات التشوه .



شكل ٢٧ – نتائج اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور للتربة :
١ – للتربة المدمجة أو الكثيفة ،
٢ – للتربة الرخوة أو الضعيفة



شكل ٢٨ – تحديد زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة السائبة استناداً إلى نتائج الانضغاط الثلاثي المحاور

ونحصل على القيم التالية في حدود العلاقة الخطية بين التشوهات أو الانفعالات العامة (الطولية أو الحجمية) وبين زيادة الضغط المحوري $\Delta\sigma_1$:

معامل التشوه أو الانفعال الخطي الكلي

$$E_t = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_z} \qquad (2.27)$$

معامل التشوه أو الانفعال الحجمي

$$E_v = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\Theta} \qquad (2.28)$$

وكما هو معروف من منهاج مقاومة المواد ، توجد العلاقة المتبادلة التالية بين معامل الانفعال الحجمي ومعامل الانفعال الخطي الكلي

$$E_v = \frac{E_t}{1-2\mu_r} \qquad (j)$$

ومنها نجد بأن معامل التشوه أو الانفعال الجانبي النسبي (المماثل لنسبة «بواسون» في الأجسام المرنة) سيساوي ما يلي :

$$\mu_r = \frac{E_v - E_t}{2E_v} \qquad (2.29)$$

وبتحديد القيمة القصوى للنسبة $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_2$ ، من الرسم البياني للشكل ٢٧ وباستخدام الشرط (2.24) للتربة السائبة ، حيث نقوم في الطرف الأيمن بتقسيم كل من البسط والمقام على $\bar{\sigma}_2$ ، فنحصل على ما يلي :

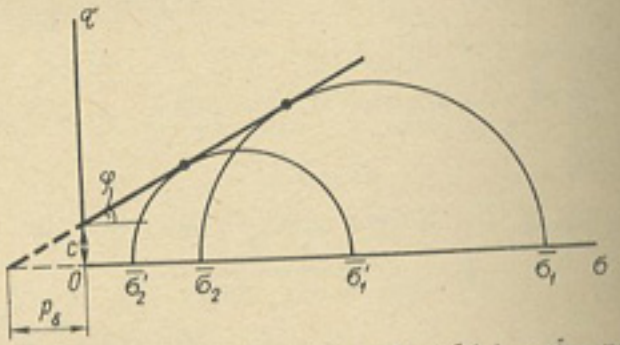
$$\sin\varphi = \frac{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} - 1}{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2} + 1} \qquad (2.24')$$

وباستخدام الصيغة (2.24′) يتم كذلك حساب زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة φ .

وبالنسبة للتربة السائبة ، يمكن تحديد زاوية الاحتكاك الداخلي أيضاً ، من دائرة الاجهادات القصوى أو النهائية ، التي تخطط بسهولة ، وذلك لأنه يمكن مباشرة من تجربة أو اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور ، تحديد قيمتي σ_1 و σ_2 (شكل ٢٨) .

أما لتحديد بارامترات الرسم البياني للقص للتربة المتماسكة ، تتطلب معرفة نتائج اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور ، لما لايقل عن عينتين متماثلتين من عينات التربة ، عند اختلاف قيمة الضغط الجانبي $\sigma_3 = \sigma_2$ ، وبالتالي عند القيمة المختلفة لاجهاد الانهيار المحوري (الرئيسي) أي σ_1 ، وهو ما تحقق في الشكل ٢٩ .

إن نتائج اختبار الانضغاط الثلاثي المحاور ، تمكننا من تقييم مقاومة



شكل ٢٩ – تحديد بارامترات القص (القيم المتغيرة للقص) استناداً إلى نتائج الانضغاط الثلاثي المحاور للتربة المتماسكة

التربة ، ليس باستخدام نظرية « مور » للمقاومة فقط ، المبنية على قانون كولون ، بل كذلك باستخدام نظرية المقاومة الثمانية السطوح التي تأخذ في الاعتبار حالة الاجهاد المجسمة أو الفراغية للتربة ، على المساحات الثمانية السطوح ، المتساوية الميل على سطوح الاجهادات الرئيسية .

إن الاجهادات المتعامدة (العمودية) والاجهادات المماسة (اجهادات القص) المؤثرة على هذه المساحات ، ستساوي استناداً إلى معطيات الميكانيكا العامة للأوساط المتواصلة أو المتصلة ما يلي :

الاجهاد المتعامد الثماني السطوح

$$\sigma_{oct} = {}^1/_3 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

والاجهاد المماس (اجهاد القص)

$$\tau_{oct} = {}^1/_3 \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

وطبقاً لنظرية ميزيس — بوتكين للمقاومة ، نجد بأن الاجهاد المماس الثماني السطوح عند الانهيار ، هو عبارة عن دالة خطية للاجهاد المتعامد الثماني السطوح ، أي

$$\tau_{oct} = F (\sigma_{oct}) \qquad (2.30)$$

أو تبعاً لمعطيات الأستاذ بوتكين ، وإدخال رموزنا المذكورة هنا ، سنحصل على ما يلي :

$$\tau_{oct} = \tan \varphi_{oct} (p_{goct} + \sigma_{oct}) \qquad (2.31)$$

ولوصف طبيعة انفعالات الانهيار كما تبين التجارب والاختبارات المناظرة ، يمكن أن نحصل على نتائج جيدة في هذا المجال ، من العلاقة أو الدالة الاسية للثوابت الجبرية الثانية لحالة الاجهاد والانفعال للتربة

$$T = \xi \Gamma^m \qquad (2.32)$$

حيث T — تمثل شدة اجهادات القص وتساوي

$$T = \sqrt{{}^2/_3 (\tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2)}$$

Γ — شدة انفعال القص وتساوي

$$\Gamma = \sqrt{{}^2/_3 (\gamma_1^2 + \gamma_2^2 + \gamma_3^2)}$$

τ_1 ، τ_2 ، τ_3 — اجهادات القص القصوى ؛

γ_1 ، γ_2 ، γ_3 — انفعالات القص (الرئيسية) القصوى ؛

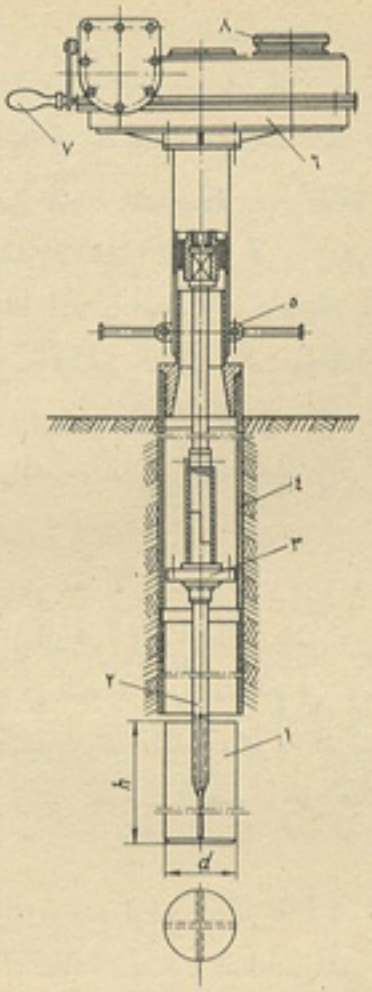
ξ و m — بارامتر متغير بالزمن (ξ) وبارامتر ثابت (m) للتربة المعلومة ، يجري تحديدهما بواسطة التجربة .

طرق أخرى لاجراء اختبارات القص للتربة المتماسكة . بالإضافة إلى الطرق الرئيسية المشروحة أعلاه لتحديد مقاومة القص النهائية للتربة (طريقة القص المستقيم أو المباشر ، طريقة الانضغاط الثلاثي المحاور) ، يوجد هناك عدد من الطرق الأخرى لاختبارات القص ، ونشير هنا إلى بعض هذه الطرق الأوسع استخداماً في التطبيقات العملية وهي اختبارات القص بالأرياش الدوارة للتربة اللدنة واختبارات التربة المتماسكة بطريقة الدمغة الكروية (للأستاذ تسيتوفج مؤلف الكتاب) .

إن اختبارات القص عند الإلتواء بطريقة الأرياش الدوارة ، وهي الاختبارات التي تجري في ظروف الموقع (الموقعية) بواسطة أرياش دوارة خاصة (دفاعات) ، أجريت لأول مرة في السويد ، وتستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع لاختبار التربة الطينية الرخوة اللدنة والتربة الغرينية ، وكذلك التربة الطفالية الرملية المشبعة بالماء ، التي يصعب الحصول على عينات منها دون اتلاف بنيتها أو تركيبها .

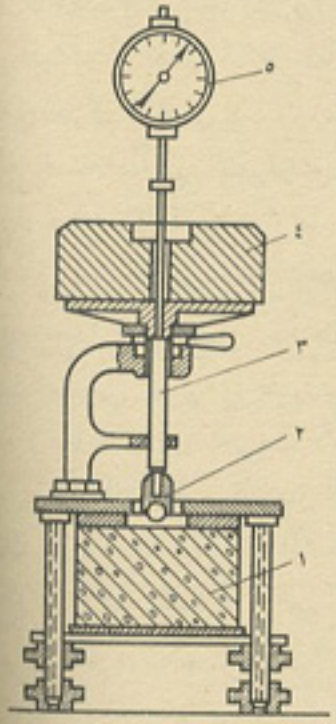
وعند إجراء الاختبارات بالأرياش الدوارة ، تولج في التربة ، في قعر ثقب الحفر ، تحت طرف ماسورة الحفر ، دفاعة ريشية (القطعة المستعرضة رقم ١ في الشكل ٣٠) وبعد ذلك تستحدث دورة كاملة (بمقدار ٣٦٠°) بإدارة ذراع التدوير بواسطة مخفض سرعة بريمي مزدوج وتقص أو تقطع التربة بسطح أسطواني الشكل ، ارتفاعه h وقطره d ، وهنا يتم قياس عزم الإلتواء الأقصى M_t ، بواسطة مقياس عزم الإلتواء ، طبقاً للقراءات المبينة على قرص القياس المدرج الخاص (رقم ٨) .

ويبين الشكل ٣٠ المقطع العرضي للجهاز الآلي ذي الأرياش ، الذي صمم في معهد أبحاث الأساسات في موسكو ، والذي يجعل في الإمكان (عندما يبلغ ارتفاع الدفاعة ١٦٠ مم وقطرها ٨٠ مم) اختبار التربة بالنسبة



شكل ٣٠ – الجهاز الآلي الموقعي (الوحدة الموقعية) لاختبار التربة بطريقة القص بالأرياش الدوارة :

١ – دفاعة بأربع أرياش ، ٢ – قضيب أو ساق ، ٣ – طوق ضبط التمركز ، ٤ – ماسورة الحفر ، ٥ – نبيطة قابضة ، ٦ – رأس الجهاز ، ٧ – ذراع تدوير مخفض السرعة البريمي ، ٨ – القرص المدرج لمقياس عزم الالتواء ، لتحديد M_t



شكل ٣١ – دمغة كروية بقضيب واحد، لتحديد قوى الالتصاق في التربة المتماسكة بطريقة الاستاذ تسيتوفيج :

١ – عينة التربة ، ٢ – الدمغة الكروية ، ٣ – لولب ضبط ، ٤ – حمل ، ٥ – عدد قياس بقرص مدرج

للمقاومة النهائية للقص ، إلى حد ١ كجم ق/سم٢ ، وعند الأبعاد الأصغر للدفاعة ، يمكن إجراء الاختبار المذكور إلى حد يتراوح من ٢ إلى ٢,٥ كجم ق/سم٢ .

وباتخاذ مبدأ التوزيع المثلث لاجهادات القص τ_s على مساحة المقطع العرضي لأسطوانة القص (العليا والسفلى) ، والتوزيع المنتظم على سطحها الجانبي ، سوف نحصل عندئذ على ما يلي :

$$M_t = \tau_s \pi dh \frac{d}{2} + 2\tau_s \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d}{2}$$

ومنها ينتج أن

$$\tau_s = \frac{2 M_t}{\pi d^2 h \left(1 + d/3h \right)} \qquad (2.33)$$

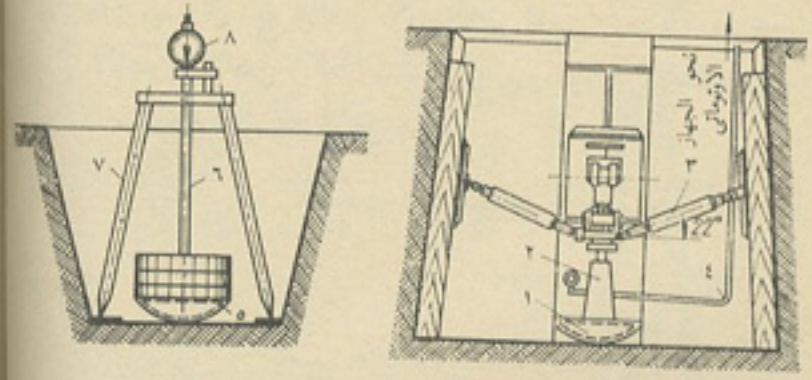
إن طريقة الاختبارات بالأرياش الدوارة ، تستخدم على نطاق واسع عند تحديد مقاومة القص النهائية الكلية للتربة الغرينية والطينية الرخوة، وتلائم حالتها غير المجففة أو غير المنزوحة المياه . وعند إجراء الحسابات ، نعتبر عادة بأن مقاومة القص τ_s الناتجة عن الاختبارات بالأرياش الدوارة، تكون مساوية تقريباً للالتصاق الكلي للتربة ، أي $\tau_s \approx c$.

إن اختبار التربة بطريقة الدمغة الكروية (وهي الطريقة التي وضعها مؤلف الكتاب الأستاذ تسيتوفج عام ١٩٤٧) يمكننا بسهولة متناهية وعلى نطاق عام ، من تحديد قيمة قوى الالتصاق للتربة المشتتة والمتماسكة والتربة الزجة (التربة الغرينية ، الطينية ، تربة اللوس ، التربة الجليدية الدائمة التجمد أو الجمودية وغيرها) ، مع الأخذ في الاعتبار تغير هذه القوى بمرور الزمن.

وعند إجراء الاختبار على جهاز خاص (شكل ٣١) أو في الموقع الطبيعي على جهاز آلي خاص أيضاً (شكل ٣٢) يتم قياس هبوطات الدمغة الكروية s عند تأثير حمل ساكن معين P .

وخلافاً لاختبارات القص للتربة ، وخاصة بطريقة حمل الاختبار الموقعي حيث يتوجب دمغة مسطحة بدرجات متزايدة من الحمل ، وعند الاختبار بالدمغة الكروية يجب قياس الهبوطات الناجمة عن أي حمل معين

من الأحمال قياساً دقيقاً كافياً (على أن لايكون الحمل صغيراً جداً) ، بحيث تكون نسبة الهبوط إلى قطر الدمغة الكروية أكبر من ١/٢٠٠ تقريباً . عندئذ يمكن إهمال التشوهات أو الانفعالات المرنة للتربة .



ب أ

شكل ٣٢ – الجهاز الآلي للاختبارات الموقعية للتربة بطريقة الدمغة الكروية للاستاذ تسيتوفي
أ – التربة الطينية الصلبة ، ب – التربة الطينية الرخوة والتربة الخثية :
١ و ٥ – قسم من الكرة يتراوح قطره من ٣٠ إلى ٥٠ سم ، ٢ – مرفاع ، ٣ – مسامير
٤ – ماسورة مؤدية إلى مضخة ذات مخفض للسرعة ، يحافظ على الضغط الثابت ، ٥ – قضيب
منصة التحميل ، ٧ – حامل ، ٨ – محدد قياس بقرص مدرج

وينتج كذلك من المفاهيم النظرية ، أن نسبة هبوطات الدمغة إلى قطرها D ، يجب أن تقل عن ٠,١ ، أي $s/D \leqslant 0{,}1$ ، عندئذ ستعطى الاختبارات بالدمغات الكروية ذات القطر المختلف ، نتائج متطابقة عملياً .

واستناداً إلى نتائج الاختبار ، يتم تحديد التصاق التربة طبقاً لصيغة نظرية الأوساط اللدنة – اللزجة :

$$c_{sph} = 0.18 \frac{P}{\pi Ds} \qquad (2.34)$$

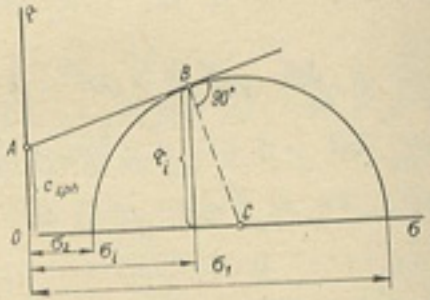
وقد استخرج المعامل 0.18 نظرياً على أساس ثبات نسبة قيمة الصلابة إلى حد السيولة ، وهو الثبات الذي برهنه الأستاذ السوفييتي الأكاديمي إشلينسكي ، بالنسبة للأجسام اللدنة (العجائنية) .

وقد أثبتت الأبحاث المناظرة ، بأنه يجب اعتبار قيمة الاحتكاك φ_{sph}

المحددة بطريقة الدمغة الكروية « الصيغة (2.34) » ، بمثابة صفة أو خاصية مركبة ، تسمح ليس بتحديد الالتصاق وحده فقط ، بل وتحديد الاحتكاك الداخلي أيضاً إلى درجة معلومة ، بالنسبة للتربة اللدنة ، الأمر الذي يمكن استخدامه على سبيل المثال ، لحساب الحمل الأقصى المؤثر على التربة الطينية ، بواسطة صيغ الأجسام المثالية التماسك (بدون أن يؤخذ في الاعتبار الاحتكاك ، الذي تحسب قيمته تلقائياً بقيمة φ_{sph}) .

إن تحديد الالتصاق بطريقة الدمغة الكروية ، تسمح بالنسبة للتربة المتماسكة ، كما اقترح ذلك لأول مرة مؤلف هذا الكتاب ، أن نكتفي عند تحديد بارامترات القص ، باختبارات عينة جوفية أو قلبية واحدة من التربة ، وهو أمر مهم جداً . وفي هذه الحالة ، تختبر العينة الجوفية أولا ، اختبار الحافات أو الأطراف في عدة نقاط بواسطة الدمغة الكروية لتحديد قوى الالتصاق (مع إجراء حسابات هبوطات الدمغة بعد ١٠ ثوان من بداية التحميل) ثم تعرض العينة للقص المستقيم أو المباشر أو للتهصر الثلاثي المحاور لتحديد مقاومة القص الكلية ، عند قيمة معينة من قيم الضغط الخارجي .

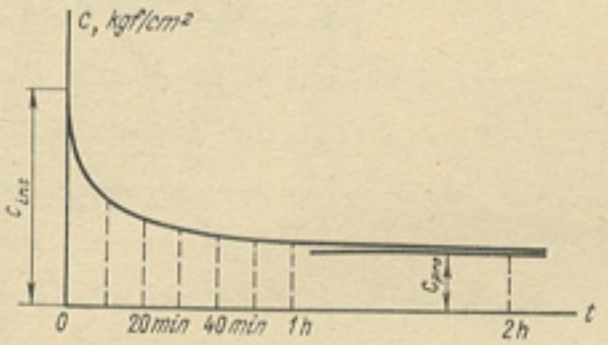
إن نتائج اختبار عينة جوفية واحدة ، تمكننا تماماً من تخطيط الرسم البياني لاجهادات القص القصوى أو النهائية (شكل ٣٣) . وتجدر الإشارة



شكل ٣٣ – الرسم البياني لاجهادات القص القصوى أو النهائية ، المخطط استناداً إلى نتائج اختبار عينة جوفية أو قلبية من التربة المتماسكة

هنا ، إلى أن هبوطات الدمغة الكروية على التربة اللدنة (اللدائنية) اللزجة ، لا تظهر لتوها أي لحظياً ، بل تنشأ تدريجياً ، حتى تصل إلى حد نهائي معين التشوهات (أو الانفعالات المستقرة) .

واستناداً إلى نتائج القياسات لفترات زمنية مختلفة ابتداء من بداية التحميل، يتم تحديد قوى الالتصاق ، التي ستتغير بمرور الزمن ، في التربة اللدنة اللزجة، من القيمة الكبرى أو القصوى c_{ins} (اللحظية) إلى القيمة المستقرة أو الثابتة c_{pro} (المستمرة) كما مبين في الشكل ٣٤ ، التي يجب أن تستخدم في حسابات المقاومة (السعة الحملية) للتربة .



شكل ٣٤ – منحنى تغير قوى التصاق التربة الطينية اللزجة بمرور الزمن

ونشير إلى أن تحديد الالتصاق المستمر أو المتواصل c_{pro} ، بطريقة الدمغة الكروية ، يستغرق وقتاً لا يزيد على ساعة واحدة أو عدة ساعات ، بينما يستغرق تحديد مقاومة القص المستمرة أو المداومة بطريقة القص المستقيم أو الانضغاط الثلاثي المحاور ، عدة شهور .

البند ٤ ـ التشوه التركيبي الطوري للتربة

إن التربة كما أشرنا سابقاً ، هي عبارة عن تكاوين معدنية مشتتة معقدة جداً ، تتألف من دقائق مختلفة متماسكة مع بعضها البعض ، لها خواص ميكانيكية متنوعة .

إن استخدام نظرية الاجهادات العامة ، الموضوعة للأجسام المرنة المصمتة ، بالنسبة للتربة ، يتطلب بحثاً خاصاً . وان الحمل الخارجي ينتقل في كل الأجسام المشتتة ، من دقيقة صلبة إلى دقيقة صلبة ثانية ، فقط عن طريق نقاط تلامس الدقائق المذكورة ، التي تكون في أكثر الحالات مرتبة بصورة غير نظامية أو موزعة على شبكة تركيبية أو بنيوية معينة .

ويظهر هنا سؤال هو : هل يمكن اعتبار القوى الداخلية في التربة ، موزعة باستمرار على المساحات الصغيرة ، التي تحدد الاجهادات الناشئة فيها ؟ إن الأستاذ السوفييتي غيرسيفانوف أثبت في عام ١٩٣١ ، بأن عدم الدقة في تحديد الاجهادات الناشئة في التربة (مثلا في الطين) طبقاً للنظرية العامة للأجسام المصمتة (المتواصلة) ، سوف لاتكون أكبر مما هي عليه في حالة تحديد الاجهادات في الفولاذ مثلاً ، الذي يتألف أيضاً من حبيبات البلورات ، ولو أنها صغيرة الحجوم للغاية ، ولكن تحديد الاجهادات في التربة ، يعتبر مسألة أصعب بكثير مما هي عليه في الأجسام المصمتة(المتواصلة).

إن الخاصية الأكثر أهمية لحالة الاجهاد والانفعال في التربة ، هي أنه عند تعرض التربة لتأثير حمل خارجي ، نجد بأن أطوار (مركبات) التربة المستقلة ، تقاوم أفعال القوى مقاومة مختلفة ، وتكون انفعالاتها (تشوهاتها) مختلفة أيضاً .

وعند البحث العام ، يجب أن ندرس حالة الاجهاد والانفعال لكل من التربة بصورة عامة (باعتبارها بمثابة جسم شبه متواصل أو شبه مصمت – وشبه أحادي الطور) ولاطوارها أو مركباتها المستقلة ، بتفاعلها المتبادل مع بعضها البعض .

وتشير أحدث الأبحاث ، إلى أن النظريات المستخدمة سابقاً ، المتعلقة بعدم انضغاطية هذا المركب أو ذاك من مركبات التربة (مثل الماء المسامي) ، وبانتقال الضغط اللحظي (لحظياً) إلى هيكل التربة ، لم تثبت فائدتها بالتجربة العملية . وبالإضافة إلى ذلك ، يجب أن نأخذ في الاعتبار ، بأن التشوهات أو الانفعالات الناشئة ليس في التربة فقط بصورة عامة ، بل وفي أطوارها أو مركباتها المستقلة أيضاً (مثل الدقائق الصلبة) ، تعتمد على مدة أو فترة تأثير الحمل ، نظراً لظهور الزحف .

العلاقة العامة بين الانفعالات (التشوهات) والاجهادات. سوف نبحث الآن الحالة العامة للعلاقة بين التشوه أو الانفعال النسبي ، وقيمة الاجهاد المتعامد ، للتربة عامة . وسيكون هذا البحث صحيحاً تماماً للحالتين الابتدائية والنهائية التربة ، عند عدم وجود إعادة توزيع الأطوار في وحدة حجم التربة

(مثلاً عندما ينتهي انبثاق الماء من مسام التربة ، عند تدميجها أو توطيدها). وعند بحث الحالات البينية أو المتوسطة ، يجب أن تأخذ في الاعتبار عملية التماسك ، زحف هيكل التربة وغير ذلك .

وعند تحليل علاقة التشوهات أو الانفعالات مع الاجهادات ، يجب تمييز نوعين من التربة على الأقل ، هما التربة السائبة والتربة المتماسكة .

وبالنسبة للتربة السائبة ، فإنه عند التحميل الأحادي ، تظهر دائماً زحزحات واستدارات غير قابلة للتحول أو للانعكاس في حبيبات التربة بالنسبة لبعضها البعض ، الأمر الذي يقرر الوجود المستمر أو الدائم للتشوهات أو الانفعالات المتخلفة (الباقية) .

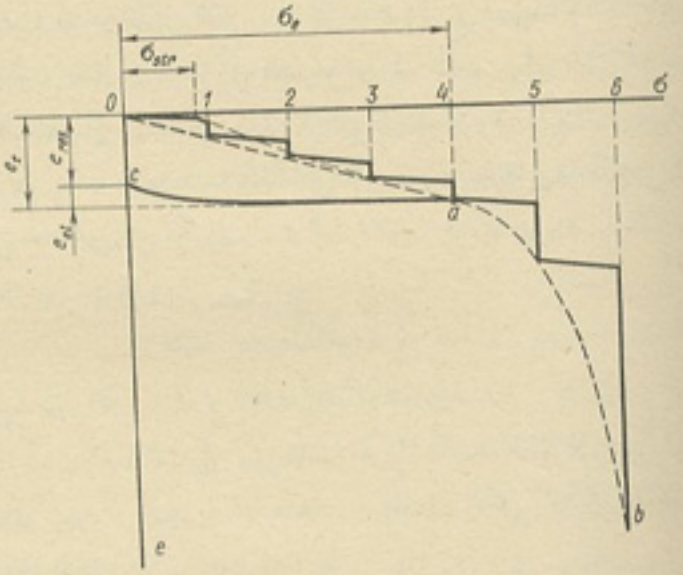
وبالنسبة للتربة المتماسكة ، نجد بأن الأربطة التركيبية أو البنيوية ــ الجاسئة واللزجة ــ تؤثر تأثيراً جوهرياً على طبيعة التشوه أو الانفعال . وعند وجود الأربطة الجاسئة ، إذا كانت قيمة الحمل لا تؤدي عند تأثيرها إلى الإخلال بالأربطة ، عندئذ سوف تتشوه التربة مثل تشوه الجسم شبه الصلب .

وعند وجود الأربطة اللزجة (الغروانية المائية) في التربة ، تبدأ بعض الأربطة بالانهيار (أو بالسيولة اللزجة) عند قوى غير كبيرة تماماً ، كما تتبعها في ذلك أربطة أخرى عند قوى أكبر قليلاً من السابق وهكذا ، الأمر الذي يقرر في هذه الأنواع من التربة أيضاً ، عندما يزال الحمل أو الضغط ، الوجود الدائم أو المستمر ليس للتشوهات أو الانفعالات المتحولة (المنعكسة) فحسب ، بل وكذلك وجود التشوهات أو الانفعالات المتخلفة أيضاً . وتجدر الإشارة هنا ، إلى أن التشوهات أو الانفعال المتخلفة تزيد عدة مرات من حيث قيمتها على التشوهات أو الاجهادات المتحولة .

إن التربة الطبيعية المتماسكة ، تحتوي أيضاً في أغلب الحالات ، على أربطة جاسئة وأربطة لزجة خالصة ، ذات مقاومة متفاوتة ، ولذلك تصبح عملية تشوهها (تغير شكلها) معقدة للغاية . وإن شروط ظهور أو نشوء هذا النوع من التشوهات أو الانفعالات في التربة (التشوهات أو الانفعالات المرنة ، انفعالات التدميج المتخلفة ، انفعالات الانسياب اللزج ، انفعالات الزحف وغير ذلك) وكذلك طرق تحديدها ، ستبحث بالتفصيل في الفصلين

الخامس والسادس من هذا الكتاب . وسوف نتوقف هنا فقط ، على بحث العلاقة العامة بين التشوهات أو الانفعالات النسبية ε والاجهاد المتعامد σ ، وذلك لأن هذه العلاقة تعتبر أساساً لنظرية توزيع الاجهادات في التربة وتحديد تشوهاتها أو انفعالاتها ، تحت تأثير القوى الخارجية (الأحمال الخارجية) .

وفي الحالة العامة جداً ، تبين الأبحاث والتجارب المتعددة ، بأن العلاقة بين تشوهات أو انفعالات التربة واجهاداتها ، تكون علاقة غير خطية (شكل ٣٥ ، المنحني المنقط Oab) .



شكل ٣٥ — العلاقة بين الانفعالات أو التشوهات ε وبين الاجهادات المتعامدة σ للتربة ، في حالة الزيادة التدريجية أو المتدرجة للحمل

ويمكن اعتبار هذه العلاقة بصورة عامة ، متمثلة في الدالة التالية :

$$\varepsilon = \alpha_c \sigma_{str} + \alpha_t (\sigma_t - \sigma_{str})^m \qquad (2.35)$$

حيث α_c و α_t — معاملان تحدد قيمتهما بالتجربة ؛

σ_{str} — اجهاد لاتزيد قيمته على قيمة المقاومة الابتدائية أو الأصلية للأربطة البنيوية ($\sigma_{str} \leqslant p_{str}$) ؛

$\sigma = (\sigma_t - \sigma_{str})$ — الاجهاد المتعامد العامل ، المتحكم بتشوه أو انفعال التربة عند الانهيار أو الخلل الجزئي أو الكلي للأربطة البنيوية ؛

m — بارامتر الشكل اللاخطي للعلاقة ، ويحدد أيضاً بالتجربة .

ويمكن أن تؤخذ قيمة المعامل α_0 ، مساوية لمعكوس معامل المرونة العادية للتربة E ، أي :

$$\alpha_0 = 1/E$$

أما فيما يتعلق بالمعامل α_t ، فإن طبيعته أكثر تعقيداً بكثير . وإذا كنا نبحث الاجهادات المستقرة فقط ، عندئذ ستعتمد قيمة هذا المعامل على قيمة معامل التشوه أو الانفعال الكلي E_t للتربة « راجع الصيغة (2.37) » ،الذي يمكن بصورة عامة أن يدخل في الصيغة أو المعادلة ، مرفوعاً إلى أس معين r ، يقل عن الواحد أو يساويه ، وتعتمد القيمة المذكورة كذلك ، على المعامل β الذي يقيم أو يحدد قابلية التمدد الجانبي للتربة (وتحديد قيمة المعامل β ، مبين في الفصل الخامس من الكتاب) ، أي يمكننا اتخاذ ما يلي :

$$\alpha_t = \frac{\beta}{E_{t(z)}^r}$$

حيث قيمة البارامتر $r \leqslant 1$ تحدد أيضاً بالتجربة .

وإذا بحثنا انفعالات أو تشوهات التربة ، عند ضغوط تزيد قيمتها على المقاومة التركيبية أو البنيوية للانضغاط ، عندئذ يمكن كتابة العلاقة (2.35) على الشكل التالي :

$$\varepsilon = \alpha_{e.t}\, \sigma^m \qquad (2.35')$$

حيث $\alpha_{e.t}$ — معامل معين عام للتناسب ، يساوي في أبسط الحالات مايلي :

$$\alpha_{e.t} = \beta/E_t \, .$$

إن العلاقة العامة (2.35′) تكون صعبة الاستخدام جداً في التطبيقات العملية ، حتى في شكلها البسيط المبين أعلاه .

مبدأ التشوه (الانفعال) الخطي . عند تغيرات الضغط غير الكبيرة جداً (حوالي ١ إلى ٣ كجم ق/سم٢ ، وللتربة الكثيفة أو المدمجة والتربة الصلبة من ٥ إلى ٧ كجم ق/سم٢) يمكن بدقة كافية للأغراض التطبيقية ، اعتبار العلاقة بين التشوهات أو الانفعالات ε والاجهادات σ ، علاقة خطية

(لاحظ القسم المستقيم Oa من المنحني المبين في الشكل ٣٥) ، الأمر الذي يبسط الحسابات كثيراً ولا يجعلها تحتوي على أغلاط غير مسموح بها . وإذا فرضنا بأن قيمة البارامتر m في الصيغة (2.35′) تساوي $m = 1$ (وهذا أمر مسموح به تماماً عندما تكون قيمة الاجهادات أقل من حد التناسب العملي) ، سوف نحصل على العلاقة التالية بين الانفعالات الكلية (أو التشوهات الكلية) والاجهادات σ_e ، عند ثبات معامل التشوه الكلي :

$$\varepsilon = \alpha_{e.t}\, \sigma \qquad (2.36)$$

أي عند التغيرات الصغيرة في الاجهادات ، يمكن تطبيق نظرية الأجسام الخطية التشوه (الانفعال) على التربة مع وجود كافة المبررات لذلك .

وقد أثبت الأستاذ غيرسيفانوف (عام ١٩٣١) ، بأنه إذا كانت العلاقة بين الانفعالات الكلية والاجهادات ، علاقة خطية ، عندئذ لتحديدالاجهادات في التربة ، تكون حلول نظرية المرونة ، قابلة للتطبيق هنا تماماً ؛ أما لتحديد التشوهات أو الانفعالات الكلية للتربة ، يجب توفر شروط إضافية ضرورية (مثل علاقة تغير معامل المسامية مع الضغط وغير ذلك) .

إن الشرح المذكور هنا ، يساعدنا على أن نصيغ للتربة ، ما يسمى بمبدأ أو قانون التشوه (الانفعال) الخطي ، وذلك كما يلي :

عند الضغوط الصغيرة أو غير الكبيرة ، يمكن اعتبار التربة بمثابة جسم خطيّ التشوه (الانفعال) ، أي يمكن بدقة كافية للأغراض العملية ، اعتبار العلاقة بين التشوهات أو الانفعالات الكلية والاجهادات للتربة ، بمثابة علاقة خطية .

وهذا المبدأ يشتق أيضاً من حالة الانضغاط المبحوثة لطبقة التربة عند تأثير الحمل المستمر أو الموزع (انضغاط التربة) في تراوح معين للضغوط ، يصح عنده قانون دموج أو تدميج التربة . وبالفعل نحصل من الصيغة (2.5′) على :

$$a_v = \frac{s_1}{hp_1}$$

وبما أن التشوه أو الانفعال النسبي يساوي

$$\epsilon = \frac{s}{h}$$

إذن سنحصل على

$$\epsilon = a_\epsilon \, p_1 \qquad (2.36')$$

وبمقارنة الصيغة (2.36) مع الصيغة (2.36′) وبالأخذ في الاعتبار أنه عند الحالة المبحوثة هنا لدينا

$$\sigma = p \qquad \text{و} \qquad \alpha_{c,t} = \frac{\beta}{E_t}$$

إذن نحصل على

$$a_\epsilon = \frac{\beta}{E_t} \qquad (2.37)$$

أو على ما يلي :

$$E_t = \frac{\beta}{a_\epsilon} \qquad (2.37')$$

حيث E_t — معامل التشوه أو الانفعال الكلي للتربة ، المحدد من الصيغة (2.27) ، باستخدام نتائج اختبارات الانضغاط الثلاثي المحاور لعينات التربة ، أو معطيات التجارب الموقعية لحمل الاختبار.

إن المعامل β كما أشرنا سابقاً ، يعتمد على معامل التشوه أو الانفعال الجانبي النسبي (المماثل لنسبة بواسون للأجسام المرنة) ويساوي تقريباً مايلي: للرمال $\beta = 0.8$ ؛ للطفال الرملي $\beta = 0.7$ ؛ للطين الرملي $\beta = 0.5$ وللطين $\beta = 0.4$ (راجع الفصل الخامس) .

وتجدر الإشارة هنا ، إلى أن مبدأ التشوه أو الانفعال الخطي للتربة (الذي يصح أيضاً بالنسبة للتربة المتوسطة التدميج أو الكثافة ، عند ضغوط تتراوح تقريباً من ١ إلى ٣ كجم ق/سم٢ وأكثر قليلاً) يعتبر من المبادىء أو القوانين الأساسية في علم ميكانيكا التربة الحديث ، وذلك لأن كافة الحسابات الهندسيةلاجهادات وتشوهات أو انفعالات القواعد الأرضيةالطبيعية تعتمد عليها . أما بالنسبة للتربة الرخوة أو الضعيفة (عندما تقل سعتها

الحملية عن ١ كجم ق/سم٢) يجب الانطلاق من العلاقة الخطية بين التشوهات أو الانفعالات والاجهادات .

قابلية تشوه الأطوار التركيبية المستقلة للتربة . إن حالة تشوه أو انفعال وإجهاد هيكل التربة ، وكذلك حالة انفعال واجهاد التربة الوحيدة المركب وشبه الأحادية الطور (أي التربة التي عند تشوهها . لاتتغير عملياً نسبة الأطوار التركيبية — المركبات — في وحدة الحجم) ستوصف أو تتميز بدقة بالمعادلتين (2.35) و (2.36) فقط عندما تكون القيم التالية كالآتي : $t = 0$ و $t = \infty$ ، أي تكون عملية إعادة توزيع أطوار التربة أو مركباتها في وحدة الحجم ، لم تبدأ بعد ، أو تكون قد انتهت ، أما بالنسبة للفترات الزمنية المتوسطة لحالة الاجهاد والانفعال للتربة ، فإنها ستكون بصورة عامة معتمدة على الزمن t .

وقد أثبتت أحدث الأبحاث ، بأن تغيرات حالة الاجهاد والانفعال (التشوه) لهيكل التربة بمرور الزمن (وكذلك للتربة الوحيدة المركب والوحيدة الطور عامة) تعتبر نتيجة ناجمة عن الخواص الانسيابية لهيكل التربة — زحف الهيكل عند تأثير الحمل .

وقد أثبتت تجارب وأبحاث الاستاذ ميسجيان وغيره ، صحة مبدأ فلورين ، الذي ينص على أن تشوه أو انفعال هيكل التربة المشتتة (عند عملية التماسك المنجزة) يمكن التعبير عنه تماماً بالنظرية الخطية (بالنسبة للاجهادات) المسماة بنظرية بولتزمان — ولتر الزحف المتأصل .

وطبقاً لهذه النظرية في الحالة العامة جداً ، يتم تحديد التشوه أو الانفعال النسبي لهيكل التربة $\epsilon(t)$ (أو التربة شبه الأحادية المركب ككل) بواسطة الصيغ التالية :

في حالة التحميل الأحادي لفترة قدرها Δt_0 باجهاد يساوي $\sigma(t_0)$

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{ins}} + \bar{K}(t - t_0)\,\sigma(t_0)\,\Delta t_0 \qquad (2.38)$$

في حالة التحميل المستمر أو المتواصل

$$\epsilon(t) = \frac{1}{E_{ins}}\left[\sigma(t) + \int_0^t K(t-t_0)\,\sigma(t_0)\,dt_0\right] \qquad (2.38')$$

حيث $\overline{K}(t-t_0)$ — تمثل ما يسمى بقلب الزحف الذي يصف أو يبين سرعة الزحف عند الاجهاد الدائم أو الثابت ، الناجم عن وحدة الضغط العامل ، وهنا تكون لدينا المعادلة التالية : $\overline{K}(t-t_0) = K(t-t_0)/E_{ins}$

وتدل المعادلتان (2.38) و (2.38′) على أن التشوه أو الانفعال الكلي النسبي لهيكل التربة ، لا يعتمد فقط على حالة الاجهاد خلال الفترة الزمنية المارة منذ بدء التحميل ، بل يعتمد كذلك على مرحلة التحميل السابقة(t_0) ولهذا السبب سميت هذه النظرية بنظرية الزحف المتأصل (أي الموجود منذ السابق) .

وتجدر الإشارة أيضاً ، إلى أن المعادلتين (2.38) و (2.38′)صحيحتان بالنسبة لأية حالة كانت من حالات قلب الزحف .

إن أبسط أنواع قلب الزحف ، المثبت جيداً بالتجارب المباشرة،للتربة الطينية المشتتة ، هو الذي يكون على الشكل التالي :

$$\overline{K}(t-t_0) = \delta e^{-\delta_1 (t-t_0)} \qquad (2.39)$$

حيث δ و δ_1 — تمثل بارامترات الزحف ، المحددة بالتجربة .

إن تشوه أو انفعال الماء المسامي في حالة عدم وجود الفقاعات الغازية تماماً ، يكون غير كبير ، وفي هذه الحالة ، يمكن اعتبار الماء بمثابة جسم مرن نموذجي أو مثالي المرونة . والماء الخالي من الغازات تماماً أو العديم الغازات يتميز بمعامل مرونة كبير ، يساوي حوالي ٢٠٠٠٠ كجم ق/سم٢ .

ويختلف عن ذلك تماماً الماء المسامي ، الذي يحتوي على فقاعات هوائية مقفلة وعلى غازات مذابة (أما في الطبيعة فنجد بأن كل ماء مسامي تقريباً ، يحتوي على كمية معينة من الغازات) ؛ ولهذا الماء قابلية تشوه أو انفعال كبيرة ، يجب أن تؤخذ في الاعتبار في عدد من الحسابات أو التصاميم الهندسية.

إن حساب الانضغاطية الحجمية للماء المسامي الحاوي للغازات ، تؤثر تأثيراً جوهرياً على مقدار أو قيمة تشوهات أو انفعالات التربة المشبعة بالماء وتطورها بمرور الزمن (تشوهات أو انفعالات الترشيح والزحف) وسوف نبحث هذا الأمر في الفصلين الخامس والسادس .

ويمكن القول بأن قيمة معامل الانضغاطية الحجمية السائل المسامي الحاوي للغازات a_w ، عند وجود كمية غير كبيرة من الغازات فيه (أقل من ٢٪ من حجم المسام) ، تحدد بواسطة الصيغة البسيطة التالية :

$$a_w \approx (1 - I_w)\frac{1}{p_a} \qquad (2.40)$$

حيث I_w — معامل تشبع التربة بالماء (لاحظ الصيغة (1,6′));

p_a — قيمة الضغط الجوي (كجم ق/سم٢) .

أما فيما يتعلق بتشوه الفقاعات الهوائية المقفلة بالذات (الطور أو المركب الثالث) فإنه لا يؤخذ عادة بصورة منفردة في الحسابات،وذلك لأن الفقاعات الهوائية المقفلة ، محاطة بالسائل ، وتتحرك وتتشوه أو تنفعل بمعية السائل ، أما الهواء الحر أو الطليق ، فإنه لا يتقبل أي ضغط كان . ولكن كما ذكرنا أعلاه ، عند بحث تشوه أو انفعال مخلوط الهواء ، يجب أخذ الماء في الاعتبار تماماً .

وهكذا في الحالة العامة جداً ، عند بحث حالة الاجهاد والانفعال للتربة ، يجب أن يؤخذ في الاعتبار تشوه أو انفعال كافة أطوار (أو مركبات) التربة في تفاعلها المتبادل مع بعضها البعض ، وخاصة إذا بحث تغير حالة الاجهاد والانفعال التربة بمرور الزمن . وتصبح المسألة أبسط ، فقط بالنسبة للوهلة أو اللحظة الزمنية الابتدائية أو الأولية وللحالة المستقرة أو الثابتة ، التي بالنسبة لها ، كما أشرنا سابقاً ، يمكن تماماً أو كلياً تطبيق أو استخدام أبسط صيغة لمبدأ التشوه الخطي « الصيغة (2.36′) » .

أما عند بحث حالة اجهاد وانفعال التربة بمرور الزمن ، يجب أن نبحث بالنسبة للتربة المشبعة بالماء ، تغير الاجهادات الفعالة أثناء عملية التماسك المسامي ، وبالنسبة التربة الطينية اللزجة يجب أن نبحث تأثير زحف هيكل التربة على حالة الاجهاد والانفعال ، مع تبادل الفعل مع عملية الترشيح التدميجية . والتربة غير المشبعة بالماء ، عندما $I_w \leqslant 0.85$ ، وللتربة شبه الأحادية الطور ، سيعتمد تغير حالة الاجهاد والانفعال بالزمن ، اعتماداً تاماً على زحف هيكل التربة .

البند ٥ – ميزات الخواص الطبيعية الميكانيكية للتربة الهابطة غير الثابتة التركيب :

من ضمن الأنواع الكثيرة للتربة ، التي تصادف المهندسين أثناء عملهم ، نجد بأن التربة الهابطة غير الثابتة التركيب ، تسبب بعض المتاعب الخاصة في هذا المجال ، وفي هذا النوع من التربة ، في الظروف العادية وبوجود بعض المؤثرات الطبيعية الإضافية ، يختل تركيبها أو تختل بنيتها بحدة ، الأمر الذي يؤدي إلى رداءة خواصها الطبيعية الميكانيكية إلى درجة كبيرة وزيادة هبوطها وقلة سعتها الحملية وغير ذلك .

إن الهبوطات الكبيرة عند اختلال تركيب أو بنية هذا النوع من التربة ، تعتمد أيضاً على كونها تحدث غالباً بصورة غير كاملة التدميج ، في الظروف الطبيعية .

ومن أنواع التربة هذه ، يمكن بالدرجة الأولى اعتبار تربة اللوس والتربة المتجمدة .

التربة غير الكاملة التدميج . إن ظروف تكوين بعض الأنواع المعينة من التربة ، قد تكون خاصة الملامح ، بحيث لاتؤدي إلى التوطيد أو التدميج الكامل للتربة بتأثير وزنها الذاتي ووزن طبقات التربة الواقعة فوقها ، وذلك نتيجة لنشوء أربطة تركيبية أو بنيوية جديدة ، في حالة عدم انتهاء عملية التماسك ، مثلاً نشوء أو تكوين أغشية غروانية صلبة وسمنتة الدقائق المعدنية بواسطة الأملاح المتساقطة ، في تربة اللوس ، وسمنتة الدقائق المعدنية بواسطة الجليد ، في التربة المتجمدة والتربة الدائمة التجمد وغير ذلك .

إن التربة التي تكونت أو نشأت فيها ، قبل اكتمال عملية التماسك ، أربطة تركيبية أو بنيوية ، تعرقل تدميجها أو توطيدها اللاحق في الظروف المعينة ، تعتبر من النوع غير الكامل التدميج . ويمكن لهذه التربة ، عند وجود بعض المؤثرات الإضافية المناسبة ، أن تصبح غير ثابتة التركيب ، وعند انهيار الأربطة التركيبية الناشئة سابقاً ، تتدمج أو تتوطد هذه التربة ، الأمر الذي يؤدي إلى حدوث هبوطات كبيرة فيها .

إن الهبوطات الموضعية السريعة الحدوث ، للتربة غير الثابتة التركيب وغير الكاملة التدميج ، المعتمدة على التغير الحاد لتركيبها أو بنيتها ، والمصحوبة عادة بانضغاط أو تهصر الكتل اللدنة المائعة المتكونة ، في الاتجاهات المتبعدة عن التأثير الموضعي ، تسمى بالهبوطات الفجائية ، أما التربة التي تتمتع بهذه الخواص ، فهي تنتمي إلى صنف التربة الهابطة غير الثابتة التركيب . ومن هذه التربة تربة اللوس (التي تنتشر ترسباتها على نطاق واسع في المناطق الريفية ذات الصحاري) عند تبليلها مع ضغطها بحمل معين ؛ التربة المتجمدة القاسية الجليد والتربة الدائمة التجمد عند ذوبانها ، وكذلك الغرين المعدني العضوي عند التحميل السريع ، عندما تكون سرعة نشوء أو ظهور الأربطة الغروانية المائية الجديدة ، أقل من سرعة انهيار الأربطة الموجودة سابقاً ؛ وأخيراً الرمال الرخوة الضعيفة عند تعرضها لتأثير الاهتزازات المؤدية إلى حدوث ضغوط ايدرودينامية وانخفاض كبير في الاحتكاك الموجود بين نقاط تلامس الدقائق المعدنية .

إن الدليل الجوهري الملموس للخواص الطبيعية الميكانيكية للتربة الطينية غير الثابتة التركيب أو البنية ، هو مقاومتها التركيبية أو البنيوية وتغيرها تحت تأثير العوامل الخارجية أو المؤثرات الخارجية (التبليل ، الذوبان ، الاهتزازات وغير ذلك) ، التي تحدد الهبوط تحت تأثير الحمل .

وعادة تقدر قابلية هبوط التربة ، بما يسمى بالهبوط النسبي ، الذي يحدد من الصيغة التالية :

$$\varepsilon_s = \frac{h_p - h'_p}{h_p} \qquad (J_1)$$

حيث h_p – ارتفاع عينة التربة ذات البنية السليمة (المختبرة بدون احتمال وجود تمدد جانبي عند ضغط p ، يساوي الضغط الناجم عن تأثير الحمل الخارجي والوزن الذاتي لطبقات التربة الواقعة فوقها) .

h'_p – ارتفاع عينة نفس التربة السابقة ، عند تأثير حمل يساوي p ، وهذه التربة معرضة لتأثير يؤدي إلى الاخلال بمقاومتها

التركيبية أو البنيوية (تبليل تربة اللوس ، ذوبان التربة المتجمدة وغير ذلك) .

وإذا كانت قيمة الهبوط النسبي هي $\varepsilon_s \geqslant 0.02$ ، عندئذ تنسب مثل هذه التربة غير الثابتة البنية أو التركيب ، إلى النوع الذي يسمى بالتربة الهابطة .

ويمكن عندئذ كتابة الصيغة (J_1) بشكل آخر كما يلي :

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta h_p}{h_p} \qquad (J_2)$$

وتشير التجارب المتعلقة بهذا الموضوع (التي أجراها الأساتذة أبيليف دينيسوف ، موستافاييف وتسيتوفيتش وغيرهم) إلى أن قيمة الهبوط النسبي ε_s عند تغير الضغط الخارجي ، لاتبقى ثابتة ، بل تزداد بزيادة الضغط المذكور.

وعند التغيرات الكبيرة في الضغوط الخارجية (إلى حد يتراوح من ٤ إلى ٥ كجم ق/سم٢ وأكثر) عندئذ طبقاً لمعطيات الأستاذ موستافاييف ، ستكون العلاقة بين الهبوط النسبي وقيمة الضغط الخارجي ، علاقة منحنية ، ويمكن تقريبها بالدالة الاسية « مثلاً » باستخدام الصيغة (2.35) أوالصيغة (2.35′) .

ولكن عند الضغوط غير الكبيرة جداً (التي تتراوح عملياً من ٢ إلى ٢,٥ كجم ق/سم٢ لتربة اللوس عند تبليلها ، ومن ٢,٥ إلى ٤ كجم ق/سم٢ للتربة المتجمدة والدائمة التجمد عند ذوبانها) فإنه طبقاً للتجارب والاختبارات المفصلة التي أجراها مؤلف الكتاب (مع التحليل الاستاتي لنتائج التجارب) يتضح بأن منحنيات تغير التشوه أو الانفعال النسبي عند الهبوط (الهبوط النسبي ε_s) يمكن إلى درجة كافية من الدقة ، أن تمثل بدالة كاملة من الدرجة الأولى ، للضغط القياسي ، أي كما يلي :

$$\varepsilon_s = A_\varepsilon + a_\varepsilon p \qquad (2.41)$$

حيث A_ε — بارامتر (مقدار متغير) ابتدائي للعلاقة الخطية المستقيمة ($\varepsilon_s = f(p)$ يسمى بمعامل هبوط تربة اللوس ومعامل ذوبان التربة المتجمدة والدائمة التجمد ؛

a_ε — المعامل الزاوي للمستقيم المميز للانضغاطية النسبية للتربة أثناء عملية الهبوط .

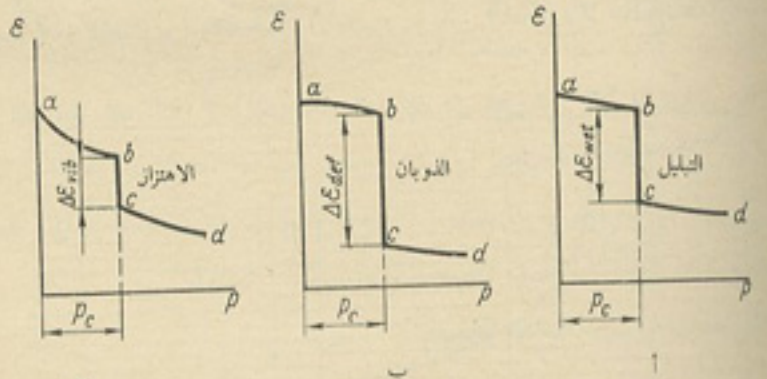
والمعادلة (2.41) كما سنرى في الفصل الخامس ، تعتبر أساساً لحساب هبوطات تربة اللوس والتربة الجمودية الشديدة التجمد (الجليدية القاسية) .

إن قيم المعاملين A_ε و a_ε يمكن أن تحدد من نتائج اختبارات عينتين جوفيتين متماثلتين تماماً ، بالنسبة للانضغاط عند الهبوط أو (بطريقة خاصة) من نتائج اختبار عينة جوفية واحدة فقط من التربة .

إن لمنحنيات انضغاط التربة الهابطة غير الثابتة التركيب أو البنية ، شكلاً خاصاً للغاية (شكل ٣٦) يختلف عن منحنيات الانضغاط العادية ، بأنه أثناء عملية الهبوط الناشئة عن تأثيرات معينة ، يتغير معامل مسامية التربة تغيراً فجائياً مقطعاً وتتعرض سلاسة منحني الانضغاط إلى التقطع أو الانكسار .

وطبقاً للتجارب والاختبارات التي أجريت بهذا الخصوص (لاحظ الشكل ٣٦) ، يجب أن نميز على منحنيات الانضغاط ، ثلاث مناطق لتشوه أو انفعال التربة الهابطة وهي : المنطقة ab المناظرة لانضغاط التربة في حالتها السليمة ؛ المنطقة bc المميزة لهبوط التربة ، والمنطقة cd المميزة لتدميج أو توطيد التربة الهابطة ذات الأربطة التركيبية أو البنيوية التالفة . وهنا سيحدث التشوه أو الانفعال الأقصى للتربة ، في المنطقة الثانية — منطقة الهبوط .

وبواسطة منحنيات انضغاط التربة الهابطة ، يمكن مباشرة تحديد مقدار تغير معامل مسامية التربة عند الهبوط ، أي تحديد قيمة $\Delta\varepsilon$.



شكل ٣٦ — منحنيات انضغاط التربة غير الثابتة البنية أو التركيب :
أ — تربة اللوس عند تبليلها ، ب — التربة المتجمدة عند ذوبانها ، جـ — الرمل الرخو أو الهش عند الاهتزاز

ولما كان التشوه أو الانفعال النسبي هو $\varepsilon = s/h$ ؛ حيث s تمثل الهبوط و h تمثل الارتفاع الابتدائي لعينة التربة ، عندئذ ينتج من المعادلة (2.1) أن

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_1}{1 + \varepsilon_0} = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon_0}$$

أو باستخدام رمز الهبوط ε_s نحصل على

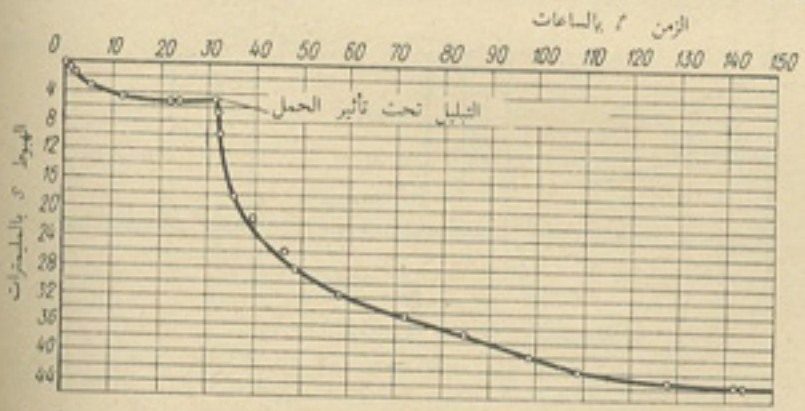
$$\varepsilon_s = \frac{\Delta \varepsilon_s}{1 + \varepsilon_0} \qquad (J_3)$$

حيث ε_0 — معامل المسامية الابتدائي للتربة (قبل الهبوط) ؛

$\Delta \varepsilon_s$ — تغير معامل مسامية التربة أثناء عملية الهبوط .

وعند اختبار عينات التربة بالنسبة للهبوط عند تأثير الضغطين p_1 و p_2 وباستخدام الصيغة (2.41) ، نحصل على معادلتين تحتويان على مجهولين ، ومنهما تحدد قيم البارامترين A_ε و a_ε .

ويمكن تحديد أو تقييم هبوط تربة اللوس والتربة الدائمة التجمد(الجمودية) في حالة التجارب والاختبارات المناسبة الخاصة بالانضغاط (وجود تغير فجائي في معامل المسامية عند الاختبار أولا في الحالة الطبيعية بدون تلف الأربطة التركيبية أو البنيوية ، وبعد ذلك عند الاختبار في حالة المؤثر الخارجي الخاص بذلك النوع من التربة ، الذي يؤدي إلى تلف الأربطة التركيبية أو البنيوية) ، وكذلك بواسطة حمل الاختبار . ويبين الشكل ٣٧ نتائج اختبارات تربة



شكل ٣٧ — هبوط تربة اللوس المتفورة أو الهاوية في حالة تأثير حمل الاختبار مع التبليل

اللوس بواسطة حمل الاختبار عند تأثير ضغط خارجي يساوي $p = 1.5\ \text{kgf/cm}^2$ مع تبليل التربة الواقعة تحت الحمل ، وتبين هذه النتائج الزيادة الحادة للهبوطات عند تبليل التربة . وتجدر الإشارة إلى أنه عند الاختبار بواسطة حمل الاختبار مع تبليل التربة الطينية غير الهابطة ، لاتحدث هناك زيادة حادة في الهبوطات بالرغم من احتمال حدوث زيادة سلسة فيها عند التبليل .

إن الخواص الطبيعية الميكانيكية لتربة اللوس ، كما ذكرنا سابقاً ، تتغير تغيراً حاداً عند التبليل أثناء عملية الهبوط : حيث تقل مقاومتها للقص عدة مرات (تقل زاوية الاحتكاك الداخلي بمقدار يتراوح بين ١,٥ و ٢ مرة ، ويقل الالتصاق بمقدار ١٠ مرات) ، الأمر الذي يؤدي إلى حدوث انخفاض أو قلة السعة الحملية لتربة اللوس المبللة ، وإلى تهصر أو انضغاط كتل التربة التالفة التركيب أو البنية ، تحت الحمل الخارجي .

ومن الاجراءات السلبية (غير المثمرة) لمكافحة هبوط الانشاءات المقامة على تربة اللوس ، هي بناء قواعد أساساتها تحت الطبقات الهابطة من التربة (إذا أمكن ذلك من الناحية الفنية) ، الأمر الذي يؤدي إلى ضرورة استخدام الأساسات المقامة على الخوازيق وعلى الركائز أو الأعمدة العميقة الارساء في التربة (حيث يبلغ عمقها ما يتراوح بين ٦ إلى ٢٠ م) .

وتتلخص الاجراءات الفعالة لمكافحة هبوط تربة اللوس ، في تقويتها أو تثبيتها كيميائياً ، بطريقة السلكتة أو تحميص وتكليس كتل التربة الحاملة للانشاءات ، بواسطة وحدات أو أجهزة خاصة ، وكذلك باستخدام خوازيق من التربة المدكوكة ، مجهزة من نفس تربة اللوس ، المبللة مسبقاً بطرق فنية خاصة . إن جميع هذه الطرق مشروحة في مناهج القواعد والأساسات .

وعند اختبار التربة المتجمدة والدائمة التجمد ، يكون من المهم للغاية أن نأخذ في الاعتبار خواصها الطبيعية الميكانيكية المتميزة .

التربة المتجمدة والدائمة التجمد (الجمودية) * . يمكن أن تشمل التربة

* سوف نتطرق هنا إلى الخواص الرئيسية للتربة المتجمدة والتربة الدائمة التجمد فقط ، وهي بطبيعة الحال لاتشمل الكثير من مسائل ميكانيكا التربة المتجمدة ، المشروحة بالتفصيل في كتب أخرى لمختلف المهندسين السوفييت .

الهابطة غير الثابتة التركيب ، طائفة كبيرة أيضاً من التربة الشديدة التجمد أو الجليدية القاسية والتربة الدائمة التجمد (الجمودية) ، التي تتحول عند ذوبانها إلى كتل مائعة أو كتل لدنة مائعة (ضعيفة اللدونة) .

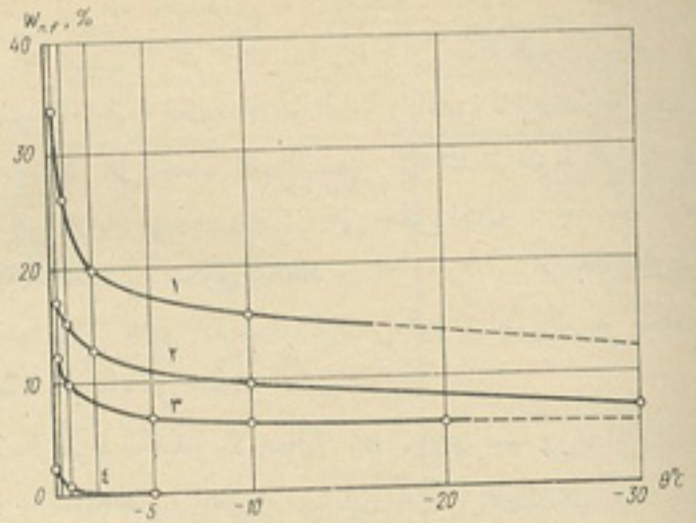
إن التربة المتجمدة والتربة الدائمة التجمد أو الجمودية (وتسمية التربة الأخيرة تطلق على أنواع التربة الواقعة في حالة تجمد تام لسنوات عديدة أو عصور كاملة) تنتشر على رقعة كبيرة من أرض الاتحاد السوفييتي (حيث تشغل التربة الجمودية مساحة تساوي ٤٩٪ من المساحة الكلية) وتعتبر بمثابة نظام نموذجي من أنظمة الدقائق الرباعية المركبات ، وذلك لأنه يضاف إلى الأنظمة العادية للدقائق الثلاثية المركبات (الصلبة ، السائلة ، الغازية) مركب مثالي اللدونة هو الجليد ، المتكون من الماء المسامي عند درجة حرارة الانجماد.

ولكن الماء المسامي في التربة ، لا يتجمد كله عند درجة الصفر المئوي ، ولكنه يتجمد تبعاً لأنواعه أو أصنافه المختلفة كما يلي : الماء الطليق (في الصخور الضخمة) يتجمد عند درجة حرارة قريبة من الصفر المئوي ؛ طبقات الماء المقيد تتجمد عند درجات حرارة تحت الصفر المئوي (سالبة)، تنخفض أكثر فأكثر بقدر زيادة تماسك أو تقييد الماء بالدقائق المعدنية ؛ وتبقى كمية معينة من الماء المقيد في التربة المشتتة ، في حالة غير متجمدة دائماً عند أية درجة سالبة (تحت الصفر) من درجات الحرارة .

ولهذا فإننا سنطلق فيما بعد اسم التربة المتجمدة ، على التربة التي درجة حرارتها سالبة (تحت الصفر) أو تساوي صفراً ، والتي يتجمد ولو جزء من الماء الموجود فيها ، أي يتحول إلى جليد ويربط الدقائق ربطاً قوياً .

إن أنواع التربة المختلفة ، تبعاً لتركيبها (وبصورة رئيسية تبعاً لمقدار المساحة السطحية النوعية للدقائق المعدنية) تحتوي — حتى عند نفس درجة الحرارة السالبة — على كمية مختلفة من الماء غير المتجمد (شكل ٣٨) ، ولكل نوع من أنواع التربة ، منحني خاص به من منحنيات الماء غير المتجمد.

وتشير التجارب المتعلقة بهذا الصدد ، إلى أن كمية الماء غير المتجمد والجليد لا تبقى ثابتة في التربة المتجمدة . بل تتغير بتأثير العوامل أو المؤثرات



شكل ٣٨ — منحنيات كمية الماء غير المتجمد الموجود في التربة المتجمدة ($W_{n.f}$) تبعاً لمقدار درجة حرارتها السالبة (°θ-) :

١ — الطين ، ٢ — الطين الرملي ، ٣ — الطفال الرملي ، ٤ — الرمل

الخارجية (مثل درجة الحرارة السالبة ، الضغط الخارجي وغير ذلك) التي تتواجد معها في حالة توازن دينامي .

إن الحالة المذكورة هنا ، تشكل المبدأ المعروف في ميكانيكا التربة ، وهو مبدأ الحالة المتوازنة للماء والجليد في التربة المتجمدة (للاستاذ تسيتوفيج مؤلف الكتاب) ، الذي يعتبر القاعدة الفيزيائية لدراسة الخواص الطبيعية الميكانيكية للتربة المتجمدة .

ومن العوامل التي تؤثر تأثيراً جوهرياً على الخواص الطبيعية الميكانيكية للتربة المتجمدة ، هو فعل الترابط أو التلاحم للجليد ، الذي يحدد محتواه العام بدرجة تجمد التربة المتجمدة i ، المساوية لنسبة وزن الجليد إلى وزن كل الماء ، الموجود في التربة ، أي كما يلي :

$$i = \frac{W_s - W_{n.f}}{W_s} \qquad (2.42)$$

حيث $W_{n.f}$ — الرطوبة المتكونة على حساب الماء غير المتجمد (بنسبة معينة من الوزن الجاف) ؛

W_s — الرطوبة الاجمالية أو الكلية للتربة المتجمدة .

ونشير هنا إلى أنه بالنسبة للتربة المتجمدة ، يكون من الأكثر تمييزاً وإيضاحاً ، ألا نحسب الرطوبة الوزنية W_s (في حالة الوزن الجاف) بل نحسب ما يسمى بالرطوبة الكلية W_t أو العامة (بالنسبة لوزن التربة كلها) ، الأمر الذي يساعد على تجنب القيم الصعبة الإدراك للرطوبة الوزنية للتربة المتجمدة ، التي تزيد على ١٠٠٪ . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن الرطوبة الوزنية للتربة المتجمدة التي تساوي $W = 200\%$ ، سوف تناظر هنا رطوبة كلية أو عامة نسبتها ٦٦٪ ، أي أن نسبة ٦٦٪ من الوزن الكلي للتربة المتجمدة ، ستكون مؤلفة من الماء من مختلف الأصناف .

وبما أن الرطوبة الكلية أو الاجمالية W_t تساوي نسبة وزن الماء إلى وزن التربة كلها عندئذ نحصل (لكل ١ سم٣ من التربة) على ما يلي :

$$W_t = \frac{W_s \gamma_{sk}}{\gamma}$$

وبعد أن نعوض في هذه الصيغة قيمة وحدة وزن هيكل التربة γ_{sk} نحصل من الصيغة (1.3) على ما يلي :

$$W_t = \frac{W_s}{1 + W_s} \qquad (2.43)$$

وبنفس الطريقة تماماً (لكل ١ سم٣ من التربة المتجمدة) سوف نحصل على ما يلي :

(2.44) وزن الدقائق الصلبة $g_{sk} = \gamma (1 - W_t)$

(2.45) وزن الجليد $g_{ice} = \gamma W_t i$

(2.46) وزن الماء في الحالة السائلة $g_w = \gamma W_t (1 - i)$

وبطبيعة الحال ، سوف تكون المعادلة التالية صحيحة ، بالنسبة لوحدة حجم التربة .

$$g_{sk} + g_{ice} + g_w = \gamma \qquad (2.47)$$

وهكذا ، لتقييم الخواص الطبيعية للتربة المتجمدة يكون من الضروري معرفة أربع خواص مميزة هي : وحدة الوزن γ ؛ الوزن النوعي γ_0 ؛ الرطوبة الاجمالية W_s والرطوبة الحاصلة على حساب الماء غير المتجمد W_{nf}

جدول ٧

العلاقات المتبادلة بين العوامل المميزة للخواص الطبيعية الرئيسية للتربة المتجمدة

القيم المحددة بالتجربة		القيم المستخرجة من الصيغ الحسابية
γ_0 – الوزن النوعي	الرطوبة الكلية	$W_t = \frac{W_s}{1 + W_s}$
γ – وحدة الوزن	درجة التجمد الوزني	$i = \frac{W_s - W_{nf}}{W_s}$
	درجة التجمد الحجمي	$i_v = \frac{\gamma}{\gamma_{ice}} \cdot \frac{W_s - W_{nf}}{1 + W_s}$ (حيث γ_{ice} تمثل وحدة وزن الجليد)
W_s – الرطوبة الإجمالية بالوزن الجاف		
W_{nf} – الرطوبة الحاصلة على حساب الماء غير المتجمد بنسبة معينة من وزن التربة الجافة	وحدة وزن هيكل التربة	$\gamma_{sk} = \gamma (1 - W_t)$
	معامل مسامية التربة المتجمدة	$\varepsilon = \frac{\gamma_0 - \gamma_{sk}}{\gamma_{sk}}$
	وزن الأجزاء المركبة (في كل ١ سم٣) للتربة المتجمدة :	
	وزن الجليد	$g_{ice} = \gamma W_t i$
	وزن الماء غير المتجمد	$g_w = \gamma W_t (1 - i)$
	وزن الدقائق الصلبة	$g_{sk} = \gamma (1 - W_t)$
	حجم الغازات	$V_a = \left(\frac{\varepsilon}{\gamma} - \frac{W_s}{\gamma_w}\right) \gamma_{sk}$

وتحدد بقية الخواص أو العوامل المميزة ، طبقاً للصيغ المدرجة في الجدول ٧.

ومن العوامل المميزة المهمة للخواص الميكانيكية للتربة المتجمدة والتربة الدائمة التجمد (الجمودية) ، هي قيمة الالتصاق المستمر أو المتواصل c_{pro} التي تساعد على تقييم السعة الحملية للتربة المتجمدة عند درجة حرارتها السالبة المعينة ؛ وقيمة معامل الذوبان A_t ، التي تساعد على حساب « هبوط الذوبان» المحتمل ، الذي يمثل عادة نسبة كبيرة (تزيد أحياناً على ٩٠٪) من الهبوط الكلي الناجم عن ذوبان القواعد الأرضية المتجمدة .

وتحدد قيمة c_{pro} بطريقة الدمغة الكروية (راجع البند ٤ من هذا الفصل) باستخدام الصيغة (2.34) .

$$C_{pro} = 0.18 \frac{P}{\pi D S_{pro}}$$

حيث S_{pro} — الهبوط المتواصل أو المستمر للتربة المتجمدة ، بتأثير الدمغة الكروية التي قطرها D عند حمل يساوي P .

وقد أثبتت أبحاث معهد علم التربة المتجمدة التابع لأكاديمية العلوم في سيبريا (الاتحاد السوفييتي) في عام ١٩٦٦ ، بأن الهبوط المستمر أو المتواصل عند اختبار التربة المتجمدة بواسطة الدمغة الكروية ، يساوي تقريباً نصف هبوط الدمغة خلال ٣٠ دقيقة من تتبع التجربة ، أي

$$s_{pro} \approx \tfrac{1}{2} s_{30'} \qquad (2.48)$$

وبمعرفة s_{pro} يمكن بسهولة تحديد الحمل المأمون المؤثر على التربة الدائمة التجمد (الجمودية) عند الحفاظ على درجة حرارتها السالبة ، باعتبار التربة الدائمة التجمد بمثابة جسم مثالي التماسك (راجع البند ٣ من الفصل الرابع) .

ويمكن تحديد قيمة معامل النوبان A_t عند اختبار هبوط التربة الذائبة (في فتحة استكشاف تتراوح مساحتها من ١ إلى ٢ م٢ ، تحت تأثير وزنها الذاتي فقط (بدون حمل) .

وإذا كانت الطبقة الذائبة غير كبيرة السمك (أقل من ٠,٥ م) عندئذ سيكون الضغط الأقصى الناجم عن الوزن الذاتي للتربة صغيراً أيضاً (أقل من ٠,١ كجم ق/سم٢ عادة) ، وعندئذ يمكن إهمال الحد الثاني من الصيغة (2.41) . وفي هذه الحالة سنحصل على ما يلي :

$$A_t \approx s_t/h \qquad (2.49)$$

حيث s_t — هبوط طبقة التربة الذائبة ؛

h — عمق النوبان .

الفصل الثالث

تحديد الاجهادات في طبقات التربة

إن لمسائل تحديد الاجهادات في طبقات التربة ، أهمية كبيرة للغاية لتحديد شروط مقاومة وثبات التربة ، وتحديد تشوهاتها أو انفعالاتها (وبصورة رئيسية الهبوطات) الحاصلة تحت تأثير القوى (الأحمال) الخارجية والوزن الذاتي للتربة .

وعند حل مسألة توزيع الاجهادات في التربة ، تستخدم في الوقت الحاضر في علم ميكانيكا التربة ، نظرية الأجسام الخطية التشوه أو الانفعال . ولتحديد الاجهادات طبقاً لهذه النظرية ، ستطبق هنا بصورة صحيحة تماماً معادلات وعلاقات نظرية المرونة ، المستندة أيضاً إلى العلاقة الخطية بين الاجهادات والتشوهات (الانفعالات) في مرحلة المرونة (قانون هوك) . ولكن بالنسبة للتربة ، سيكون قانون هوك في الحالة العامة غير قابل للتطبيق ، وذلك لأنه عند تأثير القوى أو الأحمال الخارجية ، لا تنشأ في التربة عند الضغوط التي تزيد على المقاومة البنيوية أو التركيبية ، تشوهات مرنة فحسب ، بل تنشأ كذلك تشوهات أو انفعالات متخلفة (متبقية) أكبر من الأولى بكثير .

ولكن كما أثبتنا سابقاً ، ستكون العلاقة الخطية بين الاجهادات والتشوهات الكلية (ليس المرنة فقط) صحيحة بالنسبة للتربة أيضاً في حدود معينة . أما لتحديد التشوهات أو الانفعالات الكلية (المرنة والمتخلفة ؛ تشوهات أو انفعالات التدميج ، انفعالات التسيل اللدن ، انفعالات الزحف وغيرها) فسوف لا تكفي معادلات نظرية المرونة وحدها . وسيتطلب هنا حساب

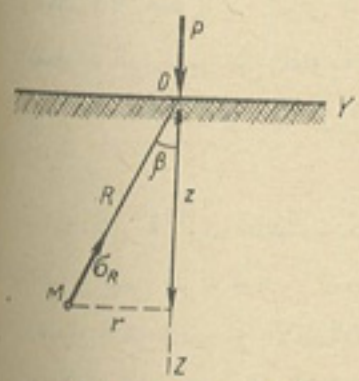
الشروط الإضافية ، الناجمة عن التركيب الطبيعي أو البنية الطبيعية للتربة باعتبارها من الأجسام المشتتة ، ومن هذه الشروط : انضغاطية التربة ، زحف هيكل التربة وغير ذلك .

وتجدر الإشارة أيضاً ، إلى أن معادلات نظرية الأجسام الخطية التشوه أو الانفعال ، ستكون صحيحة فقط بالنسبة لكتلة التربة التي لاتحتوي على مناطق لحالة الاجهاد الحدية ، التي تكون العلاقة فيها بين الانفعالات أو التشوهات والاجهادات عبارة عن علاقة غير خطية . وعند التطور الكبير لمناطق التوازن النهائي (الحدّي) ، مثلاً تحت الانشاءات التي تحمل حملاً كبيراً ، قريباً من الحمل الأقصى ، سيكون استخدام حلول نظرية الأجسام الخطية التشوه (الانفعال) هنا ، عديم الصلاحية .

إن الشرط الإضافي للاستخدام المباشر لصيغ نظرية الأجسام الخطية التشوه أو الانفعال لتحديد الاجهادات في التربة ، سيكون كذلك ، كما أشرنا سابقاً ، عدم وجود أو انعدام إعادة توزيع أطوار التربة في الحجم المبحوث ، بمرور الزمن ، أي أن حلول نظرية الأجسام الخطية التشوه ستطابق الحالة الثابتة الابتدائية (السليمة) والحالة الثابتة النهائية (المستقرة) للتربة ، وتحدد الاجهادات الكلية في هيكل التربة ، الناجمة عن تأثير القوى أو الأحمال الخارجية .

البند ١ – توزيع الاجهادات في حالة المسألة المجسمة

تأثير القوى المركزة (المسألة الأساسية): سنبحث الآن تأثير القوة المركزة P ، المسلطة عمودياً على المستوى المحيط بالفراغ النصفي (شكل – ٣٩) . وسوف نعتبر الفراغ النصفي متجانساً في العمق وفي الأطراف ، ونعتبره أيضاً خطيّ التشوه (الانفعال) .



شكل ٣٩ – الرسم التخطيطي لتأثير القوة المركزة

وسوف تتلخص المسألة في تحديد كافة مركبات الاجهادات وهي : σ_z ، σ_y ، σ_x ، τ_{xy} ، τ_{yx} ، τ_{zy} ، وكذلك تحديد الإزاحات

أو الزحزحات التالية : w_x ، w_y ، w_z لكل نقطة من نقاط الفراغ النصفي ، التي إحداثياتها هي z ، y ، x أو R و β .

إن المسألة الموضوعة للفراغ النصفي المرن (وبالتالي لأي فراغ نصفي خطيّ التشوه) ، قد تم حلها تماما لأول مرة (عام ١٨٨٥) من قبل العالم الروسي بوسينيسكي ؛ أما مسألة تحديد الاجهادات للمساحات الموازية للمستوى المحيط بالفراغ النصفي ، فقد حلت من قبل الأستاذ السوفييتي كيربيجيف بالاشتراك مع مؤلف الكتاب الأستاذ تسيتوفيج (١٩٢٣–١٩٣٤) وسوف نكتفي هنا باستنتاج صيغ الاجهادات فقط ، للمساحات الموازية بالمستوى المحيط ، باعتبارها كثيراً ما تستخدم في أغلب الأحيان في الحسابات أو التصاميم العملية ، أي صيغ الاجهادات σ_z ، τ_{zy} ، τ_{zx} .

ولنأخذ الآن نقطة M (شكل٣٩) المحددة بالاحداثيين القطبيين R و β . ونحدد قيمة الاجهاد المتعامد σ_R ، المؤثر في اتجاه نصف القطر R ، ثم بواسطة صيغ الانتقال نحدد كافة الاجهادات المركبة أو مركبات الاجهادات للمساحة المارة في نقطة M ، بصورة موازية للمستوى المحيط (أو المحدد) .

ولتبسيط عملية الاستنتاج هذه (التي تنطبق نتيجتها النهائية تماماً مع الحل الذي أوجده الأستاذ بوسينيسكي) نعتبر كأمر مسلم به ، بأن الاجهاد σ_R يتناسب طردياً مع المقدار $\cos\beta$ وعكسياً مع مربع المسافة من نقطة تأثير القوة المركزة R^2 .

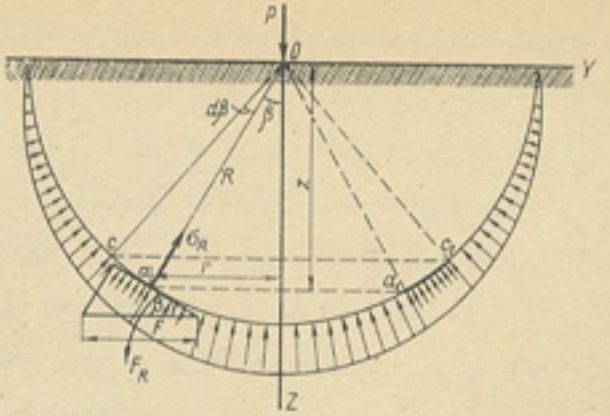
وتجدر الإشارة إلى أنه كما أثبت كل من الاستاذين بروكتور وموران ، في المؤتمر الدولي لميكانيكا التربة المنعقد عام ١٩٣٦ ، يمكن استنتاج هذا المبدأ بدقة تامة من قانون نيوتن للجذب العام (قانون الجاذبية العام) .

وهكذا ، نحصل على ما يلي :

$$\sigma_R = A\frac{\cos\beta}{R^2} \qquad (L)$$

حيث A – معامل معين ، يحدد من شرط التوازن .

ولتكوين حالة التوازن ، نوصل المقطع نصف الكروي مع المركز ، في نقطة تسليط أو تأثير القوة المركزة (شكل ٤٠) . إن قيمة الاجهادات



شكل ٤٠ – الرسم التخطيطي للاجهادات النصف قطرية عند تأثير القوة المركزة

العمودية على السطح نصف الكروي ، تحدد من الصيغة (L) وسوف تتغير من الصفر عند المستوى المحيط إلى أقصى قيمة على امتداد المحور Z ، ولكنها يمكن أن تعتبر ثابتة بالنسبة للشريط الكروي الصغير جداً المقتطع ، ذي الزاوية المركزية التي تساوي $d\beta$.

وهنا سيكون شرط التوازن كما يلي : إن مجموع مساقط كافة القوى على المحور الرأسي يساوي صفراً ، أي

$$P - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cos\beta \, dF = 0 \qquad (M)$$

حيث dF – سطح الشريط الكروي الصغير جداً ، ويساوي

$$dF = 2\pi (R \sin\beta)(R\, d\beta)$$

وبتعويض صيغتي dF و σ_R في المعادلة (M) نحصل على ما يلي :

$$P - A\,2\pi \int_0^{\pi/2} \cos^2\beta \sin\beta \, d\beta = 0 \qquad (N)$$

وبإيجاد التكامل وتعويض الحدود ، نحصل على

$$P - \frac{2}{3} A \pi = 0 \qquad (O)$$

ومنها نجد بأن قيمة معامل التناسب المجهول A ، تساوي

$$A = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \qquad (P)$$

وبتعويض قيمة A التي حصلنا عليها ، في المعادلة أو الصيغة (L) نحصل على القيمة التالية للاجهادات نصف القطرية (باتجاه نصف القطر) .

$$\sigma_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi R^2} \cos\beta \qquad (Q)$$

وننسب قيمة الاجهادات نصف القطرية ، ليس إلى المساحة أو الرقعة العمودية على نصف القطر ، بل إلى المساحة الموازية للسطح المحيط ، التي تصنع معه زاوية β . ونرمز إلى هذا الاجهاد بالرمز σ'_R .

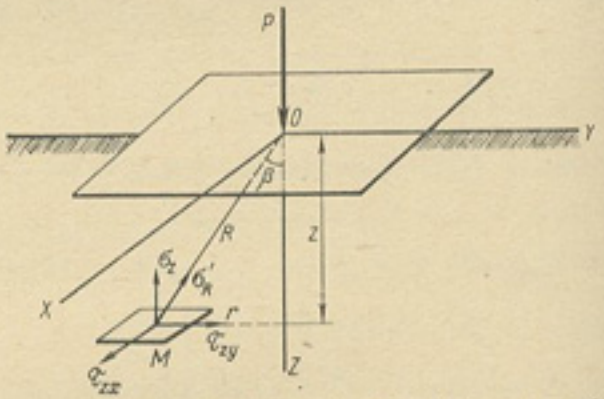
والآن نحصل من العلاقات الهندسية على

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos\beta \qquad (R)$$

أو بتعويض قيمة σ_R من الصيغة (Q) والأخذ في الاعتبار أن $\cos\beta = z/R$ سنحصل على

$$\sigma'_R = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^2}{R^4} \qquad (S)$$

وبعد ذلك بدون تغيير اتجاه المساحة المذكورة ، نحلل القوة $\sigma'_R F$ (شكل ٤١) إلى ثلاثة اتجاهات أو مركبات هي : الاتجاه الأول z بصورة عمودية على المساحة ، والاتجاهان X و Y الواقعان في مستوى المساحة. عندئذ سيكون لدينا ما يلي :



شكل ٤١ – مركبات الاجهادات للمساحة الموازية للمستوى المحيط

$$\left.\begin{aligned}\sigma_z &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Z)\\ \tau_{zy} &= \sigma_R \cos(\sigma_R, Y)\\ \tau_{zx} &= \sigma_R \cos(\sigma_R, X)\end{aligned}\right\} \qquad (T)$$

وبما أن : $\cos(\sigma'_R, z) = \frac{z}{R}$ و $\cos(\sigma'_R, Y) = \frac{y}{R}$ و $\cos(\sigma'_R, X) = \frac{x}{R}$

إذن ستكون قيم مركبات الاجهادات المساحة الموازية للمستوى المحيط ، على الشكل النهائي التالي :

$$\left.\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3}{2}\cdot\frac{P}{\pi}\cdot\frac{z^3}{R^5}\\ \tau_{zy} &= \frac{3}{2}\cdot\frac{P}{\pi}\cdot\frac{yz^2}{R^5}\\ \tau_{zx} &= \frac{3}{2}\cdot\frac{P}{\pi}\cdot\frac{xz^2}{R^5}\end{aligned}\right\} \qquad (3.1)$$

ونشير هنا إلى أن قيم كل من اجهادات الانضغاط σ_z واجهادات القص τ_{zy} و τ_{zx} ، للمساحات الموازية للمستوى المحيط بالفراغ النصفي ،لاتعتمد على ثوابت مرونة الفراغ النصفي بينما نجد بأنه بالنسبة للمساحات الأخرى الموازية للمستويات المحيطة XOZ و YOZ ، ستعتمد قيم الاجهادات المذكورة على معاملات التشوه E_t و μ_t ، وتحدد بصيغ خاصة أكثر تعقيداً .

وسنقدم هنا صيغ حساب مجموع الاجهادات المتعامدة Θ ، في أية نقطة من النقاط ، والزحزحات (الإزاحات) w_z الحاصلة في المستوى المحيط ، الموازي للمحور Z :

$$\Theta = \sigma_z + \sigma_y + \sigma_x = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \frac{P}{\pi}(1+\mu_t)\frac{z}{R^3} \qquad (3.2)$$

$$\boxed{w_z = \frac{P}{\pi CR}} \qquad (3.3)$$

حيث $C = \frac{E_t}{1-\mu_t^2}$ — تمثل ما يسمى بمعامل الفراغ النصفي الخطي النشوه ؛

E_t — معامل النشوه أو الانفعال الكلي ؛

μ_t — معامل النشوه أو الانفعال الجانبي النسبي ، المماثل لنسبة « بواسون » .

وللصيغتين (3.2) و (3.3) أهمية عملية كبيرة ،في حسابات هبوطات الأساسات .

ويمكن كتابة الصيغة الخاصّة بقيمة اجهادات الانضغاط σ_z ، بشكل أكثر بساطة ، يسمح بوضع جدول إضافي يسهل حساب الاجهادات .

وطبقاً للشكل ٤١ ،تحدد النقطة M تماماً ، باحداثييها الاثنين z و r . وإذا أخذنا في الاعتبار أن

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} = z\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{1/2}$$

عندئذ سنحصل من السطر الأول للصيغة (3.1) على المعادلة التالية :

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}\cdot\frac{P}{z^2}$$

أو إذا استخدمنا الرمز التالي :

$$\frac{3}{2\pi}\cdot\frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} = K$$

عندئذ سنحصل على الصيغة التالية :

$$\sigma_z = K\frac{P}{z^2} \qquad (3.4)$$

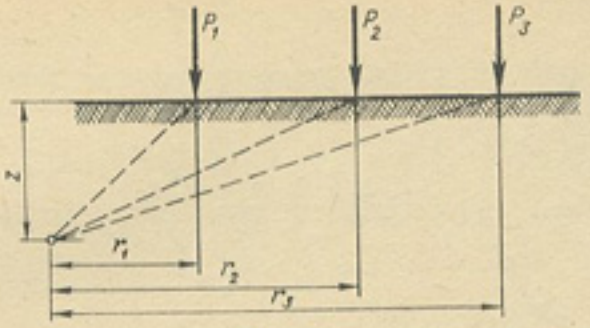
تستخدم الصيغة (3.4) على نطاق واسع في المجال التطبيقي عندحساب هبوط الأساسات . كما يستخدم الجدول ٨ الخاص بقيم المعامل K في الصيغة ، للاجهادات الضاغطة أو اجهادات الانضغاط الرأسية في كتلة التربة ، وهي الاجهادات العمودية على المستويات الموازية للمستوى المحيط بالفراغ النصفي. وتحدد قيمة المعامل K لعدد من قيم r/z (حيث r — تمثل المسافة الأفقية من المحور z المار بنقطة تأثير القوة المركزة، z — تمثل عمق النقطة المبحوثة عن المستوى المحيط) .

وإذا سلطت على سطح الكتلة الترابية عدة قوى مركزة مثل P_1 ، P_2 ، P_3 ، ... (شكل ٤٢) عندئذ نجد بأن اجهادات الانضغاط في أية نقطة من

جدول ٨

قيمة المعامل K لحساب اجهادات الانضغاط ، الناجمة عن تأثير القوة المركزة تبعاً للنسبة r/z

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0.00	0.4775	0.50	0.2733	1.00	0.0844	1.50	0.0251
0.01	0.4773	0.51	0.2679	1.01	0.0823	1.51	0.0245
0.02	0.4770	0.52	0.2625	1.02	0.0803	1.52	0.0240
0.03	0.4764	0.53	0.2571	1.03	0.0783	1.53	0.0234
0.04	0.4756	0.54	0.2518	1.04	0.0764	1.54	0.0229
0.05	0.4745	0.55	0.2466	1.05	0.0744	1.55	0.0224
0.06	0.4732	0.56	0.2414	1.06	0.0727	1.56	0.0219
0.07	0.4717	0.57	0.2363	1.07	0.0709	1.57	0.0214
0.08	0.4699	0.58	0.2313	1.08	0.0691	1.58	0.0209
0.09	0.4679	0.59	0.2263	1.09	0.0674	1.59	0.0204
0.10	0.4657	0.60	0.2214	1.10	0.0658	1.60	0.0200
0.11	0.4633	0.61	0.2165	1.11	0.0641	1.61	0.0195
0.12	0.4607	0.62	0.2117	1.12	0.0626	1.62	0.0191
0.13	0.4579	0.63	0.2070	1.13	0.0610	1.63	0.0187
0.14	0.4548	0.64	0.2024	1.14	0.0595	1.64	0.0183
0.15	0.4516	0.65	0.1978	1.15	0.0581	1.65	0.0179
0.16	0.4482	0.66	0.1934	1.16	0.0567	1.66	0.0175
0.17	0.4446	0.67	0.1889	1.17	0.0553	1.67	0.0171
0.18	0.4409	0.68	0.1846	1.18	0.0539	1.68	0.0167
0.19	0.4370	0.69	0.1804	1.19	0.0526	1.69	0.0163
0.20	0.4329	0.70	0.1762	1.20	0.0513	1.70	0.0160
0.21	0.4286	0.71	0.1721	1.21	0.0501	1.72	0.0153
0.22	0.4242	0.72	0.1681	1.22	0.0489	1.74	0.0147
0.23	0.4197	0.73	0.1641	1.23	0.0477	1.76	0.0141
0.24	0.4151	0.74	0.1603	1.24	0.0466	1.78	0.0135
0.25	0.4103	0.75	0.1565	1.25	0.0454	1.80	0.0129
0.26	0.4054	0.76	0.1527	1.26	0.0443	1.82	0.0124
0.27	0.4004	0.77	0.1491	1.27	0.0433	1.84	0.0119
0.28	0.3954	0.78	0.1455	1.28	0.0422	1.86	0.0114
0.29	0.3902	0.79	0.1420	1.29	0.0412	1.88	0.0109
0.30	0.3849	0.80	0.1386	1.30	0.0402	1.90	0.0105
0.31	0.3796	0.81	0.1353	1.31	0.0393	1.92	0.0101
0.32	0.3742	0.82	0.1320	1.32	0.0384	1.94	0.0097
0.33	0.3687	0.83	0.1288	1.33	0.0374	1.96	0.0093
0.34	0.3632	0.84	0.1257	1.34	0.0365	1.98	0.0089
0.35	0.3577	0.85	0.1226	1.35	0.0357	2.00	0.0085
0.36	0.3521	0.86	0.1196	1.36	0.0348	2.10	0.0070
0.37	0.3465	0.87	0.1166	1.37	0.0340	2.20	0.0058
0.38	0.3408	0.88	0.1138	1.38	0.0332	2.30	0.0048
0.39	0.3351	0.89	0.1110	1.39	0.0324	2.40	0.0040
0.40	0.3294	0.90	0.1083	1.40	0.0317	2.50	0.0034
0.41	0.3238	0.91	0.1057	1.41	0.0309	2.60	0.0029
0.42	0.3181	0.92	0.1031	1.42	0.0302	2.70	0.0024
0.43	0.3124	0.93	0.1005	1.43	0.0295	2.80	0.0021
0.44	0.3068	0.94	0.0981	1.44	0.0288	2.90	0.0017
0.45	0.3011	0.95	0.0956	1.45	0.0282	3.00	0.0015
0.46	0.2955	0.96	0.0933	1.46	0.0275	3.50	0.0007
0.47	0.2899	0.97	0.0910	1.47	0.0269	4.00	0.0004
0.48	0.2843	0.98	0.0887	1.48	0.0263	4.50	0.0002
0.49	0.2788	0.99	0.0865	1.49	0.0257	5.00	0.0001



شكل ٤٢ – الرسم التخطيطي لتأثير عدة قوى مركزة

نقاط الكتلة الترابية ، للمساحات الأفقية الموازية للمستوى المحيط ، تحدد بواسطة الجمع البسيط ، وذلك لأن استنتاج الصيغة (3.4) يستند إلى التناسب المباشر بين الاجهادات والتشوهات (الانفعالات) :

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + K_3 \frac{P_3}{z^2} \qquad (3.4)$$

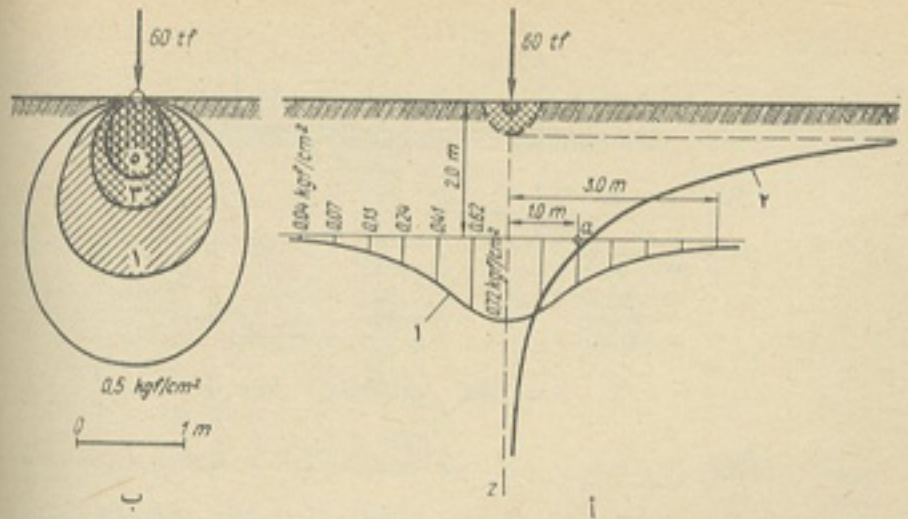
حيث يتم تحديد المعامل K_i من الجدول ٨ تبعاً لقيم r_i/z المناظرة .

مثال ١ : سلطت قوة مركزة قدرها $P=60$ tf (أي ٦٠ طن قوة) على السطح المستوي لكتلة من الأرض . يطلب تحديد اجهاد الانضغاط الرأسي في النقطة a ، الواقعة على عمق ٢ م من السطح وعلى مسافة ١ م من خط تأثير القوة المذكورة (شكل ٤٣) .

ولدينا المعطيات التالية للنقطة a : $z = 200$ cm ؛ $r = 100$ cm ؛ $r/z = 2.5$.
ومن الجدول ٨ نجد بأن النسبة $r/z = 0.5$ تناظر المعامل $K = 0.2733$.
والآن من الصيغة (3.4) نجد ما يلي :

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} = 0.2733 \frac{60000}{200^2} = 0.41 \text{ kgf/cm}^2$$

وبنفس الطريقة تماماً ، تم تحديد اجهادات الانضغاط لعدد من المساحات الواقعة على نفس العمق z=2m وعلى أعماق أخرى على المحور z . واستناداً إلى نتائج الحسابات ، تم تخطيط الرسوم البيانية لاجهادات الانضغاط للمقطع الواقع على عمق z=2m ، للمساحات الأفقية على امتداد المحور الرأسي (Z (r_i=0 . وتجدر الإشارة إلى أنه في نقطة تأثير القوة المركزة ، تنجم بطبيعة الحال ضغوط كبيرة إلى مالا نهاية . أما في الواقع فهي غير موجودة ، وذلك لأنه لا يمكن تركيز حمل كبير في نقطة واحدة ، وفي حالة المساحة الصغيرة لانتقال الحمل ، تزيد قيمة الاجهادات في موضع تأثير الحمل ، على المقاومة النهائية أو القصوى للتربة ، ولهذا السبب من الضروري أن



شكل ٤٣ – الرسم التوضيحي لمثال تحديد اجهادات الانضغاط
في التربة عند تأثير القوة المركزة :
أ – على عمق $z = 2$ m ، (1) وعلى امتداد المحور الرأسي z ، (2)
ب – خطوط الضغوط المتساوية

نستثني من البحث ، منطقة معينة (المنطقة المظللة في الشكل ٤٣ ، أ) واقعة عند نقطة تأثير أو تسليط القوة المركزة .

وطبقاً للاجهادات σ_z المستخرجة لعدد من النقاط (المساحات) ، رسمت في الشكل ٤٣ ،ب، خطوط اجهادات الانضغاط المتماثلة – « خطوط تساوي الضغط الجوي » التي توضح بصرياً كل « الشكل البصيلي » للضغوط .

حالة القوة المركزة Q المسلطة على السطح الموازي للمستوى المحيط بالفراغ النصفي . في هذه الحالة سيتم تحديد اجهاد الانضغاط الرأسي σ_z بواسطة الصيغة التالية :

$$\sigma'_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^5} \qquad (3.1')$$

حيث y – الاحداثي الرأسي الموازي للقوة Q ؛

R – المسافة إلى أية نقطة كانت ($R^2 = x + y^2 + z^2$) .

أما مجموع الاجهادات الرئيسية Θ فسوف يتم تحديده بواسطة الصيغة (3.2) التي يستبدل فيها الاحداثي z بالاحداثي y :

$$\Theta = \frac{Q}{\pi}(1 + \mu_r)\frac{y}{R^3} \qquad (3.2')$$

وبمعرفة صيغة القوى (الرأسية P والأفقية Q) يصبح من السهل تحديد اجهادات الانضغاط ومجموع الاجهادات الرئيسية لأية قوة مائلة .

تأثير الحمل الموزع بانتظام. في الوقت الحاضر ، تم الحصول على الحل المقفل الدقيق لهذه المسألة ، فقط بالنسبة لمساحة التحميل المستطيلة الشكل ، التي تتناظر تشوهاتها أو انفعالاتها مع تشوهات أو انفعالات سطح الفراغ النصفي الخطيّ التشوّه ، أي لظروف الانتقال المرن جداً للحمل .

وسنقدم فيما يلي نتائج أبسط الحلول (الحل الذي توصل إليه الأستاذ لياف عام ١٩٣٥) .

إن إجهاد الانضغاط σ_{zc} ومجموع الاجهادات الرئيسية Θ_c في أية نقطة واقعة على المستقيم العمودي تحت زاوية المستطيل المحمّل (مستطيل التحميل) الذي أضلاعه هي l و b ، التي سنطلق عليها (أي الاجهادات) اسم الاجهادات الزاوية ، ستساوي ما يلي :

$$\sigma_{zc} = \frac{p}{2\pi}\left[\frac{lbz}{D} \cdot \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l^2 b^2} + \arcsin\left(\frac{lb}{\sqrt{l^2+z^2}\sqrt{b^2+z^2}}\right)\right] \qquad (3.5)$$

$$\Theta_c = \frac{p}{\pi}(1 + \mu_r)\arctan\frac{\alpha}{\beta\sqrt{1 + \alpha^2 + \beta^2}} \qquad (3.6)$$

حيث $\alpha = \frac{l}{b}$ و $\beta = \frac{z}{b}$

$$\left(\frac{D}{2}\right)^2 = R^2 = l^2 + b^2 + z^2$$

وباستخدام الصيغ المحولة هنا ، يصبح من السهل أيضاً حساب اجهاد الانضغاط الأقصى تحت مركز مساحة التحميل σ_z ، وكذلك حساب القيمة القصوى لمجموع الاجهادات الرئيسية Θ_{max} .

تحديد اجهادات الانضغاط بطريقة النقاط الزاوية . إن معرفة قيم اجهادات الانضغاط للنقاط الزاوية تحت مساحة التحميل المستطيلة ، تساعد بسرعة كبيرة على تحديد أو حساب اجهادات الانضغاط لأية نقطة من نقاط الفراغ النصفي ، وخاصة إذا استخدمنا قيم المعاملات الزاوية K_c (جدول ٩).

β	الأحمال المباشرة	الأحمال المتطيلة ذات نسبة الأضلاع التالية $\alpha = l/b$								الأحمال الشريطية $\alpha \geq 10$
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.949	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.8	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
1.2	0.547	0.606	0.652	0.682	0.703	0.717	0.727	0.740	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
1.6	0.390	0.449	0.496	0.532	0.558	0.578	0.593	0.612	0.623	0.630	0.639	0.639	0.642
2.0	0.285	0.336	0.379	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.550
2.4	0.214	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.449	0.462	0.470	0.477
2.8	0.165	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
3.2	0.130	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.348	0.360	0.374
3.6	0.106	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.250	0.270	0.285	0.305	0.320	0.337
4.0	0.087	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.190	0.214	0.233	0.248	0.270	0.285	0.306
4.4	0.073	0.091	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.203	0.218	0.239	0.256	0.280
4.8	0.062	0.077	0.092	0.105	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.213	0.230	0.258
5.2	0.053	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239
5.6	0.046	0.058	0.069	0.079	0.089	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.223
6.0	0.040	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
6.4	0.036	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.196
6.8	0.032	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.076	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.184
7.2	0.028	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
7.6	0.024	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
8.0	0.022	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.098	0.113	0.158
8.4	0.021	0.026	0.032	0.037	0.042	0.046	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
8.8	0.019	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.055	0.063	0.070	0.084	0.098	0.144
9.2	0.018	0.022	0.026	0.031	0.035	0.039	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
9.6	0.016	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
10	0.015	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126
11	0.011	0.017	0.020	0.023	0.027	0.029	0.033	0.040	0.044	0.050	0.060	0.071	0.114
12	0.009	0.015	0.018	0.020	0.024	0.026	0.028	0.034	0.038	0.044	0.051	0.060	0.104

ملاحظة : بالنسبة لقيم البينة لكل من α و β تحدد قيم المعاملات بطريقة الاستكمال من الداخل

وللمساحات الواقعة تحت مركز مستطيل التحميل ، نجد بأن اجهاد الانضغاط σ_{zo} يساوي ما يلي :

$$\sigma_{zo} = K_o p \qquad (3.7)$$

وللمساحات الواقعة تحت زاوية مستطيل التحميل

$$\sigma_{zc} = K_c p \qquad (3.8)$$

حيث K_o و K_c — هي عبارة عن معاملات موجودة في الجدول ؛

p — شدة الحمل الموزع بانتظام .

إن قيم المعاملين K_o و K_c تحدد من الجدول ٩ باعتبارها دالة للعمق النسبي $\beta = 2z/b$ أو $\beta = z/b$ (أي m طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية للبناء) ونسبة أضلاع مساحة التحميل المستطيلة — أي $\alpha = l/b$ (n طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية للبناء) :

$$K_o = f\left(\frac{2z}{b}, \frac{l}{b}\right) \qquad (3.9)$$

$$K_c = \frac{1}{4} f'\left(\frac{z}{b}, \frac{l}{b}\right) \qquad (3.10)$$

إن المعادلات أو الصيغ الأخيرة ، تساعد على استخدام جدول واحد عند حساب المعاملات الخاصة النقاط المركزية K_o وكذلك عندحساب معاملات النقاط الزاوية K_c .

أما قيم المعاملات الزاوية $K_{oc} = f''(z/b, l/b)$. $(1 + \mu_o)$ لمجموع الاجهادات الرئيسية ، مدرجة في الجدول ١٠ .

إن اجهاد الانضغاط الأقصى $\max \sigma_z$ سيقع في النقاط الموجودة تحت مركز مساحة التحميل ، ويحسب من الصيغة (3.7) .

وتستخدم طريقة النقاط الزاوية لتحديد قيم اجهادات الانضغاط σ_z عندما يمكن أن تتطور مساحة التحميل إلى مستطيلات معينة ، بحيث تكون النقطة المبحوثة واقعة في الزاوية ، أي تكون نقطة زاوية . عندئذ سيكون اجهاد الانضغاط في هذه النقطة (للمساحات الأفقية الموازية للحدود المستوية

جدول ١٠

قيم المقدار $(\Theta_c/(1+\mu_0)$ في النقاط المختلفة العمق ، الواقعة على المستقيمات العمودية الموازية حالة الحمل الموزع بانتظام على المساحة المستطيلة ، وهو الحمل p بأجزاء من p

$\frac{z}{b}$	$\alpha = l/b$											
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
0.0	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
0.2	0.2439	0.3405	0.3804	0.4003	0.4114	0.4183	0.4230	0.4259	0.4281	0.4297	0.4337	0.4352	0.4363	0.4367	0.4369
0.4	0.1363	0.2280	0.2810	0.3119	0.3308	0.3430	0.3515	0.3570	0.3612	0.3643	0.3721	0.3750	0.3771	0.3779	0.3782
0.6	0.0874	0.1578	0.2074	0.2406	0.2630	0.2782	0.2890	0.2967	0.3024	0.3068	0.3179	0.3222	0.3454	0.3265	0.3270
0.8	0.0607	0.1136	0.1552	0.1842	0.2087	0.2251	0.2371	0.2458	0.2529	0.2582	0.2721	0.2776	0.2818	0.2833	0.2840
1.0	0.0443	0.0846	0.1185	0.1456	0.1667	0.1828	0.1952	0.2047	0.2121	0.2180	0.2341	0.2406	0.2457	0.2476	0.2486
1.2	0.0336	0.0649	0.0924	0.1158	0.1344	0.1495	0.1616	0.1711	0.1788	0.1850	0.2026	0.2101	0.2162	0.2182	0.2193
1.4	0.0262	0.0510	0.0735	0.0931	0.1097	0.1235	0.1348	0.1441	0.1518	0.1580	0.1766	0.1848	0.1915	0.1940	0.1952
1.6	0.0209	0.0410	0.0596	0.0762	0.0906	0.1030	0.1135	0.1223	0.1296	0.1358	0.1549	0.1638	0.1711	0.1739	0.1753
1.8	0.0171	0.0336	0.0491	0.0632	0.0758	0.0868	0.0964	0.1046	0.1116	0.1177	0.1368	0.1460	0.1540	0.1571	0.1588
2.0	0.0142	0.0280	0.0410	0.0531	0.0641	0.0739	0.0826	0.0900	0.0967	0.1024	0.1214	0.1310	0.1395	0.1428	0.1445
2.5	0.0094	0.0187	0.0276	0.0361	0.0440	0.0514	0.0581	0.0642	0.0696	0.0745	0.0921	0.1020	0.1114	0.1153	0.1173
3.0	0.0067	0.0133	0.0198	0.0260	0.0319	0.0375	0.0427	0.0475	0.0520	0.0561	0.0718	0.0814	0.0913	0.0957	0.0980
5.0	0.0025	0.0050	0.0074	0.0099	0.0122	0.0146	0.0168	0.0190	0.0212	0.0232	0.0322	0.0391	0.0481	0.0532	0.0561
7.0	0.0013	0.0026	0.0038	0.0051	0.0064	0.0076	0.0088	0.0100	0.0111	0.0124	0.0177	0.0224	0.0293	0.0339	0.0370
10.0	0.0006	0.0013	0.0019	0.0025	0.0032	0.0038	0.0044	0.0047	0.0056	0.0067	0.0091	0.0118	0.0163	0.0198	0.0224

ملاحظة : b – تمثل عرض مستطيل التحميل في مستوى الرسم التخطيطي ؛ l تمثل الطول في الاتجاه العمودي على مستوى الرسم التخطيطي

للفراغ النصفي) مساوياً للمجموع الجبري للاجهادات الناتجة عن مساحات التحميل المستطيلة ، التي تكون هذه النقطة بالنسبة لها ، نقطة زاوية .

شكل ٤٤ – الرسم التخطيطي لتقسيم مساحة التحميل المستطيلة عند تحديد الاجهادات بطريقة النقاط الزاوية

ولإيضاح ما ذكرناه هنا ، نبحث فيما يلي ثلاث حالات رئيسية :

١) النقطة M تقع على محيط مستطيل الضغوط الخارجية (شكل ٤٤ ،أ)؛

٢) النقطة M تقع في داخل مستطيل الضغوط (شكل ٤٤ ، ب) ؛

٣) النقطة M تقع خارج مستطيل الضغوط (شكل ٤٤ ، جـ) .

وفي الحالة الأولى ، تحدد قيمة σ_z كمجموع اجهادين زاويين ، مناظرين لمستطيلي التحميل $Mabe$ و $Mecd$ ، أي :

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c}) p$$

حيث K_{1c} و K_{2c} – معاملان زاويّان يحددان من الصيغة (3.10) ومن معطيات الجدول ٩ تبعاً للعمق النسبي $\beta = z/b$ ولنسبة الأضلاع $\alpha = l/b$ ؛

p – شدة الحمل الخارجي الموزع بانتظام .

وفي الحالة الثانية يجب جمع الاجهادات الزاوية الناتجة عن مساحات التحميل المستطيلة الأربع : $Mgah$ ، $Mhbe$ ، $Mecf$ و $Mfdg$ ، أي :

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c} + K_{4c}) p$$

وفي الحالة الثالثة ، يتألف الاجهاد في النقطة M من مجموع الاجهادات الناجمة عن تأثير الحمل على المستطيلين $Mhbe$ و $Mecf$ ، المأخوذة بعلامة

جدول ١١ — قيم المعامل K'_c

$\beta = \frac{z}{b}$	قيمة المقدار $\alpha = l/b$										
	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2486	0.2489	0.2490	0.2491	0.2491	0.2491	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2401	0.2420	0.2429	0.2434	0.2437	0.2439	0.2440	0.2441	0.2442	0.2442	0.2442
0.6	0.2229	0.2270	0.2300	0.2315	0.2324	0.2329	0.2333	0.2335	0.2337	0.2338	0.2339
0.8	0.1999	0.2075	0.2120	0.2147	0.2165	0.2176	0.2183	0.2188	0.2192	0.2194	0.2196
1.0	0.1752	0.1851	0.1911	0.1955	0.1981	0.1999	0.2012	0.2020	0.2026	0.2031	0.2034
1.2	0.1516	0.1626	0.1705	0.1758	0.1793	0.1818	0.1836	0.1849	0.1858	0.1865	0.1870
1.4	0.1308	0.1423	0.1508	0.1569	0.1613	0.1644	0.1667	0.1685	0.1696	0.1705	0.1712
1.6	0.1123	0.1241	0.1329	0.1396	0.1445	0.1482	0.1509	0.1530	0.1545	0.1557	0.1567
1.8	0.0969	0.1083	0.1172	0.1241	0.1294	0.1334	0.1365	0.1389	0.1408	0.1423	0.1434
2.0	0.0840	0.0947	0.1034	0.1103	0.1158	0.1202	0.1236	0.1263	0.1284	0.1300	0.1314
2.2	0.0732	0.0832	0.0917	0.0984	0.1039	0.1084	0.1120	0.1149	0.1172	0.1191	0.1205
2.4	0.0642	0.0734	0.0813	0.0879	0.0934	0.0979	0.1016	0.1047	0.1071	0.1092	0.1108
2.6	0.0566	0.0651	0.0725	0.0788	0.0842	0.0887	0.0924	0.0955	0.0981	0.1003	0.1020
2.8	0.0502	0.0580	0.0649	0.0709	0.0761	0.0805	0.0842	0.0875	0.0900	0.0925	0.0942
3.0	0.0447	0.0519	0.0583	0.0640	0.0690	0.0732	0.0769	0.0801	0.0828	0.0851	0.0870
3.2	0.0401	0.0467	0.0526	0.0580	0.0627	0.0668	0.0704	0.0735	0.0762	0.0786	0.0806
3.4	0.0361	0.0421	0.0477	0.0527	0.0571	0.0611	0.0646	0.0677	0.0704	0.0727	0.0747
3.6	0.0326	0.0382	0.0433	0.0480	0.0523	0.0561	0.0594	0.0624	0.0651	0.0674	0.0694
3.8	0.0296	0.0348	0.0395	0.0439	0.0479	0.0516	0.0548	0.0577	0.0603	0.0626	0.0646
4	0.0270	0.0318	0.0362	0.0403	0.0441	0.0474	0.0507	0.0535	0.0560	0.0588	0.0603
4.2	0.0247	0.0291	0.0333	0.0371	0.0407	0.0439	0.0469	0.0496	0.0521	0.0543	0.0563
4.4	0.0227	0.0268	0.0306	0.0343	0.0376	0.0407	0.0436	0.0462	0.0485	0.0507	0.0527
4.6	0.0209	0.0247	0.0283	0.0317	0.0348	0.0378	0.0405	0.0430	0.0453	0.0474	0.0493
4.8	0.0193	0.0229	0.0262	0.0294	0.0324	0.0352	0.0378	0.0402	0.0424	0.0444	0.0463
5	0.0179	0.0212	0.0243	0.0274	0.0302	0.0328	0.0353	0.0376	0.0397	0.0417	0.0435
6	0.0127	0.0151	0.0174	0.0196	0.0218	0.0238	0.0257	0.0276	0.0293	0.0310	0.0325
7	0.0094	0.0112	0.0130	0.0147	0.0164	0.0180	0.0195	0.0210	0.0224	0.0238	0.0251
8	0.0073	0.0087	0.0101	0.0114	0.0127	0.0140	0.0153	0.0165	0.0176	0.0187	0.0198
9	0.0058	0.0069	0.0080	0.0091	0.0102	0.0112	0.0122	0.0132	0.0142	0.0152	0.0161
10	0.0047	0.0056	0.0065	0.0074	0.0083	0.0092	0.0100	0.0109	0.0117	0.0125	0.0132

$\beta = \frac{z}{b}$	قيمة المقدار $\alpha = l/b$										
	3.2	3.4	3.6	3.8	4	5	6	7	8	9	10
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492	0.2492
0.4	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443	0.2443
0.6	0.2340	0.2340	0.2341	0.2341	0.2341	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342	0.2342
0.8	0.2198	0.2199	0.2199	0.2200	0.2200	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202	0.2202
1.0	0.2037	0.2039	0.2040	0.2041	0.2042	0.2044	0.2045	0.2045	0.2046	0.2046	0.2046
1.2	0.1873	0.1876	0.1878	0.1880	0.1882	0.1885	0.1887	0.1888	0.1888	0.1888	0.1888
1.4	0.1718	0.1722	0.1725	0.1728	0.1730	0.1735	0.1738	0.1739	0.1739	0.1739	0.1740
1.6	0.1574	0.1580	0.1584	0.1587	0.1590	0.1598	0.1601	0.1602	0.1603	0.1604	0.1604
1.8	0.1443	0.1450	0.1455	0.1460	0.1463	0.1474	0.1478	0.1480	0.1481	0.1482	0.1482
2.0	0.1324	0.1332	0.1339	0.1345	0.1350	0.1363	0.1368	0.1371	0.1372	0.1373	0.1374
2.2	0.1218	0.1227	0.1235	0.1242	0.1248	0.1264	0.1271	0.1274	0.1276	0.1277	0.1277
2.4	0.1122	0.1133	0.1142	0.1150	0.1156	0.1175	0.1184	0.1188	0.1190	0.1191	0.1192
2.6	0.1035	0.1047	0.1058	0.1066	0.1073	0.1095	0.1106	0.1111	0.1113	0.1115	0.1116
2.8	0.0957	0.0970	0.0982	0.0991	0.0999	0.1024	0.1036	0.1041	0.1045	0.1047	0.1048
3.0	0.0887	0.0901	0.0913	0.0923	0.0931	0.0959	0.0973	0.0980	0.0983	0.0986	0.0987
3.2	0.0823	0.0838	0.0850	0.0861	0.0870	0.0900	0.0916	0.0923	0.0928	0.0930	0.0933
3.4	0.0765	0.0780	0.0793	0.0804	0.0814	0.0847	0.0864	0.0873	0.0877	0.0880	0.0882
3.6	0.0712	0.0728	0.0741	0.0753	0.0763	0.0799	0.0816	0.0826	0.0832	0.0835	0.0837
3.8	0.0664	0.0680	0.0694	0.0706	0.0717	0.0753	0.0773	0.0784	0.0790	0.0794	0.0796
4.0	0.0620	0.0636	0.0650	0.0663	0.0674	0.0712	0.0733	0.0745	0.0752	0.0756	0.0758
4.2	0.0581	0.0596	0.0610	0.0623	0.0634	0.0674	0.0696	0.0709	0.0716	0.0721	0.0724
4.4	0.0544	0.0560	0.0574	0.0586	0.0597	0.0639	0.0662	0.0676	0.0684	0.0689	0.0692
4.6	0.0510	0.0526	0.0540	0.0553	0.0564	0.0606	0.0630	0.0644	0.0654	0.0659	0.0663
4.8	0.0480	0.0495	0.0509	0.0522	0.0533	0.0576	0.0601	0.0616	0.0626	0.0631	0.0635
5	0.0451	0.0466	0.0480	0.0493	0.0504	0.0547	0.0573	0.0589	0.0599	0.0606	0.0610
6	0.0340	0.0353	0.0366	0.0377	0.0388	0.0431	0.0460	0.0479	0.0491	0.0500	0.0506
7	0.0263	0.0275	0.0286	0.0296	0.0306	0.0346	0.0376	0.0396	0.0411	0.0421	0.0428
8	0.0209	0.0219	0.0228	0.0237	0.0246	0.0283	0.0311	0.0332	0.0348	0.0359	0.0367
9	0.0169	0.0178	0.0186	0.0194	0.0202	0.0235	0.0262	0.0282	0.0298	0.0310	0.0319
10	0.0140	0.0147	0.0154	0.0162	0.0167	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0280

« موجبة » والاجهادات الناجمة عن تأثير الحمل على المستطيلين $Mhag$ ، و $Mgdf$ ، المأخوذة بعلامة « سالبة » أي :

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} - K_{3c} - K_{4c}) \, p$$

حيث K_{1c} ، K_{2c} ، K_{3c} ، K_{4c} — هي معاملات زاوية محددة من الصيغة (3.10) والجدول ٩ ، تبعاً للقيم المناظرة لكل من $\alpha = l/b$ و $\beta = z/b$.

ولتسهيل الحسابات ، أدرجت في الجدول ١١ القيم الأكثر تفصيلاً والمحسوبة مسبقاً للمعاملات الزاوية $K_c' = f'''(z/b , l/b)$ ، التي تمكننا من الاستغناء عن الصيغة (3.10) ، واستخدام الصيغة (3.8) فقط ، أي :

$$\sigma_{zc} = K_c \, p \qquad (3.8')$$

مثال ٢ : يطلب تحديد قيمة اجهادات الانضغاط تحت المركز وتحت منتصف الضلع الطويل لمستطيل التحميل الذي أبعاده هي ٢×٨م ، على عمق ٢ م من السطح ، عند تأثير حمل خارجي شدته $p = 3 \text{ kgf/cm}^2$.

المساحة الواقعة تحت مركز مساحة التحميل ، لدينا ما يلي :

$$z = 2 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 2}{2} = 2$$

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{8}{2} = 4$$

ومن الجدول ٩ نجد قيمة المعامل $K_0 = 0.54$ عندئذ نحصل على ما يلي :

$$\sigma_{zo} = K_0 \, p = 0.54 \times 3 = 1.62 \text{ kgf/cm}^2$$

والمساحة الواقعة تحت منتصف الضلع الطويل لمستطيل التحميل ، نقوم بتقسيم المستطيل إلى مستطيلين أبعادهما ٤ × ٢ م ، بحيث تكون النقطة المبحوثة نقطة زاوية $z = 2 \text{ m}$ ؛ $\beta = z/b = 1$ ؛

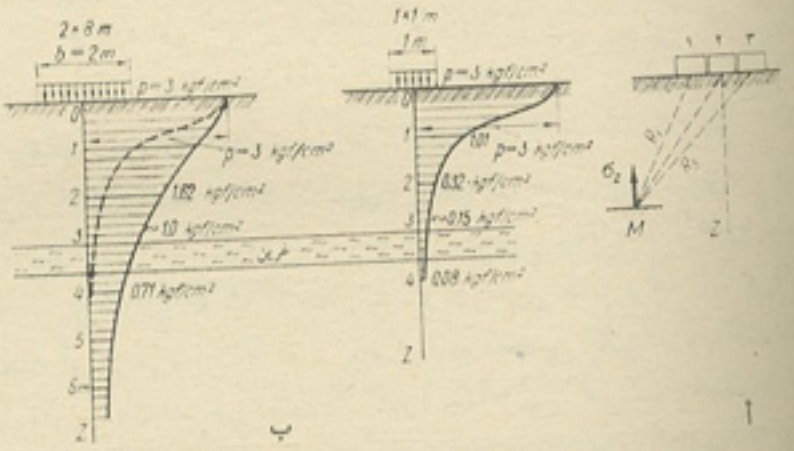
$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2$$

وباستكمال الكمية من الداخل طبقاً للجدول ٩ ، نحصل من الصيغة (3.10) على

$$K_c = \frac{1}{4} \cdot \frac{0.870 + 0.727}{2} \approx 0.2$$

$$\sigma_z = 2 K_c \, p = 2 \times 0.2 \times 3 = 1.20 \text{ kgf/cm}^2$$

تأثير مساحة التحميل . إن حسابات الاجهادات في التربة ، تبين بأنه كلما زادت مساحة انتقال الحمل ، كلما أبطأ تضاؤل أو اضمحلال الاجهادات مع العمق (التبدد أو التشتت على مساحة كبيرة) . وهذا شيء مفهوم ، لأنه طبقاً للشكل ٤٥ ، إذا أضفنا إلى الحمل 1 حملاً معيناً مثل الحمل 2 أو 3 ، عندئذ سيزداد اجهاد الانضغاط σ_z في النقطة M ، ولكن بدرجة أقل عما هو عليه بالنسبة للحمل 1 ، وذلك لأن المسافة R إلى النقطة M تزداد أيضاً ، ومع زيادة المسافة تقل قيمة الاجهادات الإضافية . ويمكن تحديد أو تثبيت زيادة الاجهادات مع زيادة المساحة ، من معطيات الجدول ٩ مباشرة ، ويمكن توضيحها بواسطة الأمثلة التالية .



شكل ٤٥ – مثال تأثير أبعاد مساحة التحميل على توزيع اجهادات الانضغاط على امتداد العمق

كنا قد وجدنا في المثال ٢ ، بأنه على عمق ٢ م عن المستوى المحيط بالفراغ النصفي ، يكون الضغط الناجم عن تأثير الحمل الخارجي الذي شدته $p = 3 \text{ kgf/cm}^2$ ، الموزع على مساحة قدرها ٢ × ٨ م٢ مساوياً $\sigma_z = 1.62 \text{ kgf/cm}^2$ وإذا كان الحمل الخارجي سيؤثر على سطح التربة بنفس الشدة المذكورة ، على مساحة ١ × ١ م٢ ، عندئذ سنجد بأن اجهاد الانضغاط على نفس العمق ، وهو ٢ م ، بعد أن نأخذ في الاعتبار هنا

$$\beta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 2}{1} = 4$$

$$\alpha = \frac{l}{b} = 1$$

$$K_0 = 0.108$$

سنجد بأن الاجهاد المذكور سيساوي ما يلي :

$$\sigma_z = K_0 p = 0.108 \times 3 = 0.32 \text{ kgf/cm}^2$$

ويبين الشكل ٤٥ ، ب الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط على محور الحمل لمساحتي تحميل قدرهما ٢×٨م٢ و ١×١م٢ .

وكما يتضح من الرسوم البيانية المذكورة ، عند تأثير نفس الضغط الخارجي الواحد على السطح ، تختلف الاجهادات باختلاف العمق اختلافاً شديداً ، وذلك اعتماداً على مقدار مساحة التحميل .

وهكذا ، كلما أبطأت سرعة اضمحلال الضغوط الخارجية ، مع العمق ، كلما زادت مساحة التحميل ، وعند أي عمق معين ، ستزداد قيمة اجهادات الانضغاط كلما زادت مساحة التحميل . وللقاعدة الأخيرة أهمية جوهرية من الناحية العملية أو التطبيقية . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن الطبقات الضعيفة أو الرخوة من التربة ، عند مساحة التحميل الكبيرة ، يمكنها على عمق معين ، أن تتعرض لضغوط كبيرة جداً (تزيد على سعتها الحملية) ، بينما في حالة مساحات التحميل الصغيرة نجد بأن الضغوط الناجمة لا تؤثر أبداً حتى على مقاومة واستقرار التربة الرخوة أو الضعيفة ، وذلك لأن قيمتها ستكون صغيرة ، وفي المثال الموضح في الشكل ٤٥ ، ب ، سيكون الضغط الموجود على عمق ٣ م والناجم عن سطح تحميل واقع تحت مساحة ٢×٨م ، مساوياً للمقدار 1.0 kgf/cm² تقريباً ، بينما الضغط الموجود تحت مساحة قدرها ١×١م على نفس العمق المذكور ، سيساوي 0.15 kgf/cm² تقريباً فقط .

طريقة الجمع الأولي . بالنسبة لمساحات التحميل المعقدة الشكل ، التي لا يمكن تقسيمها إلى مستطيلات (مثل المساحات التي لها محيط متعرج في

المسقط الأفقي ، أو المساحات المؤلفة من مثلثات وأشكال أكثر تعقيداً) ، لا يمكن هنا تطبيق طريقة النقاط الزاوية .

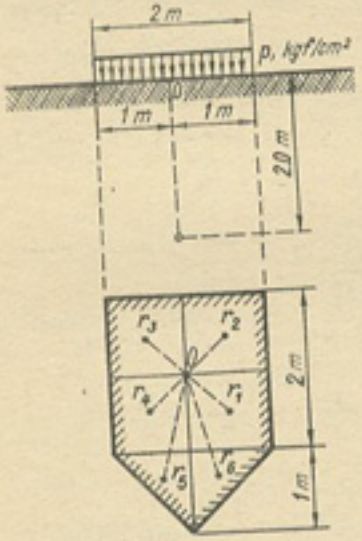
وفي هذه الحالة ، تستخدم طريقة الجمع الأولي ، التي تتلخص فيما يلي : تقسم مساحة التحميل إلى عدة مساحات ، ذات أبعاد مناسبة ، بحيث يمكن حساب الأحمال المؤثرة عليها ، المركزة في مراكز ثقلها .

وبواسطة المقارنة مع نتائج الحلول المضبوطة ، وجد أنه عند تقسيم سطح التحميل إلى عدة أقسام صغيرة ، أو مساحات أولية ، يقل ضلعها الطويل l_0 عن نصف المسافة من مركز القسم الصغير R_0 إلى النقطة التي يحدد فيها اجهاد الانضغاط ، يبلغ الخطأ في التقدير حوالي ٦٪ ، أي عند $\frac{l_0}{R_0} < \frac{1}{2}$ يبلغ الخطأ $\eta \leqslant 6\%$. وكذلك تماماً عند $\frac{l_0}{R_0} \leqslant \frac{1}{3}$ نجد بأن $\eta \leqslant 3\%$ وعند $\frac{l_0}{R_0} \leqslant \frac{1}{4}$ نجد بأن $\eta \leqslant 2\%$.

إن المعطيات المذكورة ، تدخل تحديداً معيناً على حسابات اجهادات الانضغاط بطريقة الجمع الأولي .

ولكن تجدر الإشارة هنا ، إلى أن طريقة الجمع الأولي ، لا تصلح لتحديد الاجهادات الرئيسية ، وفي عدد من الحالات (مثلا عند حساب تأثير الأساسات المجاورة على الهبوط) يتطلب حساب تأثير الاجهادات الأفقية .

إن اجهاد الانضغاط المحسوب بطريقة الجمع الأولي ، يحدد من الصيغة (3.4) بجمع الاجهادات الناجمة عن مساحات التحميل الأولية .



شكل ٤٦ – الرسم التوضيحي لمثال تحديد اجهادات الانضغاط بطريقة الجمع الأولي

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} K_i \frac{P_i}{z^2} \qquad (3.4^*)$$

حيث K_i — معامل يحدد من الجدول ٨ تبعاً للنسبة r_i/z (وهنا r_i تمثل المسقط على المساحة الأفقية ، للمسافة من مركز ثقل المساحة الأولية رقم i إلى النقطة المبحوثة ، z — تمثل العمق) ؛

n — عدد المساحات الأولية أو الأقسام الصغيرة .

مثال ٣ : يطلب تحديد قيمة اجهاد الانضغاط σ_z ، للمساحة الأفقية الواقعة على المحور المار في المركز 0 التابع للقسم المستطيل من مساحة التحميل (شكل ٤٦) والواقعة على عمق يساوي ٢ م من السطح ، عند تأثير حمل موزع بانتظام شدته $p = 3$ kgf/cm² .

نقسم مساحة التحميل إلى ٦ مساحات أولية أو صغيرة هي : أربعة مربعات أبعادها ١×١م، ومثلثان قائما الزاوية طول ضلعهما القائم ١ م .

ولنفرض وجود قوة مركزة قدرها $P_i = p F_i$ مؤثرة في مركز كل قطعة أو مساحة أولية (حيث F_i – مساحة القطعة الأولية) . وبما أنه في المثال المبحوث هنا ، ستكون نسبة الضلع الكبير لأية مساحة أولية l_0 إلى المسافة الواصلة إلى النقطة المبحوثة R_0 ، أقل من اثنين ، إذن سيكون الخطأ في تحديد الاجهاد σ_z بواسطة الصيغة (3.44*) أقل من ٦٪ (باتجاه زيادة الاجهاد) .

والآن نحدد المسافة الأفقية من النقاط المأخوذة لتسليط القوى المركزة (من مراكز ثقل المساحات الأولية) إلى المحور الرأسي أو العمودي ، المار في النقطة المبحوثة ، أي القيمة r_i (شكل ٤٦) للمساحات الأولية المربعة .

$$r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = \sqrt{2}/2 = 0.71 \text{ m}$$

للمساحات الأولية المثلثة

$$r_5 = r_6 = \sqrt{1.33^2 + 0.33^2} = 1.37 \text{ m}$$

عندئذ إذا استكملنا المقادير من الداخل طبقاً للجدول ٨ ، ستتمكن من تحديد ما يلي :

عند $\frac{r_{1-4}}{z} = \frac{0.71}{2} = 0.355$ نجد أن

$$K_1 = 0.3549$$

وعند $\frac{r_{5-6}}{z} = \frac{1.37}{2} = 0.685$ نجد أن

$$K_2 = 0.1850$$

عندئذ سنحصل على ما يلي

$$\sigma_z = 4 K_1 \frac{P_1}{z^2} + 2K_2 \frac{P_2}{z^2}$$

أو بتعويض قيم K_1 و K_2 وكذلك $P_1 = 30$ tf و $P_2 = 15$ tf سنحصل على ما يلي :

$$\sigma_z = 4 \times 0.3549 \frac{30\,000}{200\times200} + 2 \times 0.1850 \frac{15\,000}{200\times200} \approx 1.2 \text{ kgf/cm}^2$$

وعند الرغبة في الحصول على نتائج أكثر دقة لقيمة اجهادات الانضغاط، يجب تقسيم مساحة التحميل إلى مساحات أولية أصغر أبعاداً . وبنفس الطريقة تماماً ، يمكن تحديد قيمة اجهادات الانضغاط أيضاً ، لأية نقطة أخرى من نقاط الفراغ النصفي الخطي التشوه .

البند ٢ — توزيع الاجهادات في حالة المسألة المستوية

سوف تتحقق شروط المسألة المستوية ، في الحالة التي تتوزع فيها الاجهادات في مستوى واحد في الاتجاه العمودي . أو تكون مساوية للصفر ، أو ثابتة القيمة . وهذا الشرط يتحقق بالنسبة للانشاءات المنبسطة أو الممطوطة جداً في المسقط الأفقي ، مثل الأساسات الشريطية وأساسات الجدران، قواعد الجدران المحتجزة أو الساندة ، السدود الترابية ، سدود الماء وغيرها من الانشاءات المماثلة . ولهذه الانشاءات ، في أي موضع كان منها باستثناء الأقسام الطرفية ، من الحافة إلى الداخل (بمسافة تتراوح تقريباً من ضعفي إلى ثلاثة أضعاف عرض الانشاء) ، سيكون توزيع الاجهادات في أي مقطع مستحدث ، مشابهاً لتوزيع الاجهادات في المقاطع المجاورة الأخرى ، على شرط عدم تغير الحمل في الاتجاه العمودي على المستوى المبحوث . إن تحديد الاجهادات في ظروف المسألة المستوية ، يسهل جداً ، ويمكن في كثير من الحالات ، التوصل إليه أو وضعه بشكل ملائم .

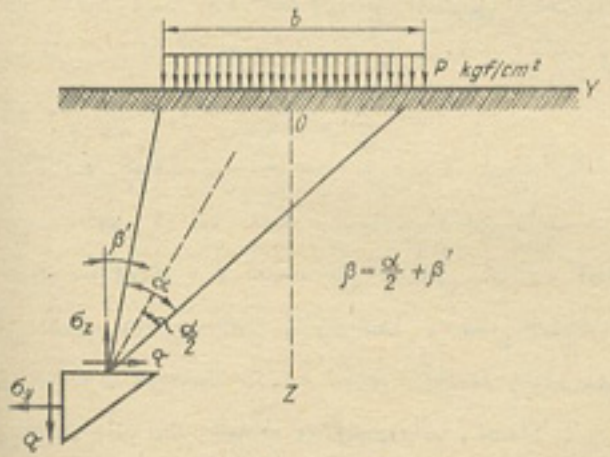
وتجدر الإشارة كذلك إلى الخاصية أو الميزة المهمة للغاية ، للمسألة المستوية ، التي تتلخص في أن كافة مركبات الاجهادات σ_x ، σ_y و τ في المستوى المبحوث ZOY ، لا تعتمد على خواص تشوه أو انفعال الفراغ النصفي الخطيّ التشوه (على معامل التشوه الكلي ومعامل التشوه أو الانفعال الجانبي) . أي ستكون صحيحة بالنسبة لكافة الأجسام (المصمتة ، السائبة وغيرها) التي يمكن أن تعتبر العلاقة بين اجهاداتها وانفعالاتها (تشوهاتها) بمثابة علاقة خطية .

وفي الوقت الحاضر ، نجد بأن المسألة المستوية لتحديد اجهادات الأجسام

الخطية التشوه (الانفعال) قد حلت بالتفصيل في أبحاث العلماء براندتيل ، ميتشيل ، كولوسوف ، بوزيريفسكي ، غيرسيفانوف وغيرهم . وسوف نكتفي هنا فقط بتقديم الحلول التي تصادفنا بكثرة في التطبيقات العملية . وقد تم التوصل إلى هذه الحلول بالطريقة التالية :

باستخدام صيغ الاجهادات في الكتلة الأرضية الخطية التشوه ، الناجمة عن تأثير الحمل الطولي أو الخطي (طريقة فلامان) في ظروف المسألة المستوية، وبطريقة أخذ تكامل الاجهادات الناجمة عن تأثير القوى الأولية ($1 \cdot p dy$)، نحصل على صيغ مركبات الاجهاد σ_z ، σ_y ، τ لمختلف أنواع الأحمال الموزعة : الموزعة بانتظام ، المتزايدة طبقاً لقانون الخط المستقيم وغيرها .

تأثير الحمل الموزع بانتظام . إن الرسم التخطيطي لتأثير الحمل الموزع بانتظام في ظروف المسألة المستوية ، مبين في الشكل ٤٧ . وإذا رمزنا بالحرف α لزاوية الرؤية، أي $\beta = \alpha/2 + \beta'$ (حيث β' – هي الزاوية التي يصنعها الشعاع الطرفي مع المستقيم العمودي) ، عندئذ ستكون الصيغ التالية صحيحة بالنسبة لمركبات الاجهادات



شكل ٤٧ – الرسم التخطيطي لتأثير حمل موزع بانتظام في ظروف المسألة المستوية

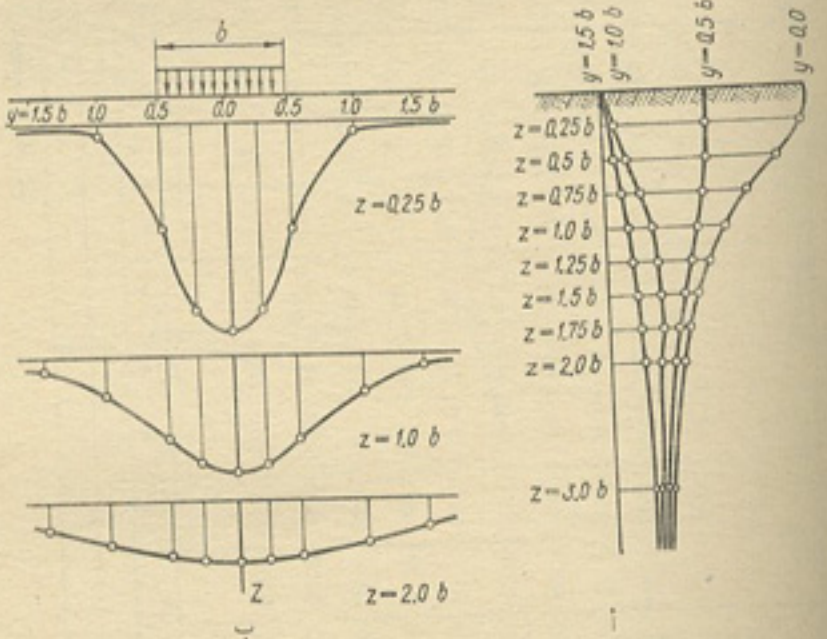
$$\left.\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin\alpha\cos 2\beta) \\ \sigma_y &= \frac{p}{\pi}(\alpha - \sin\alpha\cos 2\beta) \\ \tau &= \frac{p}{\pi}(\sin\alpha\sin 2\beta) \end{aligned}\right\} \qquad (3.11)$$

إن الصيغ الواردة أعلاه ، تساعد على سهولة وضع جدول لمعاملات التأثير ، لغرض حساب مركبات الاجهادات ، بوضع الرموز التالية :

$$\left.\begin{aligned} \sigma_z &= K_z p \\ \sigma_y &= K_y p \\ \tau &= K_{yz} p \end{aligned}\right\} \qquad (3.11')$$

إن قيم معاملات التأثير K_z ، K_y ، K_{yz} مدرجة في الجدول ١٢ ، تبعاً لقيمة الاحداثيات النسبية z/b و y/b .

وباستخدام معطيات الجدول ١٢ ، يمكن بسهولة تخطيط الرسوم البيانية



شكل ٤٨ – الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط σ_z على امتداد المقاطع الرأسية (أ) والمقاطع الأفقية (ب) لكتلة التربة أو الأرض

جدول ١٢

قيم معاملات التأثير K_z ، K_x و K_{zx} لتحديد مركبات الاجهادات في حالة تأثير حمل موزع بانتظام في ظروف المسألة المستوية

$\frac{z}{b}$	قيم النسبة b/x																					
	0			0.25			0.5			1			1.5			2					
	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}	K_z	K_x	K_{xz}
0.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	0	0.50	0.50	0.32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0.96	0.45	0	0.90	0.39	0.13	0.50	0.35	0.30	0.02	0.17	0.05	0.00	0.07	0.01	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00	0.04	0.00
0.50	0.82	0.18	0	0.74	0.19	0.16	0.48	0.23	0.26	0.08	0.21	0.13	0.02	0.12	0.04	0.00	0.07	0.02	0.00	0.07	0.02	0.02
0.75	0.67	0.08	0	0.61	0.10	0.13	0.45	0.14	0.20	0.15	0.22	0.16	0.04	0.14	0.07	0.02	0.10	0.04	0.04	0.10	0.04	0.04
1.00	0.55	0.04	0	0.51	0.05	0.10	0.41	0.09	0.16	0.19	0.15	0.16	0.07	0.14	0.10	0.03	0.13	0.05	0.05	0.13	0.05	0.05
1.25	0.46	0.02	0	0.44	0.03	0.07	0.37	0.06	0.12	0.20	0.11	0.14	0.10	0.12	0.10	0.04	0.11	0.07	0.07	0.11	0.07	0.07
1.50	0.40	0.01	0	0.38	0.02	0.06	0.33	0.04	0.10	0.21	0.06	0.11	0.13	0.09	0.10	0.07	0.09	0.08	0.08	0.09	0.08	0.08
1.75	0.35	—	0	0.34	0.01	0.04	0.30	0.03	0.08	0.20	0.05	0.10	0.14	0.07	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
2.00	0.31	—	0	0.31	—	0.03	0.28	0.02	0.06	0.17	0.02	0.06	0.13	0.03	0.07	0.10	0.04	0.07	0.04	0.07	0.04	0.07
3.00	0.21	—	0	0.21	—	0.02	0.20	0.01	0.03	0.14	0.01	0.03	0.12	0.02	0.05	0.10	0.03	0.05	0.03	0.05	0.03	0.05
4.00	0.16	—	0	0.16	—	0.01	0.15	—	0.02	0.12	—	0.03	0.11	—	0.04	0.09	—	0.04	—	—	—	—
5.00	0.13	—	0	0.13	—	—	0.12	—	—	0.10	—	—	0.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6.00	0.11	—	0	0.10	—	—	0.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

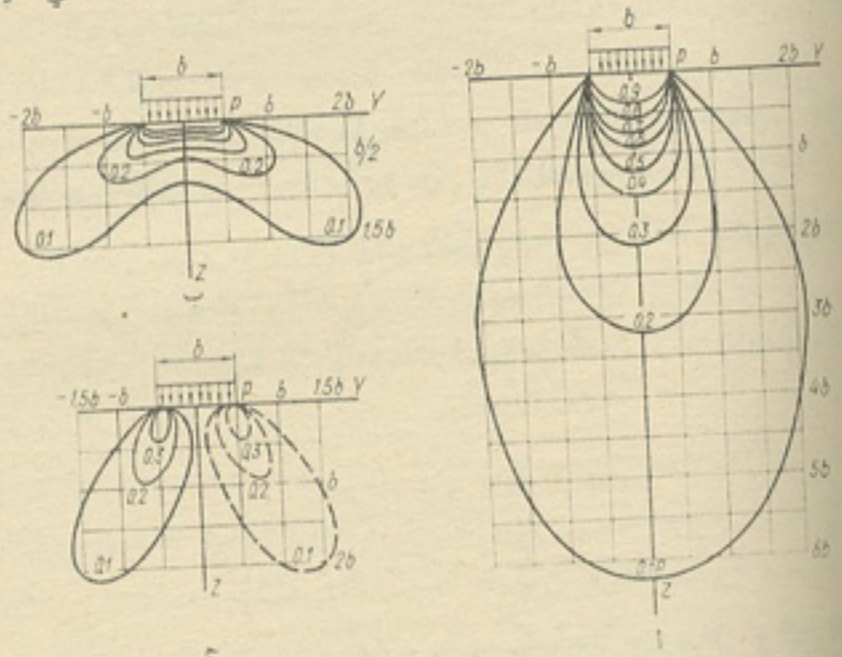
ملاحظة : ان قيمة المعاملات $K_0 = K_x$ لنفس النسبة (b/z أو $2 z/b$) مدرجة أيضاً في الجدول ٩ (عند $x \geq 10$) .

لتوزيع الاجهادات على المقاطع الأفقية والعمودية لكتلة التربة في حالة المسألة المستوية (في حالة كون الحمل الموزع بانتظام ، على هيئة شريطية) .

وكمثال على ذلك ، يبين الشكل ٤٨ ، الرسوم البيانية لاجهادات الانضغاط σ_x للمقاطع العمودية والأفقية لكتلة التربة أو الكتلة الأرضية .

وباستخدام الرسوم البيانية للاجهادات ، التي حصلنا عليها ، يمكن بسهولة أن نخطط أيضاً منحنيات الاجهادات المتساوية أو المتعادلة . ويبين الشكل ٤٩ ، أ خطوط اجهادات الانضغاط الرأسية (العمودية) المتساوية أو خطوط الضغوط المتساوية ؛ كما يبين الشكل ٤٩ ، ب خطوط الضغوط الأفقية المتساوية (الضغوط الدفعية) ؛ أما الشكل ٤٩ ، ج فيبين خطوط الاجهادات المماسة (اجهادات القص) المتساوية ، التي تبين بصرياً كل منطقة الاجهاد في التربة الواقعة تحت الحمل الشريطي .

ومن الجدير أن نشير إلى أنه إذا اكتفينا ببحث الضغوط التي تزيد



شكل ٤٩ – خطوط الاجهادات المتساوية في كتلة التربة الخطية التشوه ، في حالة المسألة المستوية :

أ – خطوط تساوي الضغط σ_z ، ب – الضغوط الدفعية σ_x ، ج – الزحزحات أو القص τ_{xz}

على p 0.1 عندئذ سينعكس تأثير اجهادات الانضغاط في حالة المسألة المستوية، على عمق أكبر (يصل تقريباً إلى $6b$) مما هو عليه في حالة المسألة المجسمة (مثلاً لمساحة التحميل المربعة التي تصل إلى حد $4b$) .

إن منطقة توزيع الضغوط الدفعية تنتقل إلى الجانب إلى مسافة تزيد على عرض مساحة قاعدة الأساس الشريطي ، أما اجهادات القص القصوى (إلى حد p 0.32) فإنها تقع تحت جوانب قاعدة الحمل الشريطي ، أما على امتداد محور الحمل ، فإن اجهادات القص تساوي صفراً . وبالنسبة للاجهادات الرئيسية σ_1 و σ_2 ولاجهادات القص القصوى $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ فإن خطوط الاجهادات المتساوية تكون على هيئة دوائر تمر في النقاط الطرفية لقاعدة الحمل الشريطي .

إن **الاجهادات الرئيسية** ، أي الاجهادات المتعامدة (العمودية) القصوى والصغرى ، ستكون بالنسبة للمساحات ، واقعة على محور التماثل الرأسي للحمل . وفي الحقيقة ، بالنسبة لهذه المساحات يكون لدينا $\beta' = -\alpha/2$ إذن زاوية β تساوي صفراً $\beta = \alpha/2 - \alpha/2 = 0$.

وفي هذه الحالة ، طبقاً للسطر الثالث من الصيغة (3.11) سيكون اجهاد القص مساوياً للصفر : $\tau = 0$ أي ستكون المساحات رئيسية .

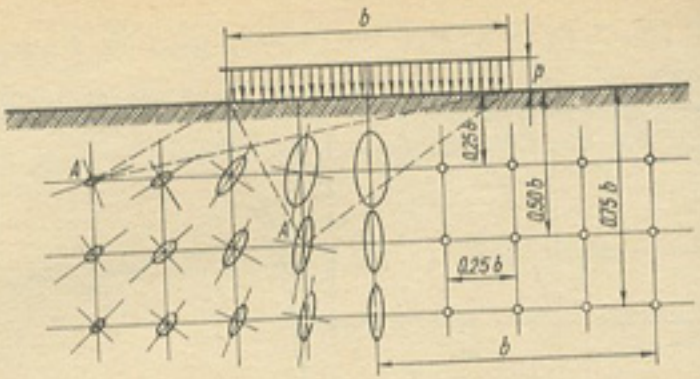
ويمكن القول هنا ، بأن المساحات الرئيسية هي أيضاً تلك المساحات الواقعة على منصفات زوايا الرؤية والمساحات العمودية عليها .

ونحصل على قيمة الاجهادات الرئيسية من الصيغ رقم (3.11) على فرض أن $\beta = 0$

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin\alpha) \\ \sigma_2 &= \frac{p}{\pi}(\alpha - \sin\alpha) \end{aligned}\right\} \qquad (3.12)$$

إن الصيغتين رقم (3.12) تستخدمان غالباً جداً عند تقدير أو تقييم حالة الاجهاد في قواعد الانشاءات ، وخاصة حالة الاجهاد الحدية .

وباستخدام هاتين الصيغتين ، يمكن أيضاً رسم القطوع الناقصة للاجهادات



شكل ٥٠ – القطوع الناقصة للاجهادات ، عند تأثير حمل موزع بانتظام في ظروف المسألة المستوية

لمختلف نقاط الفراغ النصفي الخطيّ التشوه في حالة الاجهاد (شكل ٥٠) التي تبين بصرياً تغير الاجهادات في التربة تحت الحمل الشريطي الشكل .

الحمل المثلث . عند تحديد الاجهادات الناجمة في التربة نتيجة لتأثير الحمل غير المنتظم أو غير الموزع ، يكون الحمل المثلث هنا بمثابة العنصر التركيبي المهم ، أي الحمل الذي تتغير شدته طبقاً لقانون المثلث .

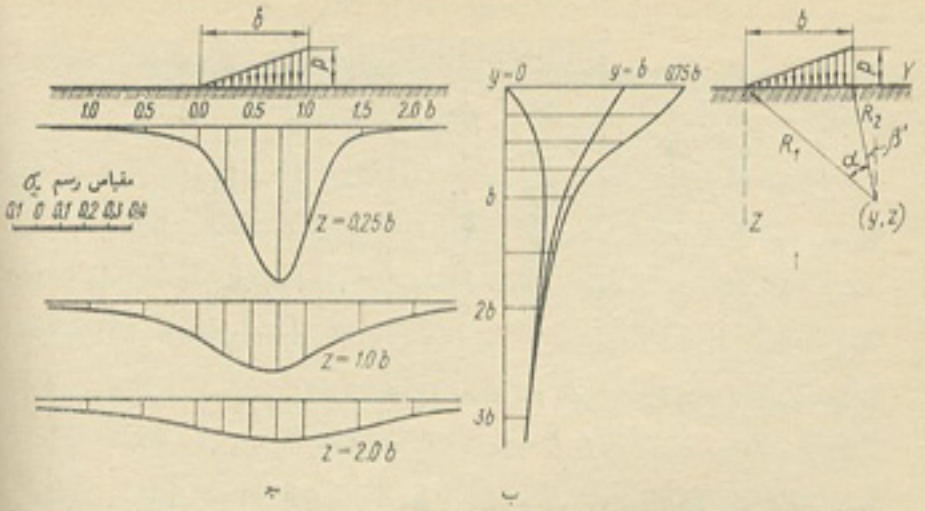
وسوف نقدم هنا الصيغة فقط (بأبسط أشكالها) لتحديد قيمة اجهادات الانضغاط الرأسية σ_z ، المؤثرة في المساحات الأفقية الموازية للمستوى المحيط :

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi}\left[\frac{2y}{b}\alpha - \sin 2\beta'\right] \qquad (3.13)$$

حيث α و β' – هما الزاويتان المبينتان في الشكل ٥١ ، أ والمقاستان بالزوايا النصف قطرية .

ولأجل الإيضاح رسمت في الشكل ٥١ ، ب و ج الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط σ_z على المقاطع الأفقية والرأسية الناجمة في الكتلة الأرضية الخطية التشوه ، نتيجة لتأثير الحمل المثلث ، بأجزاء من شدته القصوى ، كما يبين الجدول ١٣ ، قيم σ_z تبعاً للنسبة z/b و y/b (شكل ٥١ ، أ).

وتجدر الإشارة إلى أن اجهاد الانضغاط الأقصى سيوجد في المقطع الرأسي المار بالقرب من مركز ثقل الحمل المثلث .



شكل ٥١ – الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط على المقاطع الرأسية والأفقية لكتلة التربة أو الأرض عند تأثير الحمل المثلث

جدول ١٣

قيمة اجهادات الانضغاط في حالة الحمل المثلث بأجزاء من p

$\frac{z}{b}$	قيمة النسبة y/b										
	−1.5	−1	−0.5	0	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.250	0.500	0.750	0.500	0.000	0.000	0.000
0.25	—	—	0.001	0.075	0.256	0.480	0.643	0.424	0.015	0.003	0.000
0.50	0.002	0.003	0.023	0.127	0.263	0.410	0.477	0.353	0.056	0.017	0.003
0.75	0.006	0.016	0.042	0.153	0.248	0.335	0.361	0.293	0.108	0.024	0.009
1.00	0.014	0.025	0.061	0.159	0.223	0.275	0.279	0.241	0.129	0.045	0.013
1.50	0.020	0.048	0.096	0.145	0.178	0.200	0.202	0.185	0.124	0.062	0.041
2.00	0.033	0.061	0.092	0.127	0.146	0.155	0.163	0.153	0.108	0.069	0.050
3.00	0.050	0.064	0.080	0.096	0.103	0.104	0.108	0.104	0.090	0.071	0.050
4.00	0.051	0.060	0.067	0.075	0.078	0.085	0.082	0.075	0.073	0.060	0.049
5.00	0.047	0.052	0.057	0.059	0.062	0.063	0.063	0.065	0.061	0.051	0.047
6.00	0.041	0.041	0.050	0.051	0.052	0.053	0.053	0.053	0.050	0.050	0.045

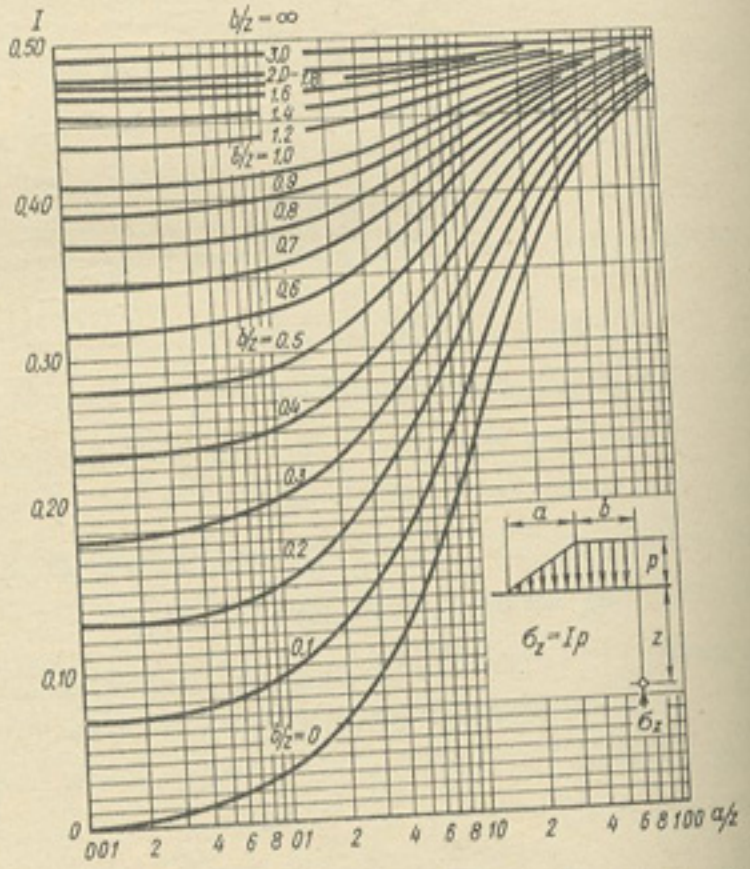
تأثير أي حمل من الأحمال المتغيرة طبقاً لقانون الخط المستقيم . إن من الحالات المهمة لتأثير الحمل الشريطي الشكل ، هي حالة تأثير الحمل المتغير طبقاً لكل من المثلثين القائم الزاوية والمتساوي الأضلاع ، وحالة تأثير الحمل الذي على هيئة شبه المنحرف وغير ذلك ، أي الحمل الذي يتغير طبقاً لقانون الخط المستقيم . إن الصيغ المتعلقة بحساب الاجهادات لهذه الحالات ، مبينة في

عدد من الكتب الدراسية والمراجع العلمية الخاصة بميكانيكا التربة . وسوف نتوقف هنا فقط على استخدام الرسم البياني العام المسمى برسم «اوستيربيرج» لحالة الحمل المبحوثة ، وهذا الرسم منشور في أبحاث المؤتمر الدولي الرابع لميكانيكا التربة .

إن اجهاد الانضغاط الناجم في كتلة التربة عند تأثير الحمل المتغير طبقاً لقانون الخط المستقيم ، يحسب بواسطة الصيغة التالية :

$$\sigma_z = I\,p$$

حيث $I = f\left(a/z\,,\ b/z\right)$ – تمثل دالة القيم النسبية (a/z , b/z) المحددة



شكل ٥٢ – الرسم البياني لتحديد اجهادات الانضغاط ، الناجمة عن الحمل المتغير تبعاً لقانون الخط المستقيم

من الرسم البياني الموضح في الشكل ٥٢ (a و b أطوال الرسمين البيانيين المثلث والمستطيل للحمل على التوالي ؛ z تمثل عمق النقطة المراد بحثها) .

وتحدد قيمة I باعتبارها مساوية للمجموع الجبري للمعاملات المناظرة للحمل ، إلى اليسار وإلى اليمين من العمود المار في النقطة المبحوثة .

مثال ٤ : يطلب تحديد الاجهاد σ_{z_1} للنقطة M_1 (شكل ٥٣ ،أ) ، في حالة تأثير الحمل التالي من اليسار ،

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1$$

$$\frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0.5$$

ومن الرسم البياني (لاحظ الشكل ٥٢) لدينا : $I_1 = 0.397$

وعند تأثير الحمل من اليمين :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1$$

$$\frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1.5$$

$$I_r = 0.478$$

وبهذا الشكل نحصل على مايلي :

$$\sigma_{z_1} = (I_1 + I_r)\, p$$

أو بتعويض القيم العددية هنا ، سنحصل على

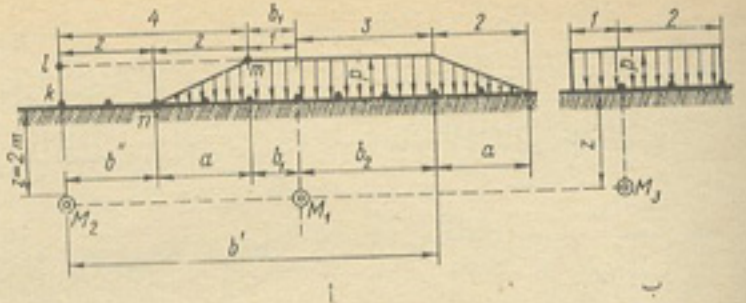
$$\sigma_{z_1} = (0.397 + 0.478)\, p = 0.875\, p$$

ولتحديد اجهاد الانضغاط σ_{z_2} في النقطة M_2 (لاحظ الشكل ٥٣ ، أ) نسلط الحمل التخيلي $klmn$. وفي حالة تأثير الحمل الكلي (بما فيه الحمل التخيلي أيضاً) نجد ما يلي :

$$\frac{a}{z} = 1$$

$$\frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4$$

$$I_r = 0.499$$



ب

شكل ٥٣ – الرسم التخطيطي للأحمال ، الذي يوضح مثال استخدام الرسم التخطيطي المبين في الشكل ٥٢

وفي حالة تأثير الحمل التخيلي

$$I_r' = 0.455 \; ; \; \frac{b''}{z} = 1 \; ; \; \frac{a}{z} = 1$$

وبتعويض القيم العددية ، والأخذ في الاعتبار تأثير الحمل التخيلي $klmn$ نحصل على

$$\sigma_{z_2} = (I_r - I_r')p = (0.499 - 0.455)p = 0.044\, p$$

ولحالة الحمل المستطيل (شكل ٥٣ ، ب) نحصل على

$$\sigma_{z_3} = (I_1 + I_r)p$$

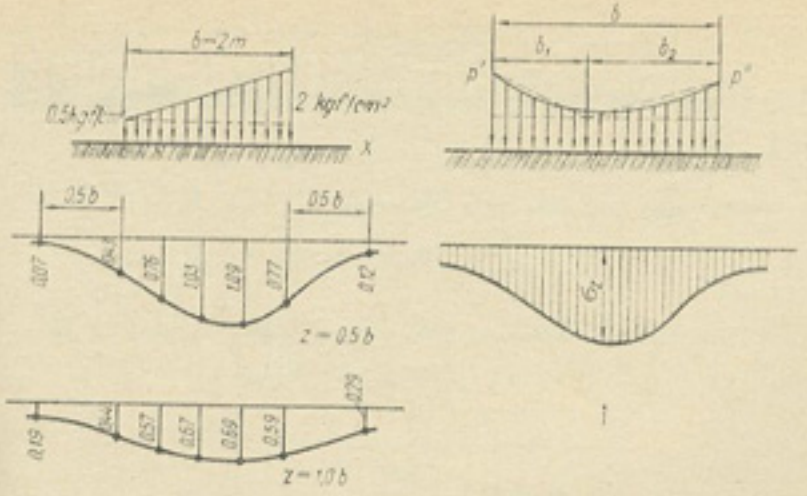
وبتحديد قيمة I_1 عند $a/z = 0$ و $b/z = 0.5$ ، وقيمة I_r عند $a/z = 0$ و $b/z = 1$ نحصل على

$$\sigma_{z_3} = (0.278 + 0.410)p = 0.688\, p$$

النوع الاختياري من الحمل . في حالة تأثير الحمل الاختياري الشريطي الموزع أو المستمر ، يتم تقسيم الرسم البياني للضغوط الخارجية إلى أقسام صغيرة (أولية) مستطيلة ومثلثة ، مثلا كما مبين في الشكل ٥٤ ، أ ، وبجمع الاجهادات الناجمة عن الأقسام الأولية المستطيلة والمثلثة للرسم البياني للضغوط ، يتم تحديد قيمة اجهاد الانضغاط في النقطة المعينة من كتلة التربة .

وكمثال على ذلك ، يبين الشكل ٥٤ ، ب الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط σ_z في التربة على عمقين يساويان $z=0.5b$ و $z=1.0b$ ، المحسوبة استناداً إلى الطريقة المذكورة أعلاه لحالة تعرض سطح التربة لتأثير الضغوط الموزعة طبقاً للرسم البياني الذي على هيئة شبه المنحرف .

والطريقة المشروحة قابلة للتطبيق في حالة وجود أي رسم بياني كان للضغوط الخارجية .



شكل ٥٤ – الرسم التخطيطي لتأثير حمل غير منتظم التوزيع في حالة المسألة المستوية :
أ – تقسيم الرسم البياني المنحني للضغوط إلى أقسام أولية ، ب – توزيع اجهادات الانضغاط عند تأثير الحمل الخارجي ، طبقاً للرسم البياني الذي على شكل شبه المنحرف

البند ٣ – توزيع الضغوط على قاعدة الانشاءات المستندة على التربة (المسألة التلامسية)

إن لمسألة توزيع الضغوط على قاعدة الانشاءات ، أهمية عملية كبيرة ، وخاصة بالنسبة للأساسات القابلة للانثناء أو الأساسات المرنة المصممة لمقاومة الانحناء .

وإذا عرفنا الضغط الرد الفعلي أو الارتكاسي المؤثر على قاعدة الأساس ، وهو الضغط الذي يسمى عادة بالضغط التلامسي أو ضغط التلامس عندئذ بتسليط القيمة العكسية لهذا الضغط على قاعدة عتبة الأساس ، نحصل بدون أية صعوبة على قيمة عزوم الانحناء التصميمية وقوى القص التصميمية ، وذلك باستخدام المعادلات الاستاتيكية العادية .

وقد بحثنا في البند السابق تعرض التربة لتأثير الحمل الموزع ، وهو الحمل الذي تبع تشوهات أو انفعالات سطح التربة ، أي الحمل الذي ينتقل إلى التربة عن طريق أحد الأجسام غير الجاسئة (الصلبة) ، مثلاً عن طريق السد الترابي

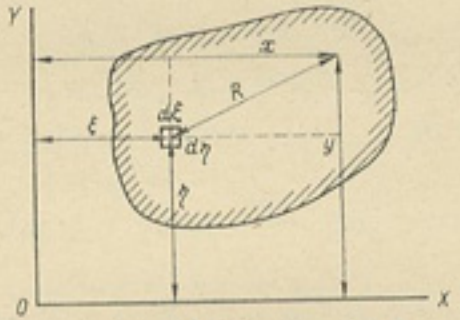
وغير ذلك . ولكن لمعظم أساسات الانشاءات ، جسوءة معينة خاصة بها . ولذلك يصبح من المهم أن نقدر مدى تأثير جسوءة الأساس على توزيع ضغوط التلامس والضغوط الأخرى في كتلة التربة .

إن المعادلة الأصلية لحل المسألة موضوعة البحث ، هي صيغة بوسينيسك (3.3) للتشوه أو الانفعال الرأسي للفراغ النصفي الخطي التشوه ، الناجم عن تأثير القوة المركزة .

$$w_z = \frac{P}{\pi C_0 R}$$

وبالنسبة للمساحة الاختيارية للحمل ، سنحصل على ما يلي بعد اتخاذ الرموز المبينة في الشكل ٥٥ :

$$w_z = \frac{1}{\pi C_0} \int\int_F \frac{p(\xi, \eta)\, d\xi\, d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} \qquad (3.14)$$



شكل ٥٥ – الرسم التخطيطي لمساحة تحميل اختيارية الشكل

حيث F – مساحة التحميل ، التي يجب أن يؤخذ عليها التكامل .

وإذا كان الأساس مطلق الجسوءة ، عندئذ ستكون جميع نقاط مساحة قاعدته ، معرضة عند تأثير الحمل المركزي ، لتأثير التشوه أو الانفعال الرأسي الواحد فقط .

وهكذا ، سيكون شرط الجسوءة المطلقة للأساس في هذه الحالة كما يلي

$$w_z = \text{const}$$

أو كما يلي بالتفصيل

$$w_z = \frac{1}{\pi C_0} \int\int_F \frac{p(\xi, \eta)\, d\xi\, d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} = \text{const} \qquad (3,15)$$

إن حل هذه المعادلة التفاضلية للمساحة الدائرية لقاعدة الأساس المطلق الجسوءة ، عند تأثير الحمل المركزي ، يكون على الشكل التالي :

$$p_{xy} = \frac{p_m}{2\sqrt{1-(\frac{\rho}{r})^2}} \qquad (3.16)$$

حيث r — نصف قطر قاعدة الأساس ؛

ρ — المسافة من مركز القاعدة إلى أية نقطة من نقاطها ($\rho \leqslant r$) ؛

p_m — معدل الضغط المؤثر على وحدة مساحة القاعدة .

ولحالة المسألة المستوية ، لدينا ما يلي :

$$p_{xy} = \frac{2\,p_m}{\pi\sqrt{1-(\frac{y}{b_1})^2}} \qquad (3.16')$$

حيث y — المسافة الأفقية من منتصف الأساس إلى النقطة المبحوثة ؛

b_1 — نصف عرض الأساس .

وعند تأثير الحمل اللامركزي P أو خارج المركز في حالة المسألة المستوية (طبقاً لأبحاث الأستاذ جاستيف) يكون لدينا ما يلي :

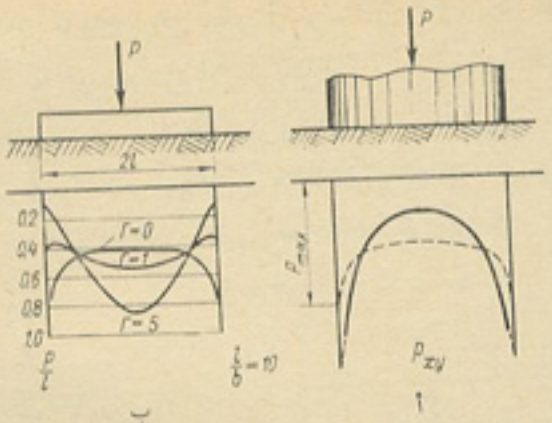
$$p_{xy} = \frac{P}{\pi\sqrt{b_1^2-y^2}}\left(1+\frac{2\,e\,y}{b_1^2}-\frac{2qb_1}{P}\right)+q \qquad (3.16'')$$

حيث e — لامركزية القوة المركزة أو الطولية P ؛

q — شدة الحمل الجانبي .

وإذا خططنا الرسم البياني لتوزيع الضغوط التلامسية (شكل ٥٦ ، أ) عندئذ سنحصل بالنسبة للأساس المطلق الجسوءة المقام على الفراغ النصفي الخطيّ التشوه ، على رسم بياني يشبه السرج أي على شكل السرج يحتوي على ضغوط متناهية الكبر عند الأطراف .

وفي الحقيقة عند $r = \rho$ وعند $b_1 = y$ نجد أن $p_{xy} = \infty$. أما على امتداد المحور المركزي لتماثل الأساس ، في حالة القاعدة الدائرية أو المدورة ، فنحصل على ما يلي :



شكل ٥٦ — الرسوم البيانية للضغوط التلامسية :
أ — تحت الأساس المطلق الجسوءة ، ب — تحت الأساسات المختلفة المرونة أو الانثنائية

$$p_0 = \frac{p_m}{2}$$

وفي حالة القاعدة الشريطية للأساس

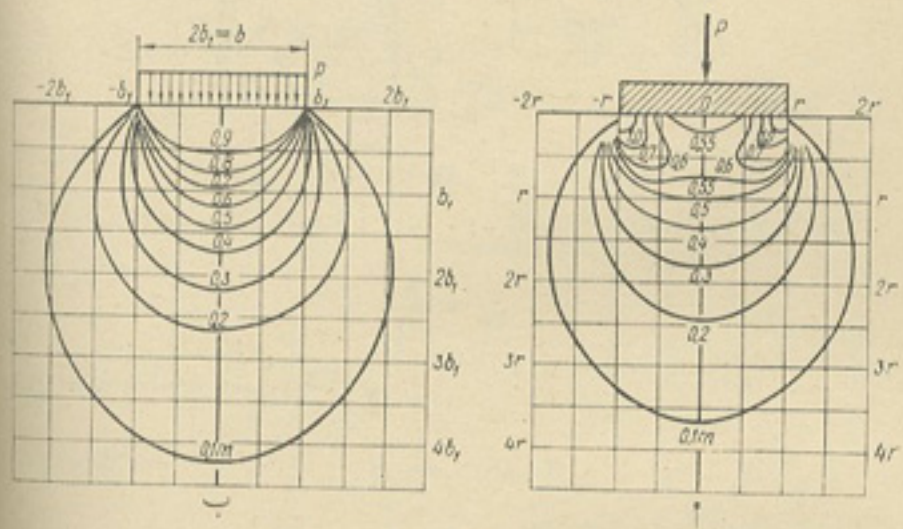
$$p_0 = \frac{2}{\pi}\,p_m$$

ولكن أثبتت الحلول المنجزة بأخذ زحف هيكل التربة في الاعتبار (الحلول التي وضعها المهندس اروتيونيان) والزيادة الآنية لمعامل التشوهات الكلية مع العمق (أبحاث الأستاذ زاريتسكي) ، بأن الضغوط التلامسية المؤثرة على قاعدة الأساس الجاسيء ، سوف تتوزع طبقاً لمنحني مفلطح أو متطاول أكثر اتساعاً من السابق بكثير ، وبالإضافة إلى ذلك فإن هذه الضغوط عند حافة الأساس لايمكن أن تزيد على قيمة السعة الحملية للتربة ، الأمر الذي يحدد أيضاً إعادة توزيع الضغوط على قاعدة الأساس (الشكل ٥٦ ، أ الخط المنقط) .

إن تركز الضغوط عند حافة الأساسات الجاسئة يؤثر على توزيع الاجهادات في كتلة التربة ، فقط على عمق غير كبير من القاعدة ، وتتغير بصيلة الاجهادات الكلية تغيراً قليلاً ، ونتيجة لذلك نجد بأن الهبوط الكلي للأساسات يعتمد قليلاً على جسوءتها ، على الرغم من أن هبوط الأساسات

المطلقة الجسوءة ، كما ينجم عن بعض الحلول المناسبة (راجع الباب الخامس) يكون أقل قليلاً مما هو عليه في الأساسات المرنة أو القابلة للانثناء .

ويبين الشكل ٥٧ ، خطوط تساوي الضغط ، المرسومة طبقاً لحسابات معهد الأساسات في الاتحاد السوفييتي ، للأساس المطلق الجسوءة وللأساس المطلق المرونة ، وهذه الخطوط تثبت صحة ما ذكرناه أعلاه .



شكل ٥٧ – خطوط تساوي الضغط في التربة الواقعة تحت الأساسات :
أ – الأساسات المطلقة الجسوءة ، ب – الأساسات المرنة أو القابلة للانثناء

إن الرسم البياني للضغوط التلامسية لقاعدة الأساسات ، يكون طبقاً للحلول الموجودة في منهاج مقاومة المواد ، على شكل مستقيم – منتظم أو شبه منحرف ، بينما يكون طبقاً للحل الدقيق لنظرية المرونة للأساسات المطلقة الجسوءة ، على شكل سرج دائماً ؛ أما للأساسات النهائية الجسوءة ، فيمكن أن يتباين شكل الرسم البياني المذكور ، من شكل السرج إلى شكل القطع المكافىء (لاحظ الشكل ٥٦ ، ب) .

ولتحديد الضغوط التلامسية في الحالة الأخيرة ، يتم حل المعادلة التكاملية (3.14) حلاً آنياً مع المعادلة التفاضلية لانحناء العتبات . ويظهر في النتيجة بأن توزيع الضغوط التلامسية يعتمد إلى درجة عالية على مرونة أو انثنائية الأساس التي يرمز لها بالحرف Γ ، والتي تحدد (طبقاً لأبحاث الاستاذ غربونوف – باسادوف) من الصيغة التالية :

$$\Gamma = \frac{\pi E_r l^3 b (1-\mu_1)^2}{4 (1-\mu_r)^2 E_1 I_1} \approx 10 \frac{E_r l^3}{E_1 h_1^3}$$

حيث E_r و μ_r – معاملا تشوه تربة القاعدة ؛

$E_1 I_1$ – جسوءة عتبة الأساس ؛

l – نصف طول العتبة ؛

h_1 – ارتفاع عتبة الأساس المستطيلة .

ويبين الشكل ٥٦ ، ب ثلاثة منحنيات لتوزيع الضغوط التلامسية تبعاً لانثنائية أو مرونة عتبة الأساس عند $\Gamma=0$ (العتبة المطلقة الجسوءة) وعند $\Gamma=1$ و $\Gamma=5$.

وتجدر الإشارة إلى أن توزيع الضغوط التلامسية على قاعدة الأساسات لا يعتمد على انثنائية الأساسات فقط ، بل ويعتمد أيضاً على عمق ارسائها وقيمة الحمل الخارجي ، الذي يتحكم بتطور الانفعالات (التشوهات) اللدنة في التربة ، وبالتالي يعتمد كذلك على خواص مقاومة التربة .

وأخيراً نشير إلى أن المواد المشروحة في هذا البند ، يمكن أن تستخدم كمواد أساسية عند وضع طرق تصميم وحساب عتبات وألواح الأساس المبنية على الفراغ النصفي المنضغط الخطيّ التشوّه .

تأثير عدم التجانس وتباين الخواص على توزيع الاجهادات في التربة .

ليست جسوءة الأساسات وحدها ذات تأثير جوهري على حالة الاجهاد في تربة القواعد ، بل هناك نفس التأثير لكل من عدم تجانس وتباين خواص التربة الواقعة تحت الأساس ، التغير الحاد لمعامل تشوّه أو انفعال طبقات التربة المنفردة وخاصة التطبق القريب للصخور الصلدة غير المنضغطة . وبالنسبة للانشاءات التي تشغل مساحة كبيرة في المسقط الأفقي ، عندما يكون سمك أو ثخن الطبقات المنضغطة (قبل الصخور الصلدة) مساوياً تقريباً لعرض مساحة التحميل أو أقل منه ، ينعكس تأثير الصخور غير المنضغطة، انعكاساً جوهرياً على كل من توزيع الاجهادات على العمق ، وعلى قيمة توزيع الضغوط التلامسية .

توزيع اجهادات الانضغاط في طبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن، على القاعدة غير المنضغطة : إن هذا التوزيع في حالة الحمل الشريطي المرن الموزع بانتظام ، قد تم الحصول عليه (استناداً إلى مسائل المهندسين السوفييتيين مارجير وشيختير) في معهد القواعد والأساسات (أبحاث الأستاذ يغوروف عام ١٩٣٩) . ونتائج الحسابات الخاصة بذلك مدرجة في الجدول ١٤ .

جدول ١٤

قيم اجهادات الانضغاط القصوى (بأجزاء من p) في طبقة التربة القائمة على قاعدة غير منضغطة تحت الأساس الشريطي

$\frac{z}{h}$	عند تطبيق أو وجود الطبقة غير المنضغطة على عمق قدره		
	$h = b_1$	$h = 2\ b_1$	$h = 5\ b_1$
1.0	1.000	1.00	1.00
0.8	1.009	1.99	0.82
0.6	1.020	0.92	0.57
0.4	1.024	0.84	0.44
0.2	1.023	0.78	0.37
0.1	1.022	0.76	0.36

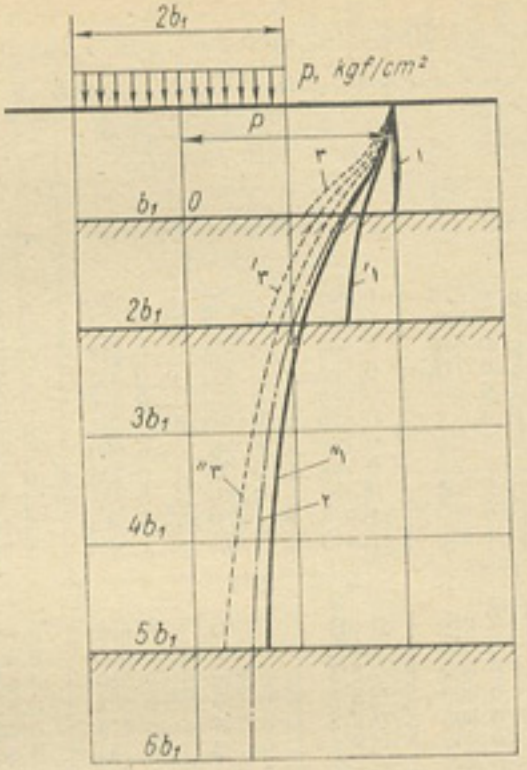
ملاحظة – استخدمت في الجدول أعلاه الرموز التالية :

h – ثخن أو سمك الطبقة المنضغطة (قبل الصخور الصلدة) ؛

b_1 – نصف عرض الحمل الشريطي الموزع بانتظام ؛

z – إحداثي مركز المساحة ، التي يحدد الاجهاد بالنسبة لها (عند وجود أصل الاحداثيات دائماً عند الحدود بين الطبقة المنضغطة والقاعدة الجاسئة) .

واستناداً إلى معطيات هذا الجدول ، خططت في الشكل ٥٨ الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط ، على امتداد محور الحمل الشريطي ، لحالات تطبق الصخور الصلدة غير المنضغطة على عمق يساوي نصف عرض الحمل الشريطي (١) وعلى عمق يساوي عرض الحمل الشريطي (١') وعلى عمق يساوي ٢,٥ عرض الحمل الشريطي (١") . وعلى نفس الشكل بالذات، خطط الرسم البياني (٢) لاجهادات الانضغاط القصوى لحالة الفراغ النصفي المتجانس (بدون وجود طبقة تحتانية من الصخور الصلدة) ولتوزيع نفس الاجهادات (٣ ، ٣' ، ٣") في حالة عدم التجانس الأكثر للطبقة التحتانية



شكل ٥٨ – الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط القصوى تحت مركز الشريط المرن المحمل بانتظام ، في طبقة التربة المحدودة الثخن أو السمك :

١ – عند وجود صخور تحتية أو سفلية غير قابلة للانضغاط ،

٢ – للفراغ النصفي (كتلة التربة) المتجانس ، ٣ – لطبقة التربة غير المتجانسة، مع انضغاطية التربة المتزايدة بازدياد العمق

مع وجود معامل تشوه متغير ، عند تناقصه مع العمق ، على الحافة السفلى للطبقة ، بمقدار يقل عدة مرات عن معامل التشوه الموجود عند قاعدة الحمل (طبقاً لأبحاث ومعطيات مؤلف الكتاب والأستاذ باناماريوف) .

وينتج من بحث الرسوم البيانية لتوزيع اجهادات الانضغاط (الضغوط)، بأن وجود الطبقة غير المنضغطة الجاسئة ، يؤدي إلى تركز (زيادة) الاجهادات على امتداد محور الحمل ، بينما تؤدي زيادة انضغاطية التربة مع العمق إلى تقليل تركز الاجهادات .

إن توزيع الضغوط التلامسية لطبقة التربة المحدودة الثخن أو السمك ،

جدول ١٥

قيم الضغوط التلامسية تحت الأساسات الجاسئة المقامة على طبقة
التربة المحدودة الثخن أو السمك ، مقاسة بأجزاء من p

R أو b_1 / h	ثخن الطبقة عندما h/R أو h/b_1						
	0.25	0.5	1	2	3	5	⩾ 10
للأساس المدور							
0.0	0.905	0.829	0.652	0.532	0.509	0.503	0.500
0.1	0.904	0.828	0.652	0.535	0.512	0.505	0.503
0.2	0.904	0.823	0.654	0.541	0.519	0.513	0.511
0.3	0.902	0.817	0.658	0.533	0.532	0.527	0.525
0.4	0.900	0.809	0.665	0.572	0.553	0.548	0.546
0.5	0.896	0.802	0.678	0.600	0.584	0.579	0.578
0.6	0.891	0.798	0.700	0.642	0.630	0.627	0.626
0.7	0.886	0.804	0.744	0.712	0.704	0.702	0.701
0.8	0.889	0.841	0.833	0.834	0.834	0.833	0.833
0.9	0.945	0.985	1.073	1.131	1.143	1.147	1.146
0.95	1.093	1.252	1.446	1.565	1.589	1.600	1.599
للأساس الشريطي							
0.0	0.949	0.915	0.811	0.705	0.699	0.649	0.640
0.1	0.948	0.914	0.811	0.707	0.672	0.652	0.643
0.2	0.948	0.909	0.811	0.714	0.680	0.661	0.653
0.3	0.946	0.903	0.813	0.725	0.695	0.678	0.670
0.4	0.942	0.895	0.818	0.744	0.719	0.704	0.697
0.5	0.938	0.889	0.826	0.773	0.753	0.743	0.737
0.6	0.932	0.884	0.846	0.818	0.806	0.800	0.797
0.7	0.927	0.891	0.885	0.891	0.891	0.892	0.892
0.8	0.932	0.924	0.972	1.029	1.046	1.055	1.060
0.9	0.998	1.071	1.220	1.366	1.413	1.443	1.457
0.95	1.161	1.343	1.618	1.869	1.954	2.010	2.030

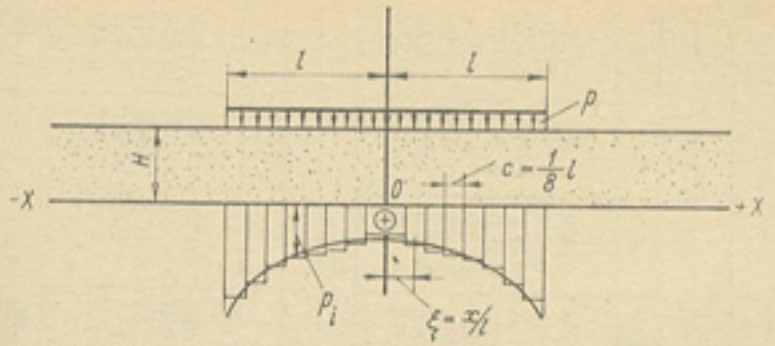
الواقعة فوق قاعدة غير منضغطة، للأساسات الجاسئة ، مبين في الجدول ١٥ .

وللأساسات المرنة أو القابلة للانثناء نقدم الجدول ١٦ لتحديد الضغوط التلامسية على طبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن ، المعرضة لتأثير الحمل الشريطي الذي شدته p ، المحسوب من قبل الأستاذة كراشينينيكوفا وغيرها في معهد الأبحاث الايدرولية في موسكو (عام ١٩٦١) مع فرض عدم وجود الاحتكاك عند سطح تلامس الطبقة المرنة مع القاعدة غير المنضغطة ، بطريقة جيموجكين للجمع التدريجي (شكل ٥٩) . وفي هذا الجدول ، أعطيت قيم الضغوط الرد فعلية ، لخمسة أثخان مختلفة لطبقة التربة المحدودة الثخن أو السمك ، تبعاً لانثنائية أو مرونة عتبة الأساس Γ ، المحددة من الصيغة التالية:

جدول ١٦

قيم الضغوط الرد فعلية المحددة بأجزاء من p ، عند الأقسام التي طولها $l/8 = c$ لنصف الباع l
للعتبات القابلة للانثناء المحملة بانتظام ، الواقعة على طبقة من التربة ذات ثخن أو سمك محدود H

$\pm x$	$\Gamma=\infty$	$\Gamma=0$						$\Gamma=\infty$	$\Gamma=3$						
		عندما تكون H مساوية لما يلي							عندما تكون H مساوية لما يلي						
	0	$l/16$	$l/4$	$l/2$	l	$2l$	∞	0	$l/16$	$l/4$	$l/2$	l	$2l$	∞
1/16	1	1	0.970	0.924	0.828	0.718	0.639	1	0.996	0.990	0.958	0.876	0.786	0.733
3/16	1	1	0.972	0.925	0.829	0.725	0.640	1	1.002	0.985	0.956	0.874	0.789	0.738
5/16	1	1	0.976	0.929	0.836	0.741	0.668	1	1.002	0.980	0.954	0.874	0.796	0.751
7/16	1	1	0.966	0.918	0.837	0.769	0.710	1	0.998	0.975	0.934	0.866	0.808	0.772
9/16	1	1	0.956	0.910	0.857	0.816	0.770	1	1.001	0.960	0.916	0.870	0.836	0.814
11/16	1	1	0.946	0.911	0.899	0.909	0.874	1	1.001	0.960	0.904	0.893	0.899	0.898
13/16	1	1	0.960	0.927	0.987	1.059	1.070	1	1.000	0.960	0.904	0.956	1.013	1.043
15/16	1	1	1.254	1.556	1.927	2.263	2.629	1	1.000	1.190	1.474	1.791	2.073	2.251
$\pm x$	$\Gamma=\infty$	$\Gamma=5$						$\Gamma=\infty$	$\Gamma=10$						
		عندما تكون H مساوية لما يلي							عندما تكون H مساوية لما يلي						
	0	$l/16$	$l/4$	$l/2$	l	$2l$	∞	0	$l/16$	$l/4$	$l/2$	l	$2l$	∞
1/16	1	1.004	0.990	0.972	0.900	0.820	0.773	1	1.030	1.018	0.994	0.938	0.875	0.889
3/16	1	1.006	0.988	0.969	0.895	0.819	0.775	1	1.032	1.010	0.989	0.931	0.871	0.858
5/16	1	1.008	0.988	0.964	0.892	0.821	0.781	1	1.036	1.008	0.981	0.923	0.866	0.821
7/16	1	0.962	0.965	0.942	0.879	0.826	0.794	1	1.027	0.920	0.953	0.902	0.859	0.742
9/16	1	1.008	0.960	0.919	0.877	0.845	0.824	1	1.037	0.980	0.925	0.889	0.862	0.842
11/16	1	1.006	0.960	0.901	0.890	0.895	0.893	1	1.023	0.980	0.898	0.887	0.889	0.870
13/16	1	1.004	0.970	0.895	0.946	0.992	1.018	1	1.016	0.970	0.881	0.915	0.956	0.980
15/16	1	1.002	1.179	1.438	1.720	1.989	2.142	1	1.004	1.114	1.380	1.615	1.822	1.988



شكل ٥٩ – الرسم البياني للضغوط الرد فعلية على قاعدة الأساس المرن ، المقام على طبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن

$$\Gamma \approx 10 \frac{E_1 l^3}{E_1 h_1^3}$$

حيث l – نصف باع العتبة (لاحظ الشكل ٥٩) ؛

E_t – معامل التشوه أو الانفعال الكلي لطبقة التربة ؛

E_1 – معامل مرونة مادة عتبة الأساس المستطيلة ؛

h_1 – ارتفاع عتبة الأساس المستطيلة .

وكما هو الحال في الحالات التي بحثناها سابقاً ، إذا كانت الضغوط الرد فعلية معلومة ، عندئذ تحدد القيم التصميمية لكل من M_{max} و Q_{max} لعتبة الأساس ، من المعادلات الاستاتية .

توزيع الاجهادات الناجمة عن وزن التربة . إن للاجهادات الناجمة عن الوزن الذاتي للتربة ، وهي الاجهادات التي تسمى بالضغوط الطبيعية ، أهمية معينة بالنسبة للانشاءات أو السدود الترابية الحديثة ، وبالنسبة لتقدير أو تقييم الدموج الطبيعي للتربة .

وفي حالة السطح الأفقي للتربة ، ستزداد الاجهادات الناجمة عن وزن التربة (التي وحدة وزنها γ_z) بزيادة العمق z ، وستساوي ما يلي :

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z \, dz$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \sigma_z$$

$$\tau_{xy} = \tau_{zx} = 0$$

حيث $\xi_0 = \frac{\mu_2}{1-\mu_2}$ – تمثل معامل الضغط الجانبي للتربة في حالة السكون

وتجدر الإشارة إلى أن صيغتي الضغطين الجانبيين σ_x و σ_y ستكونان صحيحتين فقط في حالة السطح الأفقي للتربة ، ويمكن تغيرهما تبعاً للتضاريس الأرضية وعمليات تكوين الجبال وغيرها ، الأمر الذي لا يمكن تحديده إلا عن طريق الاختبارات الطبيعية الخاصة .

وفي حالة وحدة الوزن الثابتة للتربة ، نجد أن الاجهادات تساوي

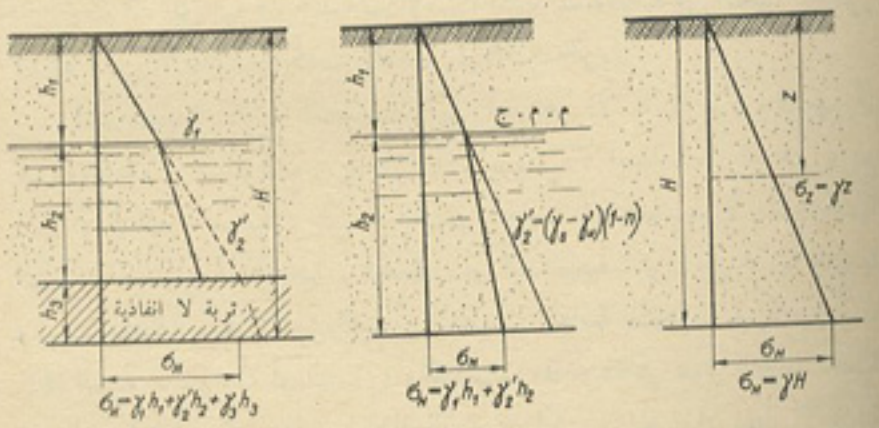
$$\sigma_z = \gamma z$$

أما بالنسبة لكتلة التربة أو الكتلة الأرضية (أي للتربة المشبعة تماماً بالماء مع وجود الماء الطليق المستمر إيدروليا) فسوف تبلغ قيمة اجهادات الانضغاط ما يلي :

$$\sigma'_z = \gamma' z$$

حيث γ' – وحدة وزن التربة مع الأخذ في الاعتبار تأثير ثقل أو وزن الماء ، وتحدد من الصيغة (1.8) أو (1.8′) .

ويبين الشكل ٦٠ عدة رسوم بيانية لتوزيع الضغوط الرأسية أوالعمودية، الناجمة عن الوزن الذاتي للتربة .



شكل ٦٠ – توزيع الضغوط الناجمة عن الوزن الذاتي للتربة :

أ – تربة متجانسة ، ب – عند وجود مستوى المياه الجوفية (على عمق h_1) ، جـ – عند وجود صخور لا نفاذية (غير منفذة للماء) تحت المياه الجوفية (على عمق يساوي h_1+h_2)

بعض الاستنتاجات العامة . يستنتج من البحث المذكور أعلاه ، بأن نظرية الأجسام الخطية التشوه تستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع في ميكانيكا التربة . وان حساب العلاقة غير الخطية بين الانفعالات أو التشوهات والاجهادات ، لا يؤخذ في الاعتبار إلا في الحالات الخاصة .

ولكن يتبادر إلى الذهن سؤال هو : إلى أي مدى تتفق حلول نظرية الأجسام الخطية التشوه مع نتائج القياسات العملية المباشرة ؟

وتجدر الإشارة هنا أيضاً ، إلى أن مسألة قياس الاجهادات (أو على الأقل الضغوط فقط) داخل كتلة التربة أو الكتلة الأرضية ، هي مسألة معقدة جداً من الناحية الفنية أو التكنيكية ، وذلك لأن إدخال أي جسم غريب في التربة (مثل مقياس الاجهادات) قد يؤدي إلى تغيير حالة الاجهاد في الموضع الذي يجري بحثه . ولكن تشير الأبحاث إلى أن قياس الضغط في التربة مثلا ، يمكن أن يتم فقط بواسطة كبسولات ايدرولية أو دينامومترات معايرة مسبقاً في ظروف مماثلة أو متشابهة .

وعلى الرغم من اجراء تجارب عديدة جداً بالنسبة لتوزيع الضغوط في التربة الواقعة تحت تأثير الحمل ، إلا أن القليل من هذه التجارب فقط ، يحقق الشروط أو المتطلبات الحديثة .

وسوف نتوقف هنا عند أهم الاستنتاجات المستخلصة من البحث المذكور أعلاه ومن الأبحاث والكتب الخاصة بميكانيكا التربة .

عند مقارنة نتائج التجارب التي أجراها الأساتذة باكروفسكي ، فيودوروف ، تسيتوفيج ، بارانوف ، بريس ، ايديلمان وغيرهم) مع القيم أو النتائج الحسابية ، التي تم الحصول عليها طبقاً لنظرية الأجسام الخطية التشوه ، نستنتج بأن المعطيات الحسابية أو التصميمية تكون من حيث طبيعتها وقيمتها المطلقة ، قريبة من القيم أو المعطيات المقاسة بالتجربة ، إذا روعيت بدقة الشروط الحديّة أو البينية ، والقياسات المأخوذة في طور العلاقة الخطية بين الاجهادات والتشوهات (الانفعالات) ولكن هنا يجب أن نعطي الأفضلية لنتائج مراقبة أو ملاحظة الانشاءات الفعلية بالمقارنة مع التجارب التي تجري على مساحات التحميل الصغيرة .

وعلى سبيل المثال ، نجد بأن مسألة توزيع ضغوط التلامس (التي ثارت

حولها مناقشات كثيرة سابقاً) القائمة على بعض التجارب السابقة (مثل التجارب التي أجراها الأساتذة بورجير ، فيالوف ، رودشتين وغيرهم) وكذلك على أساس أحدث الاستنتاجات (مثل الاستنتاجات التي توصل إليها الأستاذان فلورين عام ١٩٥٩ ، شولتز عام ١٩٦٥ وغيرهما) تعطي حلاً معيناً تماماً وهو بالذات كما يلي : إن طبيعة توزيع ضغوط التلامس على قاعدة الأساس (على شكل السرج أو القطع المكافىء) لا تحدد بهذا النوع أو ذاك من التربة ، بل تحدد بمرونة أو انثنائية الأساس ودرجة تطور الانفعالات (التشوهات) اللدنة في القاعدة الأرضية أو قاعدة التربة ، التي تعتمد على كل من قيمة وحدة الحمل المؤثرة على التربة وعلى عمق ارساء الأساس (التحميل الجانبي) وكذلك على مساحة انتقال الحمل .

وعادة يجب في جميع الحالات (باستثناء الأساسات غير العميقة فقط ، المقامة على تربة رخوة) أن يؤخذ في طور التشوه الخطي ، نظام توزيع الضغوط على شكل السرج ، على قاعدة الأساس ، مع الأخذ في الاعتبار تأثير الظروف الحدية أو البينية (الثخن المحدود للطبقة المنضغطة من التربة وغير ذلك) .

الفصل الرابع

نظرية حالة الاجهاد الحدية للتربة وتطبيقاتها

إن حالة الإجهاد الحدية للتربة في نقطة معينة ، تناظر حالة الاجهاد التي عندها يؤدي أقل تأثير إضافي للقوى ، إلى الاخلال بالتوازن الموجود في التربة ويحولها إلى تربة غير مستقرة أو ثابتة : تظهر سطوح الانزلاق في كتلة التربة ، تقطعات في التربة ، هبوطات مع انهيار أو اختلال قوة الأربطة الموجودة بين دقائق التربة وأخلاطها . ويجب اعتبار حالة الاجهاد الحدية هذه ، على أنها حالة غير مسموح بها بتاتاً عند إقامة الانشاءات أو المباني على تلك التربة .

ولهذا السبب ، فإنه من المهم للغاية بالنسبة للتطبيقات الهندسية الانشائية، أن نتمكن من تقدير الحمل الأقصى المحتمل أن يؤثر على التربة ، الذي تبقى التربة عنده في حالة توازن ، أي لا تفقد مقاومتها واستقرارها أو ثباتها .

إن مسائل مقاومة التربة (السعة الحملية) واستقرارها وضغطها على الحواجز المحيطة بها ، هي عبارة عن مسألة خاصة من النظرية العامة للتوازن النهائي أو الحدي ، التي وضعت بدايتها سابقاً بأبحاث العالمين كولون وبراندتل ، ومن بعدهما في الأربعينيات والخمسينيات من القرن الحالي ، وضع العلماء السوفييت (مثل سوكولوفسكي ، جولوشكيفج، بيريزانتسيف وغيرهم) الطرق الفعالة العامة لحل المعادلات التفاضلية للتوازن النهائي أو الحدي (التي صاغها الأستاذ كيتير) ، أما في السنوات العشر الأخيرة فقد تم الحصول على عدد من الحلول الدقيقة المحدودة والجدولية (من قبل الأستاذ سوكولوفسكي وغيره) .

البند ١ — أطوار حالة اجهاد التربة عند تزايد الحمل

العمليات الميكانيكية في التربة . سوف نبحث فيما يلي العمليات الميكانيكية ، الناشئة في التربة عند تعرضها لتأثير الحمل الموضعي المتدرج الزيادة . لنفرض وجود حمل مسلط على سطح التربة عن طريق دمغة جاسئة محدودة الأبعاد ، ونقوم باستمرار بمراقبة هبوط الدمغة .

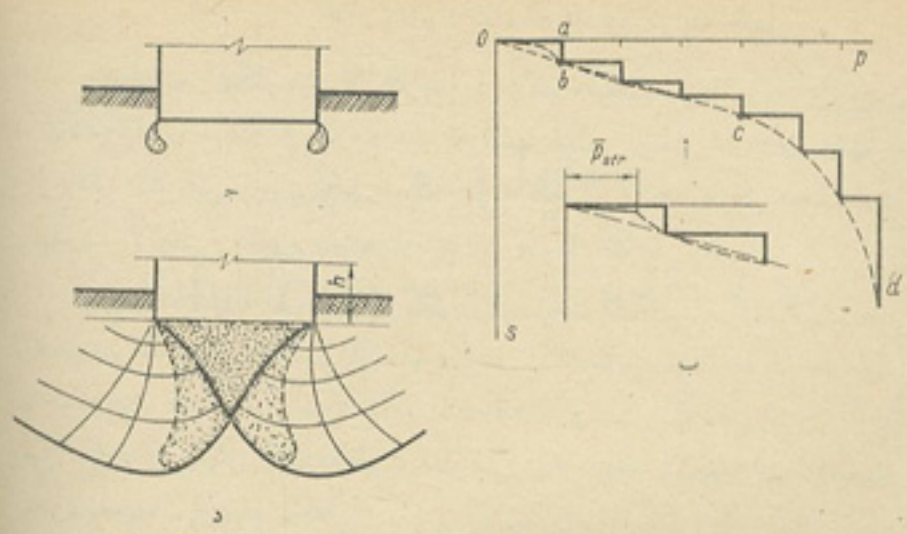
وفي هذه الحالة المبحوثة ، ستكون العمليات الميكانيكية أعقد بكثير من العمليات المذكورة سابقاً ، مثلا عند الكبس الانضغاطي ، عندما نلاحظ فقط وجود التشوهات (الانفعالات) المتضائلة ، وذلك لأن كل شريحة أولية من التربة في جهاز الانضغاط ، تتعرض فقط لتأثير الاجهادات المتعامدة بدون احتمال توسعها الجانبي .

أما عند تأثير الحمل الموضعي ، فنجد بأن شريحة التربة الأولية المأخوذة اختيارياً ، تتعرض بالإضافة إلى الاجهادات المتعامدة ، إلى الاجهادات المماسة (اجهادات القص) التي عند وصولها إلى قيمة معينة ، يمكن أن تؤدي إلى حدوث أو ظهور انزلاقات (زحزحات) غير متحولة . ولهذا يمكن عند تأثير الحمل الموضعي ، أن تحدث تشوهات أو انفعالات تدميج متضائلة وكذلك (عند قيمة معينة للحمل الخارجي) تشوهات أو انفعالات قص غير متضائلة ، تتحول في الظروف المناسبة إلى تسيل للدن ، انتفاخ ، هبوط .الخ.

ويبين الشكل ٦١ ، أ ، المنحني النموذجي لتشوهات أو انفعالات التربة عند تعرض سطحها لتأثير حمل موضعي متدرج الزيادة . والآن لنبحث هذه الحالة بصورة أكثر تفصيلا .

إذا كانت الزيادات المتدرجة أو درجات زيادة الحمل صغيرة، والتربة متماسكة ، عندئذ ستكون الأقسام الأولى من منحني الانفعالات أو التشوهات، أفقية تقريباً (الشكل ٦١ ، ب ، حيث يبين القسم الأولي بمقياس رسم مكبر قليلا) ، أي أنه قبل التغلب على المقاومة التركيبية أو البنيوية ، سوف تتعرض التربة فقط إلى تشوهات أو انفعالات مرنة قليلة القيمة جداً ، وسوف يعود هبوط الدمغة إلى أصله تماماً عند إزالة الحمل .

وعند الزيادات المتدرجة اللاحقة للحمل (أو حتى عند أول زيادة ،



شكل ٦١ – العلاقة بين التشوهات والضغط عند زيادة الحمل المؤثر على التربة :
أ – منحني التشوهات في حالة التحميل المتدرج ، ب – القسم الابتدائي لمنحني التشوهات ، جـ – نهاية طور التدميج أو التوطيد – بداية طور الزحزحة أو القص ، د – خطوط الانزلاق والقلب المدمج أو الموطد عند التطور التام أو الكامل لمناطق التوازن النهائي

عندما يتم التغلب على المقاومة التركيبية للتربة) يظهر دموج التربة تحت الحمل ، أي تقلص مسامية التربة في بعض مناطقها الواقعة تحت سطح التحميل .

ومن المهم أن نشير إلى أنه طبقاً لما تبينه نتائج التجارب المباشرة ، توجد دائماً قيمة معينة للضغط الخارجي ، عندها فقط تتوطد أو تتدمج التربة وتكتسب مقاومة أكبر للقوى الخارجية .

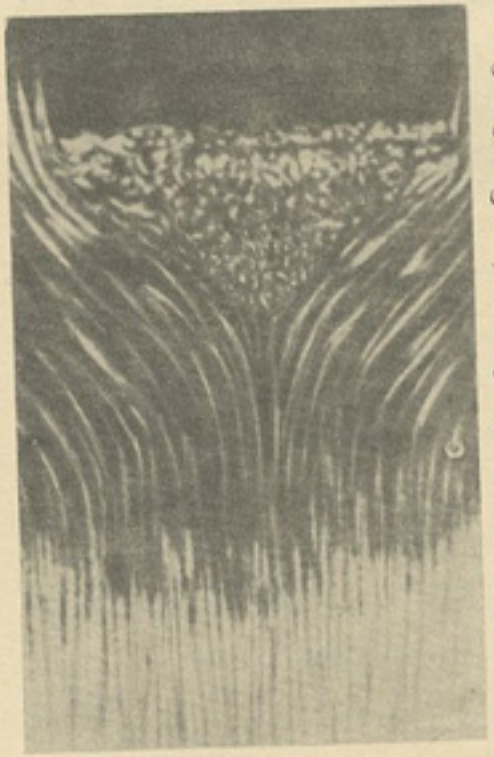
أطوار حالة الاجهاد . إن الطور الأول لحالة اجهاد التربة ، يسمى بطور التدميج أو التوطيد . ومن الناحية الانشائية ، تكون حالة التربة هذه مفيدة ، وذلك لأن التربة في طور التدميج أو التوطيد ، تكتسب بنية أو تركيباً أكثر كثافة ، وبالتالي سيكون هبوطها أقل .

وقد أشرنا سابقاً (راجع البند ٥ من الفصل الثاني) إلى أنه في حالة التدميج أو التوطيد ، يمكن اعتبار العلاقة بين التشوهات أو الانفعالات الكلية ووحدة الضغط (اجهاد الانضغاط) بمثابة علاقة خطية إلى حدّ من الدقة يكفي للأغراض العملية أو التطبيقية .

ID-863

إن تدميج أو توطيد التربة تحت الحمل ، يمكن أن يستمر أكثر عند عدة زيادات تدريجية في الحمل ، ولكن عند وصوله إلى قيمة معينة ، تنشأ انزلاقات أو زحزحات متزايدة بين دقائق التربة ، وذلك لأنه يتم التغلب على مقاومات القصّ في مواضع منفردة ، وتظهر انزلاقات بين الدقائق ، تتحول تدريجياً إلى مساحات انزلاق ومناطق زحزحة (قصّ) .

إن نهاية مرحلة أو طور التدميج (النقطة ء على المنحني المبين في الشكل ٦١ ، أ) وبداية تكوين مناطق للزحزحة أو القصّ ، التي تظهر أول الأمر عند حافات مساحة التحميل (شكل ٦١ ، جـ) حيث تكون الاجهادات على أقصاها ، تعتبران (أي النهاية والبداية) من أهم الدلائل المميزة للخواص الميكانيكية للتربة ، وتناظران الحمل الحرج الابتدائي المؤثر على التربة في ظروف التحميل المعينة .



شكل ٦٢ – شكل القلب الجامىء في المادة السائبة ، عند كبس أو حشر الدمغة (وفقاً لتجارب بيارز)

وعند الزيادة اللاحقة للحمل ، تبدأ المرحلة الثانية أو الطور الثاني ، وهو طور الزحزحة (القص) الذي يتحول (تبعاً للظروف الحدية أو البينية) إلى تسيل لدن أو مطرد ، انتفاخ ، هبوط وغير ذلك من التشوهات غير المسموح بها في القاعدة .

وتكون العلاقة بين التشوهات أو الانفعالات والاجهادات في هذا الطور ، علاقة غير خطية .

ومن المهم أن نشير إلى أنه في نهاية طور التدميج (بداية طور الزحزحة أو القصّ) يبدأ بالتكوين القلب الجامىء للزحزحات المحدودة

للدقائق ، تحت الدمغة مباشرة (الأمر الذي يمكن إثباته بالتصوير المباشر للزحزحات بطريقة الاستاذ كورديوموف ، لاحظ مثلا الشكل ٦٢ – نتائج تجارب الأستاذ بياريز) ، الذي يضغط التربة فيما بعد إلى الأسفل ، فيساعد بذلك على هبوط الدمغة إلى حد ملموس . وهذا القلب ، كما بينت تجارب الأستاذين بيريزانتسيف وياروشنكو ، على التربة الرملية ، يتشكل تماماً عند وصول التربة إلى سعتها الحملية القصوى ، ويبقى بعدها ثابتاً لايتغير ، ولكن تظهر فيه مناطق لدنة إضافية (لاحظ الشكل ٦١ ، د الخط المنقط) تغير مواقعها كما لو كانت تبحث عن مواضع أضعف في كتلة التربة ، وفي نفس الوقت تبقى كقلب جامىء بدون تغير ، ملتحمة في كتلة التربة .

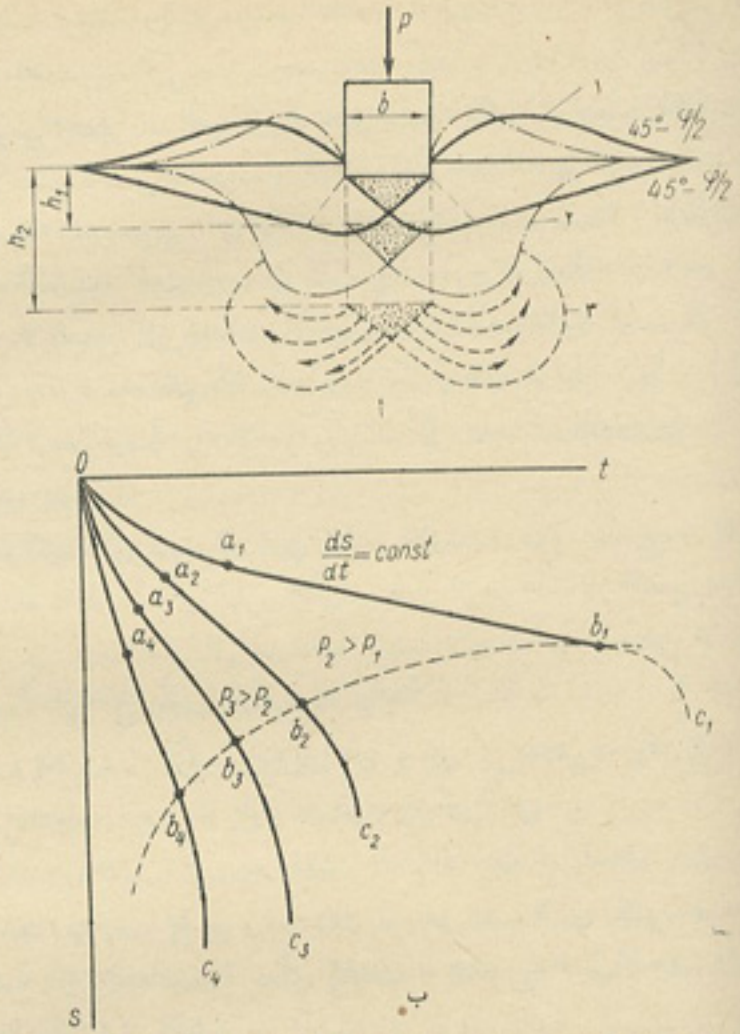
وعند حالة الاجهاد الحدية التي تظهر عندئذ في التربة ، تحصل إزاحة جانبية في الدقائق ، وتتشكل أو تتكون سطوح الانزلاق المتصلة أو المستمرة ، ونتيجة لذلك تفقد طبقات التربة استقرارها أو ثباتها .

سطوح الانزلاق . في الطور الثاني عند الوصول إلى السعة الحملية القصوى للتربة (الأمر الذي يناظر تكوين القلب الجامىء والتطور التام لمناطق التوازن النهائي) يمكن تبعاً للظروف الحدية أو البينية (وبصورة رئيسية عمق الارساء) ولكثافة التربة ، أن نميز عدة حالات رئيسية ذات سطوح انزلاق خاصة بها (شكل ٦٣ ، أ) .

١ – الأساسات القليلة العمق (عند $h/b < \frac{1}{4}$) وهي الأساسات التي تتميز التربة الواقعة تحتها بالانتفاخ ، عند تأثير الحمل الأقصى أو النهائي (شكل ٦٣ ، أ الخط رقم ١) .

٢ – الأساسات المتوسطة العمق (عند $h/b = \frac{1}{4} - 2$) وهي الأساسات التي تتميز التربة الواقعة تحتها بالانتفاخ أيضاً ، تحت تأثير الحمل الأقصى ، ولكن شكل المنحني المغلف لسطوح الانزلاق يكون على هيئة حرف S (شكل ٦٣ ، أ الخط رقم ٢) .

٣ – الأساسات العميقة (عند $h/b = 2 - 4$) وهي الأساسات التي لا يلاحظ انتفاخ في التربة الواقعة تحتها عند تأثير الحمل الأقصى ، ولكن منطقة الزحزحات (القص) النهائية تصل إلى مستوى قاعدة الأساس ، وتعمل



شكل ٦٣ – سطوح الانزلاق والتشوهات الحاصلة في التربة الواقعة تحت الأساس عند التطور التام لمناطق التوازي النهائي :
أ – خطوط الانزلاق المغلقة (١ ، ٢ ، ٣) في حالة العمق المختلف للأساس ،
ب – تشوهات التربة (الزحف) في طور القص (الزحزحة)

على تشويه كتلة التربة الواقعة عند الحافات الجانبية للأساس (شكل ٦٣ ، أ الخط رقم ٣) .

٤ – الأساسات العميقة جداً (عند $h/b > 4$) ، وعندها يظهر تحت قاعدة الأساس في حالة الحمل الذي يزيد على الحمل الأقصى ، هبوط في

القاعدة (هبوط موضعي سريع الحدوث) لايسمح بوجوده بتاتاً في قواعد الانشاءات .

ومن الجدير أن نشير إلى أنه عند الهبوط الكبير أو هبوط القاعدة نرى أن الأساس الجاسيء المفرد أو الدمغة إذا لم يحدث فيها انهيار ، بعد تشوه القاعدة ، فإنه يتحول (أي الأساس) إلى حالة توازن جديدة ، تناظر الظروف الحدية أو البينية الجديدة (عمق الارساء ، دموج التربة التحتانية وغير ذلك). ولكن لا يسمح بأي حال من الأحوال بحدوث هبوطات كبيرة حتى في أي أساس منفرد ، وذلك لأن الأساسات تكون عادة مرتبطة (وأحياناً ارتباطاً جاسئاً) مع بقية أجزاء الانشاء ، وأن مثل هذه الهبوطات يمكن أن تجعل الانشاء ينهار .

وتكون تشوهات التربة في الطور الأول — طور التدميج — تشوهات متضائلة دائماً ، أما في الطور الثاني — طور الزحزحات أو القص — فتكون عادة غير متضائلة وتمثل بحد ذاتها النتيجة الناجمة عن عدد من الانزلاقات المتعاقبة التي تلي بعضها البعض .

ويمكن تمييز الأقسام الثلاثة التالية ، على أي منحني (شكل ٦٣ ، ب) من منحنيات تشوهات طور الزحزحات أو القص :

١) $O\,a_1$ ، $O\,a_2$ وغير ذلك — قسم الزحف غير المستقر ؛

٢) $a_1\,b_1$ ، $a_2\,b_2$ وغير ذلك ، وهو القسم الذي تكون فيه سرعة التشوه أو الانفعال ثابتة ، أي $ds/dt = \text{const}$ — قسم الزحف المستقر أو التسيل اللدن ؛

٣) $b_1\,c_1$ ، $b_2\,c_2$ وغير ذلك — قسم التسيل المتزايد الذي فيه : $ds/dt \longrightarrow \infty$ ؛ وهنا نجد بأن التسيل اللدن ، كما أثبتت التجارب المباشرة ، يتحول دائماً إلى تسيل متزايد ، تزداد سرعته بزيادة الضغط الخارجي ، ولكن ذلك يحدث عند وصول كل نوع من أنواع التربة إلى قيمة معينة من تشوهات أو انفعالات القص .

وإذا أخذنا منحنيات الزحف (شكل ٦٣ ، ب) ووصلنا النقاط b_1 ، b_2 ... الخ ، التي تناظر وقت بدء التسيل المتزايد ، عندئذ سنحصل على

ما يسمى بمنحني المقاومة المستمرة أو المتواصلة ، الذي يساعد على تحديد الضغط الأدنى أو الأصغر ، الذي عنده يتحول منحني التسيل (بعد إعادة التنظيم المناسبة لبنية التربة أو تركيبها) إلى منحني متضائل أو مضمحل . وهذا الضغط يحدد ما يسمى بالمقاومة المستمرة للتربة .

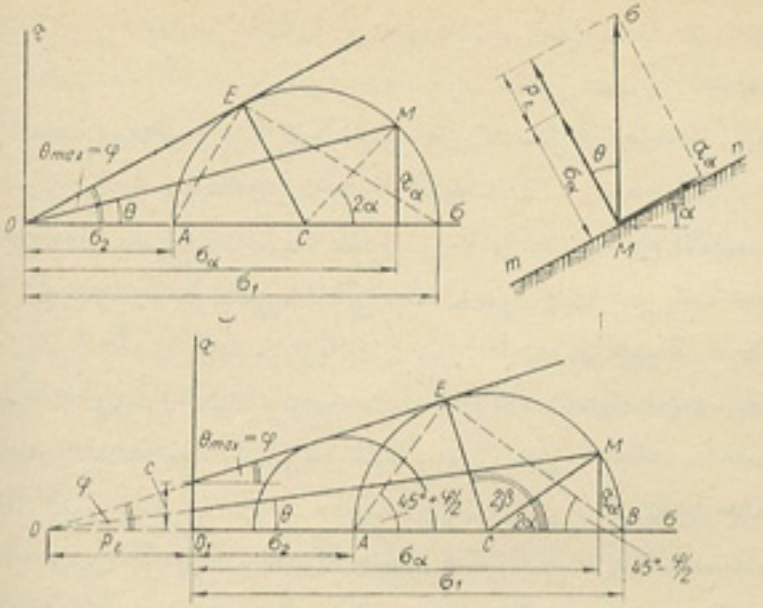
وهكذا ، عند زيادة الحمل المؤثر على التربة ، يجب على الأقل تمييز قيمتين من قيمه الخاصة المتميزة ، التي عند الوصول إليها يتغير بحدة سلوك التربة : القيمة الأولى المناظرة لبداية تحول طور التدميج إلى طور الزحزحات أو القص (أي طور تكون وتوسع مناطق حالة الاجهاد الحدية) ؛ والقيمة الثانية عندما تستنفد السعة الحملية للقاعدة الأرضية وينتهي تشوه القلب الجاسيء ويلاحظ تطور أو توسع تام في مناطق التوازن النهائي ، الذي عند حدوثه يمكن أن تؤدي حتى الزيادة الضئيلة جداً في قيمة الحمل ، إلى فقدان مقاومة التربة وثباتها .

البند ٢ — معادلات التوازن النهائي للتربة السائبة والتربة المتماسكة

زاوية الانحراف الأقصى. عند تعرض سطح التربة لتأثير الحمل الموضعي ، تنشأ في كل نقطة مثل M تابعة لأية مساحة كانت مثل mn ، مارة في تلك النقطة بزاوية α (شكل ٦٤ ، أ) تنشأ اجهادات متعامدة واجهادات مماسة . وعند بحث المسألة رياضياً ، يجب أن تنسب إلى الاجهادات المتعامدة ، قوى التماسك أيضاً ، التي تقدر اجمالياً [راجع الصيغة (2.23′)] بقيمة ضغط التماسك p_c . عندئذ سيؤثر على المساحة mn (شكل ٦٤ ، أ) اجهاد متعامد قدره $\sigma_\alpha + p_c$ واجهاد مماس يساوي τ_α . وعند تغير الزاوية α ستتغير كذلك قيمة مركبات الاجهاد ، وإذا وصلت قيمة الاجهاد المماسة (اجهادات القص) إلى نسبة معينة من مجموع الاجهادات المتعامدة ، عندئذ ، كما تبين تجارب القص ، يحدث انزلاق أحد أقسام التربة على القسم الثاني .

وهكذا ، سيكون شرط التوازن النهائي للتربة في تلك النقطة المعلومة ، كما يلي :

$$\tau_\alpha \leqslant f\,(\,\sigma_\alpha + p_c\,)$$



شكل ٦٤ – دوائر الاجهادات الحدية أو القصوى :
أ – الرسم التخطيطي للاجهادات في النقطة المعلومة ، ب – الرسم البياني للقص للتربة السائبة ، ج – كالسابق ، للتربة المتماسكة

أو كما يلي :

$$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + p_c} \leqslant f$$

وإذا كانت f عبارة عن قيمة ثابتة ، عندئذ كما بينا في الفصل الثاني ، ستعبر في الحالة الحدية أو النهائية عن ظل زاوية ميل أو انحراف المستقيم المغلف لدوائر الاجهادات الحدية أو القصوى (شكل ٦٤ ، ب ، ج) .

ومن ناحية أخرى ، طبقاً للشكل (٦٤ ، أ) سوف نحصل على المعادلة التالية :

$$\frac{\tau_\alpha}{\sigma_\alpha + p_c} = \tan \Theta$$

وهذه النسبة تساوي ظل زاوية الانحراف Θ ، أي الزاوية التي يميل أو ينحرف

بقدرها الاجهاد الكلي للمساحة σ ، على المستقيم العمودي على هذه المساحة .

ولما كان في استطاعتنا ، أن نرسم عبر النقطة المعلومة مساحات كثيرة . عندئذ تتضح ضرورة إيجاد المساحة غير الملائمة تماماً ، التي ستحتوي على زاوية الانحراف الأقصى Θ_{max} ، وفي هذه الحالة سنجد ما يلي

$$\tan \Theta_{max} \leqslant f$$

شروط التوازن النهائي أو الحدي . فيما يتعلق بالتربة السائبة ، وفقاً للرسم البياني للزحزحة أو القص (لاحظ الشكل ٦٤ ، ب) نحصل على القيمة القصوى لزاوية الانحراف Θ_{max} ، في الحالة التي يكون فيها الخط المغلف OE مماساً لدائرة الاجهادات القصوى .

وكما بينا سابقاً (راجع البند ٤ ، الفصل الثاني) وحسبما ينتج من العلاقات الهندسية ، نجد بأن المعادلة (2.24) تحقق الشرط الموضوع أعلاه .

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \varphi$$

حيث σ_1 و σ_2 – الاجهادات الرئيسية ؛

φ – زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة .

وهذا هو شرط التوازن النهائي أو الحدي للتربة السائبة . ويمكن أن نعطيه شكلاً مختلفاً نوعاً ما بعد بعض التحويلات المثلثية وعلى الأخص كما يلي

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

أو

$$\boxed{\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \tan^2 (45^\circ \pm \varphi/2)} \qquad (2.24^*)$$

والصيغة الأخيرة تستخدم على نطاق واسع للغاية في نظرية ضغط التربة على الحواجز المحيطة بها ، وتدل العلامة السالبة هنا (الموضوعة بين قوسين) على ما يسمى بالضغط الفعال ، كما تدل العلامة الموجبة على المقاومة السلبية (غير الفعالة) للتربة السائبة .

وأحياناً يعطى شرط التوازن النهائي للتربة السائبة ، شكلاً مختلفاً بالتعبير

عن الاجهادات الرئيسية σ_1 و σ_2 بواسطة مركبات الاجهاد σ_z ، σ_y و τ_{yz} (للمسألة المستوية) . وعندئذ سوف نحصل على الصيغة التالية ، المطابقة للعلاقة (2.24) .

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_y + \sigma_z)^2} = \sin^2\varphi \qquad (2.24''')$$

وبالنسبة للتربة المتماسكة ، مثل الحل السابق ، باستخدام الرسم البياني للاجهادات القصوى أو الحدية (شكل ٦٤ ، جـ) نحصل على شرط التوازن النهائي بالشكل التالي :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2p_c} = \sin\varphi \qquad (2.25')$$

ومن هذا الشرط ينتج أن

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2\sin\varphi\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_c\right) \qquad (2.25'')$$

وبما أنه طبقاً للصيغة (2.23′) لدينا ما يلي :

$$p_c = \frac{c}{\tan\varphi} = c\cot\varphi$$

حيث c — التصاق التربة ، المحدد كبارامتر ابتدائي للمنحني المغلف لدوائر الاجهادات القصوى ؛ عندئذ يمكن كتابة المعادلة (2.25″) على الشكل التالي:

$$\frac{1}{\cos\varphi}\cdot\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \tan\varphi\,\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c \qquad (2.25''')$$

والصيغة الأخيرة تستخدم على نطاق واسع في مسائل نظرية التوازن النهائي أو الحدي .

إن شرط التوازن النهائي في مركبات الاجهادات σ_z ، σ_y و τ للتربة المتماسكة ، يكون على الشكل التالي :

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c\cot\varphi)^2} = \sin^2\varphi \qquad (2.25''''')$$

ونشير هنا إلى أن دائرة الاجهادات القصوى ، تعطي إمكانية تحديد اتجاهات مساحات الانزلاق لأية نقطة من النقاط المعلومة .

وإذا وصلنا نقطة تماس المستقيم الحديّ أو النهائي OE (شكل ٦٤ ، جـ) مع نهاية القطاع أو القسم الموضح بمقياس رسم σ_z (النقطة A) عندئذ سنجد بأن اتجاه EA يحدد اتجاه مساحة الانزلاق . وطبقاً للشكل ٦٤ ، جـ لدينا مايلي

$$< BCE = 2\beta = 90° + \varphi$$

ومنها نجد بأن

$$< \beta = 45° + \varphi/2$$

وبهذا الشكل ، ففي شروط أو ظروف التوازن النهائي ، ستكون مساحات الانزلاق مائلة بزاوية قدرها [$\pm$ ($45° + \varphi/2$)] على اتجاه مساحة الاجهاد الرئيسي الأقصى ، أو بزاوية قدرها [$\pm$ ($45° - \varphi/2$)] على اتجاه الاجهاد الرئيسي σ_1 ، وهذا يعطي نفس المعنى السابق .

المعادلات التفاضلية لتوازن التربة في حالة الاجهاد الحدية . المسألة المستوية — في الوضعية العامة لحالة الاجهاد لشروط المسألة المستوية ، تكتب المعادلات التفاضلية لتوازن كافة الأجسام الخطية التشوه ، في حالة المستوى الأفقي المحيط بالفراغ النصفي (اتجاه المحور Y أفقي ، واتجاه المحور Z رأسي) كما هو معروف من نظرية المرونة ، تكتب على الشكل التالي

$$\frac{\partial\sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z} = 0 \qquad (A_1)$$

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \qquad (A_2)$$

حيث σ_z ، σ_y ، و τ_{yz} — مركبات الاجهادات ؛

γ — وحدة وزن التربة .

وفي هاتين المعادلتين التفاضليتين ، ثلاثة مجاهيل (σ_z ، σ_y و τ_{yz} ؛ إذن تعتبر المسألة (بدون شروط إضافية) مسألة غير محددة استاتيكياً . أما إذا أضفنا إلى هاتين المعادلتين ، معادلة ثالثة ، مثل المعادلة (2.25''''') عندئذ سوف نحصل على مجموعة مقفلة من معادلات ثلاث ، تحتوي على ثلاثة

مجاهيل ، ولكن لحالة الاجهاد الحدية ، وذلك لأن المعادلة (2.25''''')تعتبر بمثابة شرط للتوازن النهائي :

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_r)^2 + 4\tau_{rz}^2}{(\sigma_z + \sigma_r + 2c\cot\varphi)^2} = \sin^2\varphi \qquad (A_3)$$

وهكذا نجد بأن المسألة في وضعها العام ، هي مسألة محددة استاتيكياً .

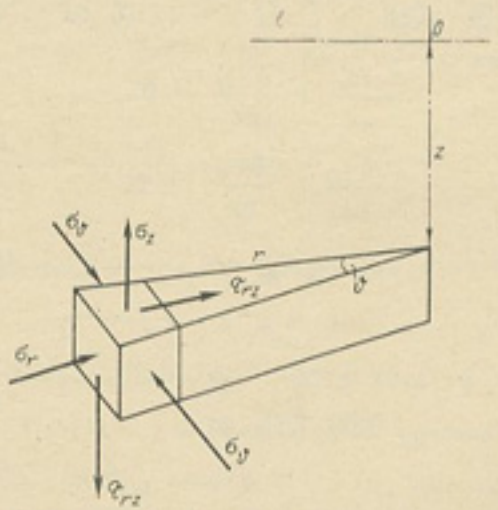
إن حل المعادلات التفاضلية للتوازن (A_1) و (A_2) حلا آنياً مع معادلة أو شرط التوازن النهائي (A_3) قد وضع فيما بعد (من قبل الأستاذ سوكولوفسكي عام ١٩٤٢) كمجموعات من المعادلات الزائدية .

وللمسألة الفراغية أو المجسمة ، مجموعة معادلات مقفلة (محددةاستاتيكياً) لحالة التماثل المحوري فقط .

وبالنسبة للمسألة المتماثلة المحور ، فإننا باستخدام مجموعة الاحداثيات الأسطوانية (r , z) واتخاذ رموز مركبات الاجهادات طبقاً للشكل ٦٥ ، سوف نحصل على المجموعة التالية من معادلات التوازن :

$$\frac{\partial\sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial\tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\gamma}{r} = 0 \qquad (B_1)$$

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial\tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \gamma \qquad (B_2)$$



شكل ٦٥ – الرسم التخطيطي للاجهادات في حالة المسألة الفراغية المتماثلة المحور

إن شرط التوازن النهائي في المجموعة الأسطوانية للاحداثيات ، يكتب على الشكل التالي

$$\frac{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2}{(\sigma_r + \sigma_z + 2c\cot\varphi)^2} = \sin^2\varphi \qquad (B_3)$$

وبالإضافة إلى ذلك ونتيجة للتماثل فإن الاجهادات المماسة على امتداد مستويات الزوال الرأسي تكون مساوية للصفر ، لذلك يعتبر الاجهاد رئيسياً، وبالإضافة إلى ذلك ، نحصل للمسألة المتماثلة على ما يلي

$$\sigma_\gamma = \sigma_2 = \sigma_3 \qquad (B_4)$$

وتعتبر المعادلة (B_4) بمثابة معادلة إضافية إلى مجموعة المعادلات المرقمة من (B_1) إلى (B_3) وتحولها إلى مجموعة معادلات محددة استاتيكياً . إن مجموعة معادلات التوازن النهائي المرقمة من (B_1) إلى (B_4) الموضوعة لحالةالمسألة المتماثلة (وهي مجموعة المعادلات التي صاغهاالأستاذ بيريزانتسيف عام ١٩٥٢) تناظر أو تطابق حالة تشوه التربة عمودياً على محور التماثل OZ . وسوف نقدم فيما يلي بعض الحالات المهمة لحل هذه المسألة .

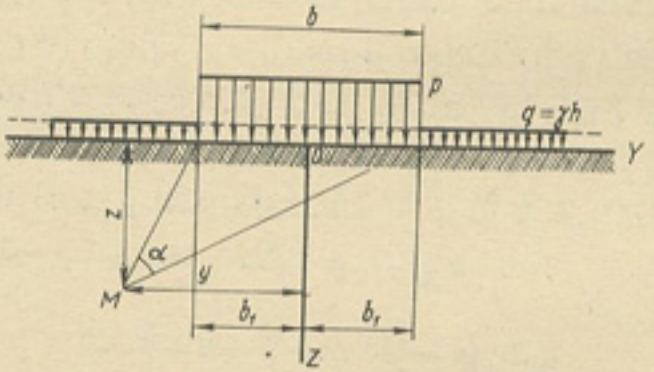
البند ٣ – تأثير الأحمال الحرجة على التربة

لقد بحثنا سابقاً في البند الأول من هذا الفصل ، الظواهر الميكانيكية الناشئة في التربة عند زيادة الحمل الموضعي المؤثر عليها ، وتم تثبيت نوعين من أنواع الحمل الحرج (عند تعرض التربة لضغوط خارجية أكبر من مقاومتها البنيوية أو التركيبية) وهذان النوعان هما : ١ – الحمل المناظر لبداية ظهور مناطق الزحزحة (القص) في التربة ونهاية طور التدميج أو التوطيد ، عندما تنشأ تحت حافة الحمل نسب أو علاقات معينة بين الاجهادات المماسة والاجهادات المتعامدة ، تجعل التربة (في البداية عند أضلاع قاعدةالأساسات) تتحول إلى حالة الاجهاد الحدية ؛ ٢ – الحمل الذي عنده تتكون تحت سطح التحميل ، مناطق شاملة للتوازن النهائي أو الحدي ، وتتحول التربة إلى حالة غير ثابتة وتنفد تماماً سعتها الحملية .

وسوف نسمي قيمة الحمل الأول بالحمل الحرج الابتدائي ، وهو الحمل

غير الخطي تماماً بعد ، عند تأثيره في قواعد الانشاءات ، وذلك لأنه قبل وصوله إلى القيمة المذكورة ، ستكون التربة دائماً في طور التدميج ؛ ونسمي قيمة الحمل الثاني ، التي عندها تستنفد تماماً السعة الحملية للتربة بالحمل الحرج النهائي أو الأقصى المؤثر على التربة في ظروف التحميل المعينة .

تأثير الحمل الحرج الابتدائي على التربة . لنبحث الآن تأثير الحمل الموزع بانتظام p على شريحة من التربة عرضها b عند وجود حمل ضمني جانبي هو $q = \gamma h$ (حيث γ — تمثل وحدة وزن التربة ؛ h — عمق سطح التحميل ، كما مبين في الشكل ٦٦) .



شكل ٦٦ – الرسم التخطيطي لتأثير الحمل الشريطي

إن اجهاد الانضغاط الرأسي (الضغط) الناجم عن وزن التربة بالذات في حالة المستوى أو السطح المحيط الأفقي ، يساوي ما يلي :

$$\sigma_{1s} = \gamma (h + z) \qquad (C_3)$$

حيث z — عمق موقع النقطة المبحوثة تحت مستوى تأثير الحمل .

إن المسألة سوف تتلخص في تحديد قيمة معينة من قيم الحمل Pkr التي عندها تبدأ مناطق الزحزحة (مناطق التوازن النهائي) بالتكون فقط تحت سطح التحميل . وبما أنه في حالة الحمل الشريطي (حالة المسألة المستوية) ستكون الاجهادات المماسة ذات قيمة قصوى عند حافات الحمل ، إذن من الطبيعي أن نتوقع في هذه المواضع عند زيادة الحمل ، نشوء أو تكون مناطق للتوازن النهائي .

ونفرض بالإضافة إلى ما سبق ، بأن الضغط الناجم عن وزن التربة الذاتي ، موزع توزيعاً ايدروستاتياً ، وذلك كما يلي :

$$\sigma_{2s} = \sigma_{1s} = \gamma (h + z) \qquad (C_3)$$

وفي حالة الفرضية المذكورة ، تم حل المسألة لأول مرة من قبل الأستاذ بوزيريفسكي (عام ١٩٢٩) ثم من قبل الأستاذ غيرسيفانوف (عام ١٩٣٠) وبعد ذلك من قبل الأستاذ فريليخ (عام ١٩٣٤) .

والآن نأخذ أو نطبق شرط التوازن النهائي ، مثلاً في شكل الصيغة (2.25″) .

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_c \right)$$

وبالنسبة للنقطة الاصطلاحية أو الاختيارية M (لاحظ الشكل ٦٦) الواقعة على عمق z والمتميزة بزاوية الرؤية α ، نوجد الاجهادات الرئيسية [باستخدام الصيغ المرقمة (3.12)] مع الأخذ في الاعتبار تأثير الوزن الذاتي للتربة ، باعتباره حملا موزعاً أو حملاً مستمراً دائماً .

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma h}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma (h + z) \\ \sigma_2 &= \frac{p - \gamma h}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma (h + z) \end{aligned}\right\} \qquad (C_3)$$

والآن نعوض الصيغتين σ_1 و σ_2 في شرط التوازن النهائي (2.25″) وبعد أن نأخذ في الاعتبار أن $p_c = c \cot \varphi$ [الصيغة (2.23′)] نحصل على ما يلي :

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} \alpha + \gamma h + \gamma z \right) = c \cos \varphi \qquad (C_4)$$

ويمكن اعتبار الصيغة التي حصلنا عليها الآن ، بمثابة معادلة للمنطقة المتاخمة أو الفاصلة للتوازن النهائي ، واعتبار قيمة z بمثابة احداثي رأسي لهذه المنطقة ، وذلك لأنها تحقق شرط التوازن النهائي (2.25″) .

وبحل المعادلة (C_4) لاستخراج قيمة z ، سوف نحصل على ما يلي :

$$z = \frac{p-\gamma h}{\pi\gamma}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\varphi}-\alpha\right)-\frac{c}{\gamma}\cot\varphi - h \qquad (C_5)$$

ونوجد قيمة z_{max} باستخدام القواعد المعروفة في علم الرياضيات العالية ، كما يلي :

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p-\gamma h}{\pi\gamma}\left(\frac{\cos\alpha}{\sin\varphi}-1\right) = 0 \qquad (C_6)$$

ومنها ينتج أن

$$\left.\begin{array}{l} \alpha = \dfrac{\pi}{2}-\varphi \quad \text{أو} \quad \cos\alpha = \sin\varphi \\ \sin\left(\dfrac{\pi}{2}-\varphi\right) = \cos\varphi \end{array}\right| \qquad (C_7)$$

وبتعويض القيم التي حصلنا عليها في الصيغة (C_5) وحلها لإيجاد قيمة المجهول $p = p_{cr}$ ، نحصل على

$$p_{cr} = \frac{\pi}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2}(\gamma z_{max} + \gamma h + c\cot\varphi) + \gamma h \qquad (4.1)$$

ونشير هنا إلى أن المواصفات القياسية السوفييتية للبناء ، تعتبر قيمةالضغط القياسي المؤثر على التربة R^n ، مساوية لذلك الضغط الذي عنده لا تنتشر مناطق التوازن النهائي تحت حافات الأساس ، إلى عمق يزيد على $z_{max} = b/4$ (حيث b تمثل عرض الأساس) ؛ ويقترح الأستاذ ماسلوف القيمة التالية $z_{max} = b\tan\varphi$ ، أي عندما تكون z_{max} لاتزال واقعة خارج المستويات الرأسية المارة في حافات الحمل الشريطي .

وفي حالة الضغط الأقل من ذلك ، يسمح بجعل العلاقة بين التشوهات والاجهادات ، علاقة خطية ، واعتبار التربة واقعة في طور التدميج أو التوطيد .

وإذا لم يسمح نهائياً في أية نقطة من النقاط بتطور أو توسع مناطق التوازن النهائي تحت قاعدة الأساسات ، عندئذ يجب التعويض عن z_{max} في المعادلة (4.1) بما يلي :

$$z_{max} = 0 \qquad (C_8)$$

وإذا أطلقنا على الضغط الأقصى ، الذي عنده سوف لاتظهر في أية نقطة من نقاط التربة ، مناطق التوازن النهائي ($z_{max} = 0$) ، اسم الضغط الحرج الابتدائي ، المؤثر على التربة $p_{in.cr}$ ، عندئذ سوف نحصل من المعادلة (4.1) على ما يلي :

$$p_{in.cr} = \frac{\pi(\gamma h + c\cot\varphi)}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma h \qquad (4.2)$$

وهذه بالذات هي الصيغة التي وضعها الأستاذ بوزيريفسكي للحمل الحرج الابتدائي المؤثر على التربة . ويمكن اعتبار الضغط المحدد بموجب هذهالصيغة ، بمثابة ضغط مأمون أو غير خطر في قواعد الانشاءات ، ولا حاجة إلى إدخال أي معاملات أمان إضافية في الصيغة المذكورة .

وبواسطة التحويلات الرياضية البسيطة جداً ، يمكن إعطاء الصيغة المذكورة شكلاً مختلفاً عن السابق ، بفصل أو عزل العوامل المضروب فيها التي تعتمد فقط على زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة ، لغرض وضعها في جداول خاصة ، كما في المواصفات القياسية للبناء . ولكن حساب قيمة $p_{in.cr}$ بواسطة الصيغة (4.2) أيضاً ، لايمثل أية صعوبة .

وللتربة المثالية التماسك (التي فيها $c \neq 0$; $\varphi \approx 0$) تكون صيغة حساب $p_{in.cr}$ أبسط مما سبق .

وسوف يكون شرط التوازن النهائي لمثل هذه التربة ، كما يلي :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leqslant c$$

ومن هذا الشرط ينتج ما يلي :

$$\sigma_1 - \sigma_2 \leqslant 2c$$

وبتعويض صيغ الاجهادات الرئيسية هنا [بموجب الصيغ المرقمة (C_3) عند $z = 0$] سوف نحصل على

$$\frac{p-\gamma h}{\pi}\sin\alpha = c$$

وسوف تكون لهذه الصيغة قيمة قصوى عند $\alpha = 1$، عندما تبدأ حالة التوازن النهائي بالتكون أو الظهور تحت حافة أو طرف الأساس . عندئذ سنجد أن

$$p_{in.cr} = \pi c + \gamma h \qquad (4.3)$$

إن الصيغة الأخيرة تستخدم غالباً لتحديد الضغط القيامي (الضغط المأمون) للتربة الطينية ذات زاوية الاحتكاك الداخلي الصغيرة (عملياً عند $\varphi \leqslant 5 - 7°$) ، وكذلك للتربة الجمودية أو الدائمة التجمد (عند المحافظة على درجات حرارتها السالبة أي تحت الصفر) مع الأخذ في الاعتبار استرخاء قوى الالتصاق ، بتعويض قيمة c_{pro} عوضاً عن c .

الحمل الأقصى للتربة السائبة والتربة المتماسكة . إن الحمل الحرج الثاني المؤثر على التربة ، كما ذكرنا سابقاً ، يجب أن يعتبر الحمل الأقصى المناظر للنفاد الكلي للسعة الحملية للتربة ، وللتوسع الشامل لمناطق التوازن النهائي ، الأمر الذي يتم التوصل إليه لقواعد الأساسات ، عند انتهاء تكوين أو صياغة القلب الجاسيء ، الذي يؤدي إلى تشوه التربة وتمددها في جميع الاتجاهات .

إن حل معادلات التوازن التفاضلية آنياً مع شروط التوازن النهائي ، يساعد على إيجاد الأشكال الرياضية الدقيقة لسطوح الانزلاق ، التي باستخدامها يمكن أن نقيم أو نقدر بدقة قيمة الحمل الأقصى (الضغط) المؤثر على التربة ، المناظرة للوصول إلى السعة الحملية القصوى للقاعدة .

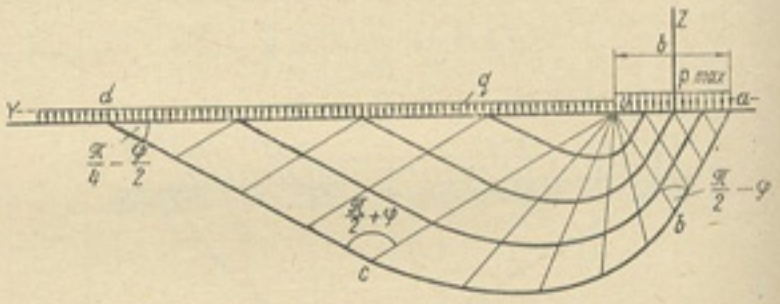
وقد حلت هذه المسألة لأول مرة ، بالنسبة للتربة العديمة الوزن المعرضة لتأثير حمل موزع وحمل شريطي (تحدد قيمته القصوى) من قبل الأستاذين براندتيل وريسنير (١٩٢٠ — ١٩٢١) وقد تم الحصول على الصيغة التالية للحمل الأقصى المؤثر على التربة .

$$p_{max\,cr} = (q + c \cot \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} - c \cot \varphi \qquad (4.4)$$

حيث q — الحمل الجانبي ؛

$q = \gamma h$ (حيث h — تمثل عمق تسليط الحمل الشريطي ، كما مبين في الشكل ٦٧) .

وللحالة المبحوثة (حمل شريطي مرن مع حمل ضمني جانبي بدون أن تؤخذ في الاعتبار القوى الحجمية للوزن الذاتي) أمكن الحصول على الشكل الدقيق التالي لخطوط الانزلاق (شكل ٦٧) : في المثلث Ocd — توجد فصيلتان من المستقيمات المتوازية ، المائلة على الأفق بزاوية قدرها $\left[\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \pm\right]$ وفي حدود أو ضمن الزاوية cOb — توجد حزمة من المستقيمات المتفرعة من النقطة O ، والخطوط الحلزونية اللوغاريتمية المقترنة معها ، وأخيراً في المثلث Oab (تحت قاعدة الحمل) — توجد فصيلتان من المستقيمات المتوازية ، المائلة على الأفق بزاوية قدرها $\left[\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \pm\right]$.



شكل ٦٧ — شبكة خطوط الانزلاق في التربة عند تأثير الحمل الشريطي والحمل الضمني الجانبي ، بدون أخذ وزن التربة في الاعتبار

إن الشبكة المذكورة من خطوط الانزلاق ، مع استبدال المثلث Oab بشكل القلب الجاسيء ، قد استخدمت فيما بعد من قبل عدد من العلماء (أمثال تيرتساغي ، كاكو-كيريزيلي ، بيريزانتسيف وغيرهم) لغرض التحديد التقريبي للحمل الأقصى المؤثر على التربة العديمة الوزن الواقعة تحت الأساسات الجاسئة .

ونشير إلى أنه في الحالة الخاصة ، للتربة المثالية التماسك ($c \neq 0$ ؛ $\varphi = 0$) سوف يكون الحمل الأقصى ، لشروط المسألة المستوية (في وجود الحمل الشريطي) مساوياً لما يلي طبقاً لصيغة براندتل

$$p_{max.str} = (2 + \pi) c + q \qquad (4.5)$$

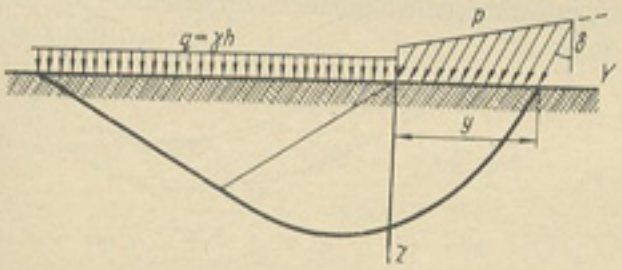
أو

$$p_{max.str} = 5.14\, c + \gamma h \qquad (4.5')$$

وفي المسألة المجسمة المتماثلة (الدائرة والمربع) سيكون الحمل الأقصى لحالة التربة المثالية التماسك (طبقاً لصيغة الأستاذ اشلينسكي ١٩٤٧) مساوياً لما يلي :

$$p_{max\,cr} = 5.7\,c + q \qquad (4.6)$$

وعند تأثير الحمل المائل مع الحمل الضمني الجانبي على التربة التي فيها احتكاك والتصاق (شكل ٦٨) توصل الأستاذ سوكولوفسكي (عام ١٩٥٢) إلى الحل ، الذي هو عبارة عن مجموع الحمل الأقصى للتربة السائبة المثالية ($\gamma \neq 0 \; ; \; \varphi \neq 0 \; ; \; c = 0$) مع الأخذ في الاعتبار تأثير وزنها الذاتي ومع الحمل الأقصى للتربة المتماسكة ، ولكن بدون حساب وزنها ($\gamma = 0 \; ; \; \varphi = 0 \; ; \; c \neq 0$) . الأمر الذي يعطي حلاً قريباً للغاية من الحل الدقيق .



شكل ٦٨ – الرسم التخطيطي لتأثير الحمل المائل على التربة

وفي هذه الحالة تحدد المركبة الرأسية (العمودية) للحمل الأقصى (طبقاً للرموز المأخوذة من قبلنا) بواسطة الصيغة التالية .

$$p_{max\,cr} = N_\gamma \gamma g + N_q q + N_c c \qquad (4.7)$$

حيث N_γ ، N_q ، N_c – هي معاملات السعة الحملية للتربة ، المحددة بواسطة الحسابات طبقاً للشبكة المنضدة من خطوط الانزلاق ، باعتبارها دالة لزاوية الاحتكاك الداخلي وميل الحمل.

ونشير هنا إلى أن صيغة المعادلة (4.7) التي وضعت لأول مرة من قبل الأستاذ تيرتساغي (عام ١٩٤٣) ، تعتبر في الوقت الحاضر معادلة قانونية عامة ، وترجع إليها عادة جميع الحلول الأخرى ، المستخرجة للحمل الأقصى

المؤثر على التربة ، عند وجود شروط أو ظروف حدية مختلفة وأحمال مختلفة.

إن قيم معاملات السعة الحملية N_γ ، N_q و N_c للحالة المبحوثة ، مبينة في الجدول ١٧ ، الموضوع من قبل مركز الحسابات القياسية التابع لأكاديمية العلوم السوفييتية .

جدول ١٧

قيم معاملات السعة الحملية لحالة تأثير الحمل الشريطي المائل

δ (درجة)	المعاملات	φ (درجة) 0	5	10	15	20	25	30	35	40
0	N_γ	0.00	0.17	0.56	1.40	3.16	6.92	15.32	35.19	86.46
	N_q	1.00	1.57	2.47	3.94	6.40	10.70	18.40	33.30	64.20
	N_c	5.14	6.49	8.34	11.00	14.90	20.70	30.20	46.20	75.30
5	N_γ	—	0.09	0.38	0.99	2.31	5.02	11.10	24.38	61.38
	N_q	—	1.24	2.16	3.44	5.56	9.17	15.60	27.90	52.70
	N_c	—	2.72	6.56	9.12	12.50	17.50	25.40	38.40	61.60
10	N_γ	—	—	0.17	0.62	1.51	3.42	7.64	17.40	41.78
	N_q	—	—	1.50	2.84	4.65	7.65	12.90	22.80	42.40
	N_c	—	—	2.84	6.88	10.00	14.30	20.60	31.10	49.30
15	N_γ	—	—	—	0.25	0.89	2.15	4.93	11.34	27.61
	N_q	—	—	—	1.79	3.64	6.13	10.40	18.10	33.30
	N_c	—	—	—	2.94	7.27	11.00	16.20	24.50	38.50
20	N_γ	—	—	—	—	0.32	1.19	2.92	6.91	16.41
	N_q	—	—	—	—	2.09	4.58	7.97	13.90	25.40
	N_c	—	—	—	—	3.00	7.68	12.10	18.50	29.10
25	N_γ	—	—	—	—	—	0.38	1.50	3.85	9.58
	N_q	—	—	—	—	—	2.41	5.67	10.20	18.70
	N_c	—	—	—	—	—	3.03	8.09	13.20	21.10
30	N_γ	—	—	—	—	—	—	0.43	1.84	4.96
	N_q	—	—	—	—	—	—	2.75	6.94	13.10
	N_c	—	—	—	—	—	—	3.02	8.49	14.40
35	N_γ	—	—	—	—	—	—	—	0.47	2.21
	N_q	—	—	—	—	—	—	—	3.08	8.43
	N_c	—	—	—	—	—	—	—	2.97	8.86
40	N_γ	—	—	—	—	—	—	—	—	0.49
	N_q	—	—	—	—	—	—	—	—	3.42
	N_c	—	—	—	—	—	—	—	—	2.88

إن المركبة الأفقية للضغط الأقصى المؤثر على التربة ، في حالة تأثير الحمل المائل الشريطي ، تحدد بواسطة الصيغة التالية :

$$p_t = p_n \tan \delta \qquad (4.8)$$

حيث δ – زاوية ميل الحمل الشريطي على المستقيم الرأسي (لاحظ الشكل ٦٨).

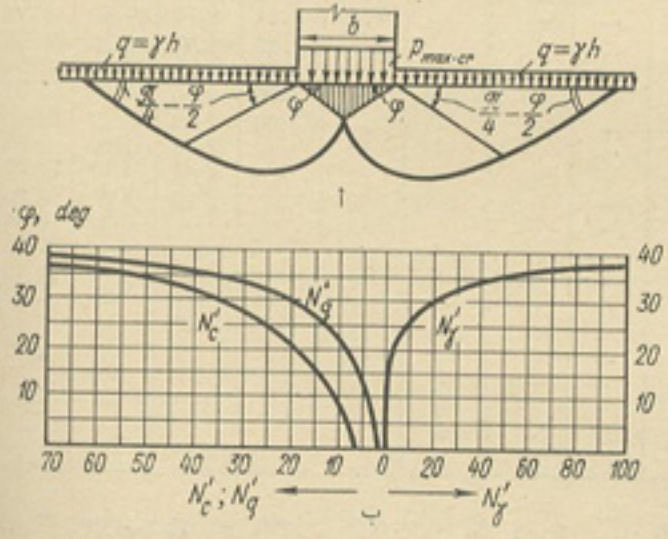
إن قيم معاملات السعة الحملية ، كانت قد حسبت بصورة تقريبية من قبل الأستاذ تيرتساغي (عام ١٩٤٣) ، الذي اتخذ شكل خطوط الانزلاق ، كما هو عليه بالنسبة للتربة غير المحسوبة الوزن ، مع وجود قلب مدمج مثلث الشكل ، تكون أضلاعه أو حافاته مائلة على قاعدة الأساس بزاوية قدرها φ ، وقد افترض فيما بعد بأنه عند الهبوط ، يتغلب القلب على مقاومة التربة السلبية على امتداد السطوح المستقيمة للانزلاق (راجع البند ٦ الذي سيلي فيما بعد) .

وفي هذه الحالة ، ستأخذ الصيغة (4.7) الشكل التالي :

$$p_{max.cr} \approx N'_\gamma \gamma b_1 + N'_q q + N'_c c \qquad (4.7')$$

حيث N'_γ ، N'_q و N'_c — تمثل معاملات السعة الحملية المحددة من الرسم البياني الموضح في الشكل ٦٩ ؛

b — نصف عرض الأساس .



شكل ٦٩ — مناطق التوازن النهائي تحت الأساس الشريطي (وفقاً لمعطيات الأستاذ تيرتساغي) :
أ — الرسم التخطيطي لخطوط الانزلاق ، ب — الرسم البياني لمعاملات السعة الحملية

ونشير هنا إلى أنه بالنسبة لحالة المسألة المستوية ، لاتختلف معاملات السعة الحملية التي أوجدها الأستاذ تيرتساغي ، إلا اختلافاً قليلاً عن القيم التي تم

الحصول عليها باستخدام الحلول الأكثر دقة وضبطاً (مثل حلول الأستاذ بيريزانتسيف) ، أما بالنسبة للمسألة المجسمة ، فلا يمكن استخدامها ، وذلك لأنه يتطلب في هذه الحالة إدخال بعض المعاملات التصحيحية (معاملات تجريبية أو وضعية طبقاً لإرشادات الأستاذ تيرتساغي) .

ونشير هنا إلى أن المعطيات المدرجة في الجدول ١٧ ، تساعد على تحديد الحمل الأقصى المؤثر على التربة في حالة الحمل أو التحميل الرأسي أيضاً ، أي عندما تكون $\delta = 0$.

إن النتائج التي حصلنا عليها من الصيغة (4.7) و الجدول ١٧ ، تطابق الحل المضبوط إلى حد كاف ، فقط بالنسبة للحمل شبه غير المحدود المائل (لاحظ الشكل ٦٨) وهو الأمر الذي يكون في الواقع مطابقاً فقط لحالة المساحة الواسعة جداً لقاعدة الإنشاء .

ولكن إذا كان عرض الأساس محدوداً b ، فإنه عند شرط أو في حالة الانتفاخ الوحيد الاتجاه ، يمكن استخدام معطيات الجدول ١٧ ، بتقريب معين ، لتحديد السعة الحملية القصوى أو النهائية للقاعدة الأرضية (القاعدة الترابية) .

وسوف نحصل على المعادلة التالية ، لطرف أو نهاية الحمل المائل (بفرض أن $y = 0$)

$$p_{max.0} = N_q q + N_c c$$

وللاحداثي الرأسي المناظر لعرض الأساس (أي عند $y = b$) في حالة عدم وجود انتفاخ في الاتجاه المعاكس ، سنحصل على المعادلة التالية :

$$p_{max.b} = N_\gamma \gamma b + p_0$$

عندئذ سنجد بأن القيمة المتوسطة للمركبة الرأسية للضغط الأقصى المؤثر على التربة ، ستساوي ما يلي :

$$p_{max.cr} \approx \frac{1}{2} (p_0 + p_b)$$

ولتحديد الحمل الأقصى المؤثر على القاعدة الأرضية (التربة) في حالة العرض المحدود للحمل الشريطي المائل (أو كما في حالة تعرض الأساس

لقوة لا تمركزية مائلة) وعند عمق الأساس المختلف في التربة (h_1 و h_2) إلى يسار ويمين الحمل الشريطي (شكل ٧٠ ، أ) يمكن استخدام الطريقة التخطيطية التحليلية (طريقة ماليشيف ١٩٦١) والجدول الإضافي لمعاملات السعة الحملية N''_c ، N''_q ، N''_γ (الجدول ١٨) للقسم الأيمن للحمل الأقصى ، المحسوبة بواسطة نفس العلاقات المستخدمة في الجدول ١٧ .

إن احداثيات الرسم البياني شبه المنحرف للضغوط القصوى أو النهائية OO' و aa' (شكل ٧٠ ، ب) تحسب من الصيغة التالية :

$$p_{max} = N_\gamma \gamma y + N_q \gamma h_1 + N_c c \qquad (D_1)$$

أما الاحداثيات الرأسية aa'' و OO'' فتحسب من الصيغة التالية :

$$p_{max} = N''_\gamma \gamma (b - y) + N''_q \gamma h_2 + N''_c c \qquad (D_2)$$

حيث N_γ ، N_q ، N_c — معاملات السعة الحملية المستخرجة من الجدول١٧ ؛ N''_γ ، N''_q ، N''_c — معاملات السعة الحملية المستخرجة من الجدول١٨.

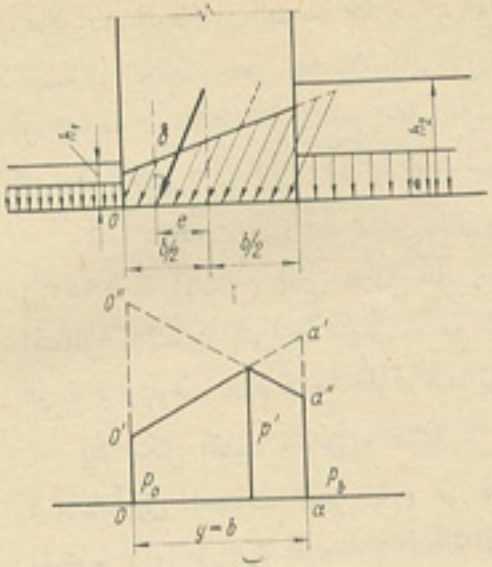
وإذا فرضنا في الصيغتين (D_1)و(D_2)بأن $y = 0$ و $y = b$ ، فسنحصل على الاحداثيات الرأسية للرسوم البيانية الحدية أو النهائية ، أما قيم p والحمل

جدول ١٨

قيم معاملات السعة الحملية للحمل المائل ، من الجهة اليمنى (بعكس ميله)

δ (درجة)	المعاملات	φ (درجة)				
		0	10	20	30	40
0	N''_γ	0	0.56	3.16	15.3	86.4
	N''_q	1	2.47	6.40	18.4	64.2
	N''_c	5.14	8.34	14.8	30.1	75.3
10	N''_γ	—	0.78	5.26	31.0	136
	N''_q	—	1.65	7.79	23.9	90.5
	N''_c	—	3.69	18.7	39.7	105
20	N''_γ	—	—	7.80	41.0	176
	N''_q	—	—	3.05	28.3	117
	N''_c	—	—	5.64	47.3	139
30	N''_γ	—	—	—	46.9	251
	N''_q	—	—	—	6.70	141
	N''_c	—	—	—	9.85	167

الأقصى المتوسط المؤثر على التربة (الضغط الأقصى) فتحدد بالطريقة التخطيطية بواسطة الرسم التخطيطي المبين في الشكل(٧٠،ب) .



شكل ٧٠ – الرسم التخطيطي التصميمي لتحديد الحمل النهائي أو الأقصى ، المؤثر على التربة في حالة التحميل المائل اللامركزي

ويمكن القيام بتدقيق قيمة $p_{max.cr}$ للنوع المبحوث من الحمل اللامركزي ، بواسطة إدخال تصحيح على الفرق الموجود بين لا تمركزية الحمل الأقصى (الذي يعين أو يحدد من الرسم البياني للشكل ٧٠ ، ب) وبين اللاتمركزية الفعلية ، التي يمكن تحديدها فقط بواسطة الرسم البياني التجاربي الخاص (المبني على أساس التجارب) وهو الأمر الذي يتم في حالات خاصة ، لمراجعة وتدقيق عامل الأمان .

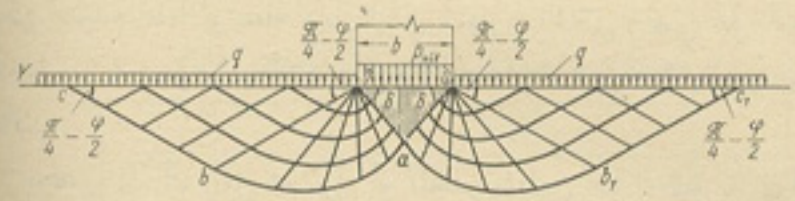
ونشير إلى أن الحل الجدولي أو المجدول المبين هنا ، لنظرية التوازن النهائي (الجدولان ١٧ و ١٨) يمكن أن يستخدم فقط في حالة الحمل المرن أو غير المتماسك (مثل الحمل السائب أو الترابي) وحالة عمقه القليل عن سطح التربة (عند $h/b \leqslant 0.5$) عندما يسمح في الأغراض العملية والتطبيقية ، بالاستعاضة عن تأثير عمق الإرساء بتأثير الحمل الضمني الجانبي ، الذي يساوي $q = \gamma h$.

وبالنسبة لقواعد الأساسات الجسيمة أو العظيمة الكتلة ، يجب تحديد الحمل الأقصى ، مع الأخذ في الاعتبار القلب الجامىء للازاحات المحددة في التربة ، المتكون تحت قاعدة الأساسات الجاسئة ، الأمر الذي يعتبر بمثابة مسألة معقدة رياضياً ، لا يوجد لها حل في الشكل المقفل للمعادلات . وفي هذه

الحالة يجب اللجوء إلى الطريقة التقريبية ، التي تتلخص في إعطاء أشكال سطوح الانزلاق ، ولكن تعطى تلك الأشكال التي تنطبق عملياً مع الأشكال المضبوطة أو الدقيقة ، المشتقة من نتائج الحل الحسابي لمجموعة المعادلات التفاضلية للتوازن النهائي (في البقايا النهائية للحساب) .

وقد استخدمت هذه الطريقة على نطاق واسع من قبل الأستاذ بيريزانتسيف (١٩٥٢ — ١٩٦٠) الذي حصل على حلول لمسائل الحمل الشريطي وغير المتماثل ، لنظرية التوازن النهائي ، مع الأخذ في الاعتبار القلب الجاسىء للتربة ، وسوف نقدم هذه الحلول فيما يلي من البحث .

إن شكل القلب الجاسىء للتربة ، الذي اتخذه الأستاذ بيريزانتسيف (استناداً إلى المعطيات التجريبية) هو على هيئة مثلث قائم الزاوية (المسألة المستوية) أو على هيئة مخروط (المسألة المجسمة غير المتماثلة) زاويته الرأسية تساوي ٩٠° ، وهنا يتم حساب عمق الأساس بطريقة الاستعاضة عن تأثيره بحمل ضمني جانبي قدره $q = \gamma h$ ، الأمر الذي يحدد استخدام أو تطبيق هذا الحل ، فقط بالنسبة للأساسات غير العميقة (عند $h/b \leqslant 0.5$) .



شكل ٧١ — شبكة خطوط الانزلاق في التربة الواقعة تحت أساس جاسىء شريطي الشكل ، مع حساب القلب المدمج للتربة

وبالنسبة للمسألة المستوية (الحمل الشريطي) فقد استخدم الرسم التخطيطي لخطوط الانزلاق ، المبين في الشكل ٧١ : في المثلثين Obc و $O_1b_1c_1$ — توجد فصيلتان أو طائفتان من المستقيمات المترافقة ، المائلة على الأفق بزاوية قدرها $[\ \pi/4 - \varphi/2\ ) \pm]$ ؛ وتوجد في القطاع Oab و O_1ab_1 ، حزم من المستقيمات المارة في النقطتين O و O_1 ، وفصيلة أو طائفة من الخطوط الحلزونية اللوغاريتمية ؛ أما زاوية ميل القلب الجاسىء على قاعدة الأساس ، فقد أخذت مساوية للمقدار $\delta \approx \pi/4$.

ويمكن وضع الصيغة المستخرجة للحالة المبحوثة أعلاه ، على الشكل السابق ، أي كما يلي خاصة

$$p_{max.str} = N_{\gamma str}\,\gamma\,b_1 + N_{q str}\,q + N_{c str}\,c \qquad (4.7')$$

حيث $N_{c str}$ ، $N_{q str}$ ، $N_{\gamma str}$ — تمثل قيم معاملات السعة الحملية للمسألة المستوية ، المدرجة في الجدول ١٩ ؛

b_1 — نصف عرض الحمل الشريطي ؛

$q = \gamma h$ — تمثل الحمل الجانبي ؛

c — التصاق التربة .

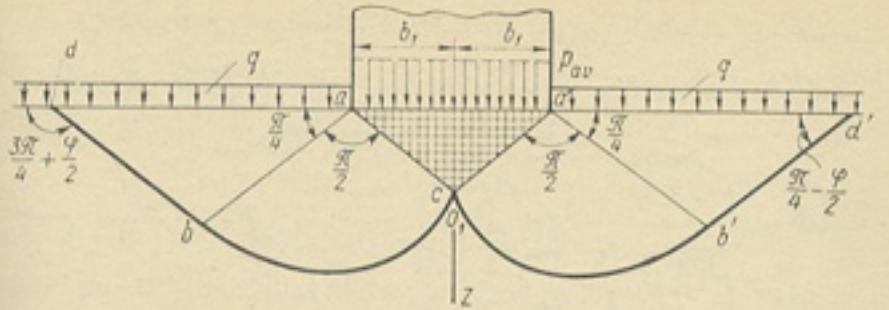
جدول ١٩

قيم معاملات السعة الحملية مع الأخذ في الاعتبار وزن التربة الذاتي والقلب المدمج لحالة المسألة المستوية

المعاملات	φ (درجة)												
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$N_{\gamma\,pl}$	3.4	4.6	6.0	7.6	9.8	13.6	16.0	21.6	28.6	39.6	52.4	74.8	100.2
$N_{q\,pl}$	4.4	5.3	6.5	8.0	9.8	12.3	15.0	19.3	24.7	32.6	41.5	54.8	72.0
$N_{c\,pl}$	11.7	13.2	15.1	17.2	19.8	23.2	25.8	31.5	38.0	47.0	55.7	70.0	84.7

وفي حالة المسألة غير المتماثلة المجسمة أو الفراغية ، تم الحصول على الحمل الأقصى المؤثر على التربة ، للقواعد والأساسات القليلة العمق (عند $h/b < 0.5$) بواسطة حل المعادلة المناظرة لذلك ، مع وجود مخطط أو شكل خط الانزلاق الحجمي في منطقة الزحزحات نصف القطرية ، طبقاً للخط الحلزوني اللوغاريتمي والمناطق الجانبية — بواسطة المستقيمات المترافقة ، المائلة بالزوايا المبينة في الشكل ٧٢ . ويمكن إعطاء الصيغة الخاصة بقيمة الحمل الأقصى المؤثر على التربة ، المناظرة لنفاد السعة الحملية القصوى للتربة ، الشكل السابق للصيغة (4.7) ، مع تغيير واحد فقط في قيمة معاملات السعة الحملية ، أي كما يلي :

$$p_{max.cr} = N_{\gamma cr}\,\gamma\,b_1 + N_{q cr}\,q + N_{c cr}\,c \qquad (4.7'')$$



شكل ٧٢ – الشكل التقريبي للسطوح الهيطية للانزلاق في حالة المسألة غير المتماثلة ، مع حساب القلب المدمج

حيث $N_{\gamma,cr}$ ، $N_{q,cr}$ ، $N_{c,cr}$ – تمثل معاملات السعة الحملية للمسألة غير المتماثلة ، المحددة من الجدول ٢٠ (الذي وضعه الأستاذ بيريزانتسيف) ؛

b_1 – نصف ضلع مساحة قاعدة الأساس المربعة ، أو نصف قطر القاعدة الدائرة.

جدول ٢٠

قيم معاملات السعة الحملية للأساسات ذات القاعدة الدائرية والمربعة المساحة

المعاملات	φ (درجة)						
	16	18	20	22	24	26	28
$N_{\gamma\,cr}$	4.1	5.7	7.3	9.9	14.0	18.9	25.3
$N_{q\,cr}$	4.5	6.5	8.5	10.8	14.1	18.6	24.8
$N_{c\,cr.}$	12.8	16.8	20.9	24.6	29.9	36.4	45.0
$\frac{l}{2b_1}$	1.44	1.50	1.58	1.65	1.73	1.82	1.91

المعاملات	φ (درجة)						
	30	32	34	36	38	40	42
$N_{\gamma\,cr}$	34.6	48.8	69.2	97.2	142.5	216	317
$N_{q\,cr}$	32.8	45.5	64.0	87.6	127.0	185	270
$N_{c\,cr}$	55.4	71.5	93.6	120.0	161.0	219	300
$\frac{l}{2b_1}$	1.99	2.11	2.22	2.34	2.45	2.61	2.76

ملاحظة : إن النسبة $l/2b_1$ تمثل الطول النسبي لموشور الانقلاع .

وللأساسات المتوسطة العمق (عند $0.5 < h/b < 2$) ولا سيما للأساسات العميقة (عند $h/b \geqslant 2$) سيكون استبدال تأثير عمق الأساسات على الحمل الأقصى للقاعدة ، بتأثير الحمل الضمني الجانبي غير المتماسك (أي $q = \gamma h$) هو عمل غير صحيح ، وذلك لأن الظواهر الميكانيكية التي تحدث عند تحميل الأساسات الواقعة على عمق كاف ، ستكون مختلفة تماما عما هي عليه في حالة الأساسات القليلة العمق ، نتيجة لتراص وتلاحم كتلة التربة بأجمعها .

وبالنسبة للأساسات المتوسطة العمق ، المقامة على التربة السائبة ، يمكن الحصول على حل المسألة المتعلقة بالحمل الأقصى المؤثر على القاعدة ، بطريقة تقريبية ، بتقريب الخط المغلف للانزلاق على شكل – S (لاحظ الشكل ٦٣ الحالة الثانية) بقطاعات مستقيمة ، وفي منطقة الزحزحات نصف القطرية بخطوط حلزونية لوغاريتمية ، مع الأخذ في الاعتبار بالقلب الجاسيء المثلث الشكل ذي الزاوية الرأسية القائمة .

وبهذه الطريقة تم التوصل إلى حل للتربة السائبة ، من قبل الأستاذ بيريزانتسيف ، ووضع على الشكل التالي أو الصيغة التالية :

لظروف المسألة المستوية :

$$p_{max.str.h} = A_{str}\,\gamma\,b_1 \qquad (4.9)$$

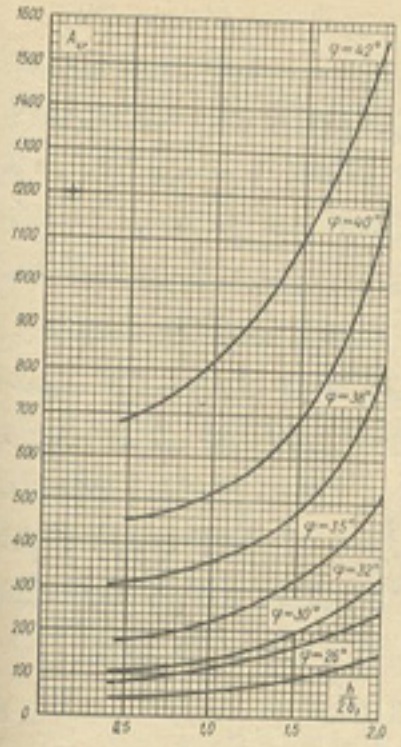
ولظروف المسألة المجسمة أو الفراغية (في حالة الشكل المربع أو المدوّر لمساحة قاعدة الأساسات) :

$$p_{max.cr.h} = A_{cr.}\,\gamma\,b_1 \qquad (4.10)$$

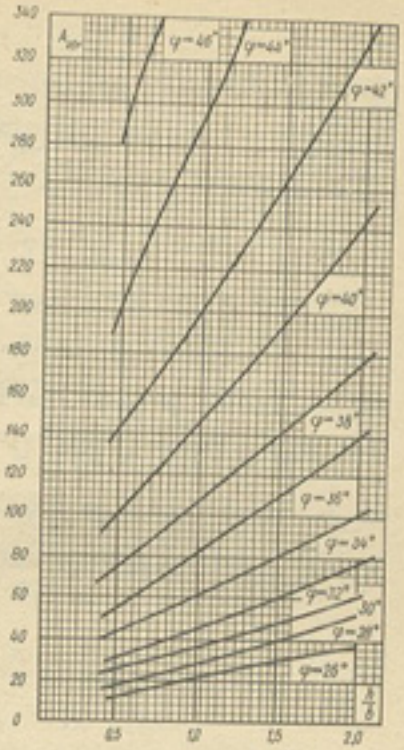
حيث A_{str} و A_{cr} – المعاملات الاجمالية للسعة الحملية للتربة السائبة المستخرجة استناداً إلى الرسوم البيانية للشكلين ٧٣ و ٧٤ كدوال لزاوية الاحتكاك الداخلي φ والعمق النسبي للأساس h/b .

$b = 2\,b_1$ – تمثل عرض المساحة المربعة أو قطر المساحة الدائرية لقاعدة الأساس .

وكما ينتج أو يتضح من الصيغتين (4.9) و (4.10) والصيغ المماثلة لها ، وكذلك من الجداول والرسوم البيانية لمعاملات السعة الحملية (مثلاً من



شكل ٧٣ – الرسم البياني لقيم المعامل
A_{str} عند $0.5 < h/b < 2$



شكل ٧٤ – الرسم البياني لقيم المعامل
A_{cr} عند $0.5 < h/2\,b_1 < 2$

الشكلين ٧٣ و ٧٤) نجد بأن قيمة الحمل الأقصى المؤثر على التربة ، تزداد بزيادة العمق النسبي لقاعدة الأساس h/b وعرضها b .

وفي حالة العمق الكبير والمساحة الكبيرة لقاعدة الأساس ، تبدو السعة الحملية للتربة كبيرة جداً إلى درجة لايمكن معها أن تستخدم في قواعد الانشاءات ، وذلك لأنه في هذه الحالة ستنشأ هبوطات كبيرة جداً (سنشرح نظرية حسابها في الفصل القادم) لايمكن السماح بحدوثها في قواعد أو أساسات الانشاءات .

ولهذا السبب ، عند تصميم الأساسات ، يسمح عادة بوجود ضغط معين في قواعد الانشاءات ، يقل عدة مرات (من مرتين إلى أربع مرات) عن الضغوط القصوى ، التي تستنفد السعة الحملية للقواعد الأرضية (قواعد التربة) .

مثال ٥ : يطلب تحديد قيمة الحمل الحرج الابتدائي $p_{in.cr}$ المؤثر على التربة تحت الأساس الشريطي الذي يبلغ عمقه $h = 1.5$ m وعرض قاعدته $b = 3.0$ m إذا علمنا ما يلي : زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (الطينية الرملية) تساوي $\varphi = 25°$ ؛ الالتصاق $c = 0.2$ kgf/cm² ووحدة الوزن $\gamma = 1.9$ gf/cm³ .

الحل : نحصل من الصيغة (4.2) وعند ($\cot\varphi = 2.145 ; \varphi 25° = 25\pi/180 = 0.436$) على ما يلي :

$$p_{in.cr} = \frac{\pi\,(\gamma h + c\cot\varphi)}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma h =$$

$$= \frac{3.14\,(1.9 \times 1.5 + 2 \times 2.145)}{2.145 + 0.436 - 1.571} + 1.9 \times 1.5 =$$

$$= 25.05 \text{ tf/m}^2 \approx 2.5 \text{ kgf/cm}^2$$

ويجب اعتبار قيمة وحدة الحمل التي حصلنا عليها هنا ، بمثابة ضغط مأمون تماماً على التربة ، لا يعتمد على عرض قاعدة الأساس ، وذلك لأنه في هذه الحالة من الضغط ، سوف لا تنشأ في التربة في أية نقطة من نقاط قاعدة الأساس ، مناطق للتوازن النهائي ، وسوف تقع التربة في طور التدميج أو التوطيد .

مثال ٦ : يطلب تحديد قيمة الحمل الأقصى ($p_{max.cr}$) المؤثرة على التربة في نفس ظروف المسألة السابقة .

الحل : بالنسبة للنقاط الطرفية (عند $y = 0$ و $y = b$) نحصل على مايلي باستخدام الصيغة (4.7) :

$$p_{max.o} = N_q\,q + N_c\,c \qquad (E_1)$$

$$p_{max.b} = N_\gamma\,\gamma\,b + p_o \qquad (E_2)$$

ومن الجدول ١٧ ، نحصل على مايلي للحمل الرأسي ($\delta = 0$) عند الزاوية $\varphi = 25°$:

$$N_q = 10.70$$

$$N_c = 20.70$$

$$N_\gamma = 6.92$$

وبتعويض هذه القيم في الصيغتين (E_1) و (E_2) سوف نحصل على ما يلي :

$$p_{max.o} \approx 10.7 \times 1.9 \times 1.5 + 20.7 \times 2 = 71.9 \text{ tf/m}^2$$

$$p_{max.b} \approx 6.92 \times 1.9 \times 3 + 71.9 = 111.3 \text{ tf/m}^2$$

عندئذ سيكون لدينا

$$p_{max} \approx \tfrac{1}{2}\,(p_o + p_b) = \tfrac{1}{2}\,(71.9 + 111.3) = 91.6 \text{ tf/m}^2 \approx 9.2 \text{ kgf/cm}^2$$

مثال ٧ : يطلب تحديد الحمل الأقصى في نفس ظروف المسألة السابقة ، ولكن مع الأخذ في الاعتبار ظهور القلب الجامد تحت الأساس الضخم .

الحل : في هذه الحالة نستخدم الصيغة (4,7*) مع معطيات الجدول ١٩ ، وبذلك نحصل على ما يلي :

$$p_{max.str} = N_{\gamma.str}\,\gamma\,b_1 + N_{q.str}\,q + N_{c.str}\,c$$

حيث b_1 – نصف عرض الأساس .

ومن الجدول ١٩ ، عند $\varphi = 25°$ نجد ما يلي بواسطة الاستكمال الحسابي من الداخل :

$$N_{\gamma.str} = 11.7$$
$$N_{q.str} = 11.0$$
$$N_{c.str} = 21.5$$

عندئذ سيكون لدينا ما يلي :

$$p_{max.str} \approx 11.7 \times 1.9 \times 1.5 + 11.0 \times 2.85 + 21.5 \times 2 =$$
$$= 107.6 \text{ tf/m}^2 \approx 10.8 \text{ kgf/cm}^2$$

بعض المقارنات الخاصة : يمكننا استناداً إلى تحليل نتائج العدد الهائل من التجارب الموقعية والمختبرية التي أجريت خلال السنوات العشر الأخيرة ، لتحديد السعة الحملية القصوى للتربة عند تحميلها بمختلف أنواع الدفعات (الأساسات) ، التي نشرت نتائجها على سبيل المثال في المؤتمرين الخامس والسادس لميكانيكا التربة ، أن نقرر ما يلي :

أ) بالنسبة للتربة الطينية المثالية التماسك (المحافظة على التلاصق مع وجود معامل صغير للاحتكاك الداخلي) ، يلاحظ توافق تام تقريباً بين المعطيات النظرية والعملية ؛

ب) عند تحديد السعة الحملية للتربة الرملية ، يجب أن يؤخذ في الاعتبار دور البارامتر الابتدائي (القيمة المتغيرة الابتدائية) للرسم البياني للزحزحة أو القص ؛

ج) بغض النظر عن التباعد الكبير بين النتائج التجريبية ، نجد بأن قيمة السعة الحملية القصوى للقواعد الأرضية (قواعد التربة) المحددة بواسطة التجربة ، تكون عادة أكبر بكثير (بما يتراوح بين مرة ونصف إلى مرتين ونصف) من القيمة التصميمية لها ، الأمر الذي يدل على عدم الدقة الكافية في تقييم الظروف الحدودية أو الحافية (عمق الأساسات ، شكل وأبعاد القلب الجامىء المتكون تحت الأساسات وغير ذلك) وضرورة إجراء الأبحاث

المتتالية لشكل خطوط الانزلاق في كتلة التربة إلى أعلى قاعدة الأساسات ، خاصة للأساسات العميقة الإرساء ، وللتأثيرات المتبادلة بين مناطق التوازن النهائي والمناطق المرنة (في صياغة المسألة المختلطة لنظرية المرونة ونظرية اللدونة) ، ولحساب الوزن الذاتي للتربة وتدميجها أو توطيدها وغير ذلك .

د) إن الطرق المضبوطة الحالية للحساب ، التي تعطى للتطبيقات العملية حلولا بمعاملات أمان معينة ، تحتاج إلى تطور متتال ، يأخذ في الاعتبار الحساب الأكثر دقة للظروف الحدودية أو الحافية ، الفرضيات أو الاحتمالات الحركية للحلول ورقائقية طبقات التربة .

البند ٤ – حول ثبات كتل التربة عند الانهيالات

أسباب اختلال ثبات أو استقرار التربة . إن لتحليل واستقصاء ثبات كتل التربة ، أهمية كبيرة جداً من الناحية العملية والتطبيقية عند تصميم الانشاءات الترابية : مثل السدود الترابية ، الحفر الأرضية ، السدود المائية ، الخنادق المكشوفة ، التي يصل عمقها أحياناً إلى ١٠٠ م وأكثر ، وغيرها من الانشاءات المماثلة .

إن مسألة ثبات واستقرار كتل التربة ، هي مسألة خاصة من النظرية العامة لحالة الاجهاد الحدية ، ولكنها ذات خصائص ملموسة للغاية ، متعلقة بالحركة الخاصة المتميزة للكتل عند اختلال ثباتها أو استقرارها . وان حسابات ثبات واستقرار كتل التربة ، هي فصل خاص من علم الاستاتيكا ، أي علم توازن القوى وسوف نشرح هنا فقط بعض المبادىء الأساسية التي تساعد على إلقاء الضوء على حقيقة المسائل المبحوثة ، ونقدم أهم الطرق المتبعة لحلها ، من الطرق المستخدمة في التطبيقات العملية .

إن أهم الأسباب الرئيسية التي تؤدي إلى اختلال ثبات أو استقرار الكتل الترابية (الأرضية) هي : ١ – عمليات التحات أو التآكل ، ٢ – اختلال التوازن .

إن عمليات التحات أو التآكل تجري عادة بصورة بطيئة وغير ملموسة للغاية ، وتعتمد على الظروف الجوية الخارجية والظروف الجيولوجية الطبيعية ،

وكذلك على خواص سطح كتل التربة، وعادة لايتم بحثها في موضوع ميكانيكا التربة .

أما دراسة شروط أو ظروف ثبات واستقرار كتل التربة واختلالها ، فتعتبر مسألة مباشرة من مسائل ميكانيكا التربة .

إن اختلال ثبات واستقرار كتل التربة ، يمكن أن يحدث فجأة مع انهيال كتل كبيرة من التربة — وهذا النوع من فقدان التوازن يسمى بالانهيال .

وفقدان التوازن هذا ، يحدث في أغلب الأحيان ، حيث نراه في مختلف أنواع المنحدرات والسفوح الطبيعية ، في حال زيادة الأحمال المؤثرة على التربة وفي حالة انخفاض أو ضعف المقاومات الداخلية للتربة .

إن زيادة الأحمال يمكن أن تحدث عند إقامة الانشاءات على المنحدرات وعندما يزيد الضغط الناجم عنها على الحد المعيّن ، وعند تغير وزن طبقات التربة (زيادته) عند تشبعها بالماء في ظروف الأمطار المستمرة والفيضانات ، وكذلك نتيجة لتعلق الرطوبة الشعرية عند انخفاض مستوى المياه الجوفية . ويحدث انخفاض مقاومات التربة ، عند كل انهيار من انهيارات المساند الطبيعية لكتل التربة ، وكذلك عند انخفاض أو قلة الاحتكاك الفعال (عند وجود الضغط المسامي) وانخفاض قوى الالتصاق (عند تبلل التربةوانتفاخها).

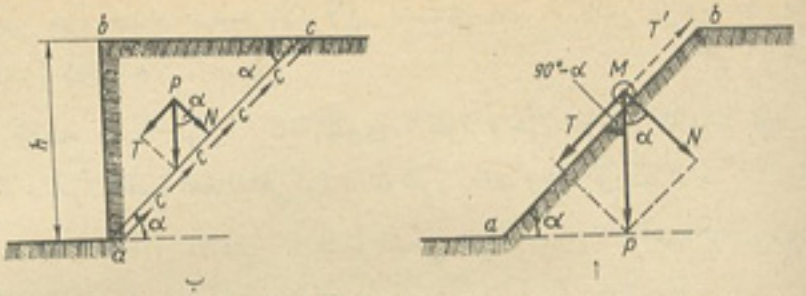
ويمكن تمييز الأنواع الرئيسية التالية من الانهيالات : ١ — الانهيالات الدورانية (مع الانهيارات الناشئة ذات السطوح المتعرجة) ؛ ٢ — الانهيالات الانزلاقية (بسطوح معينة ثابتة) ؛ ٣ — الانهيالات التسيلية (السيول الطينية المشبعة بالمياه الجوفية ، التي تجري في المجاري المستحدثة بالتآكل وفي محاور الوديان) .

ولنبحث الآن شروط توازن الأنواع المنفردة من انهيالات التربة .

ثبات أو استقرار المنحدرات والسفوح الطليقة . مسائل أولية . لإثبات بعض المفاهيم المعينة ، سوف نبحث مسألتين أوليتين ، هما : ١) ثبات منحدر التربة المثالية السيوبة ؛ ٢) ثبات كتلة التربة المثالية التماسك .

١ — لنفرض بأن لدينا في الحالة الأولى ، منحدراً من التربة السائبةوعليه تستند الدقيقة الصلبة M استناداً حراً (شكل ٧٥ ، أ) .

I2-863



شكل ٧٥ — الرسم التخطيطي للقوى المؤثرة على دقيقة من دقائق منحدر التربة السائبة المثالية(أ) وعلى كتلة التربة المتماسكة أو الهضبة الرأسية من التربة المتماسكة (ب)

والآن نحلل وزن الدقيقة P إلى مركبتين : المركبة N العمودية على خط الانحدار ab والمركبة المماسة T . والقوة T تحاول زحزحة الدقيقة الصلبة في اتجاه قاعدة المنحدر ، ولكن قوة الاحتكاك T' ستقاومها . وهذه القوة تتناسب طردياً مع الضغط المتعامد (العمودي) أي بعبارة أخرى $T' = fN$ (حيث f معامل الاحتكاك) .

وبإسقاط كافة القوى على الحافة المائلة للمنحدر ، سوف نحصل على ما يلي :

$$P \sin \alpha - f P \cos \alpha = 0$$

ومنها ينتج أن $f = \tan \alpha$ ، وبما أن معامل الاحتكاك هو $f = \tan \varphi$ ، إذن سنحصل نهائياً على ما يلي :

$$\alpha = \varphi \qquad (4.11)$$

وهكذا نجد بأن الزاوية النهائية أو الحدّية لمنحدر التربة السائبة تساوي زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة . وتسمى هذه الزاوية بزاوية الانحدار الطبيعي.

ويشمل مفهوم زاوية الانحدار الطبيعي ، التربة السائبة الجافة فقط ،ويفقد معناه تماماً بالنسبة للتربة الطينية المتماسكة ، وذلك لأنه بالنسبة لهذه التربة ، وتبعاً لرطوبتها ، يمكن أن تتراوح زاوية الانحدار من صفر إلى ٩٠ درجة، وتعتمد كذلك على ارتفاع المنحدر .

٢ — نبحث الآن شروط توازن التربةالمثالية التماسك($\varphi = 0$ ؛ $c \neq 0$).

لنفرض تقريبياً بأن اختلال التوازن عند ارتفاع أقصى أو نهائي معين h ،

يحدث على امتداد سطح الانزلاق المستوي ac ، المائل بزاوية α مع الأفق (شكل ٧٥ ، ب) .

ونضع معادلة توازن كافة القوى ، المؤثرة على الموشور المنهال abc . وهنا ستكون القوة الفعالة هي وزن الموشور abc وهو الوزن P .

وإذا أخذنا في الاعتبار ، طبقاً للشكل ٧٥ ، ب ، أن أضلاع الموشور تساوي $bc = h \cot \alpha$ ، عندئذ سنحصل على ما يلي :

$$P = \frac{\gamma h^2}{2} \cot \alpha \qquad (F_1)$$

والآن نحلل القوة P إلى مركبتين ، عمودية ومماسة لسطح الانزلاق ac . إن القوى التي تقاوم الانزلاق ، ستكون قوى الالتصاق c فقط ، الموزعة على سطح الانزلاق $ac = h/\sin \alpha$.

وبما أن الضغط في النقطة العليا c من الموشور abc ، سيكون مساوياً للصفر ، وفي النقطة السفلى a سيكون أقصى ما هو عليه ، إذن يجب في المعدل حساب نصف قوى الالتصاق فقط ، الأمر الذي يساعد بطريقة أولية على القيام بوضع حل للحالة المبحوثة ، ينطبق مع الحل الدقيق لنظرية التوازن النهائي .

ونضع الآن معادلة التوازن ، بأخذ مجموع مساقط كافة القوى على الاتجاه ac ومساواته بالصفر كما يلي :

$$\frac{\gamma h^2}{2} \cot \alpha \sin \alpha - \frac{c}{2} \cdot \frac{h}{\sin \alpha} = 0 \qquad (F_2)$$

ومن هذه المعادلة ينتج أن

$$c = \frac{\gamma h}{2} \sin 2\alpha \qquad (F_3)$$

ونحدد قيمة الارتفاع $h = h_{90}$ ، المناظر للاستخدام الأقصى لقوى الالتصاق . ومن الواضح في هذه الحالة أن $2\alpha = 1$ و $\alpha = 45°$. عندئذ بتعويض القيمة $\sin 2\alpha = 1$ في الصيغة (F_3) وحلها لإيجاد قيمة المجهول h_{90} سنحصل على ما يلي :

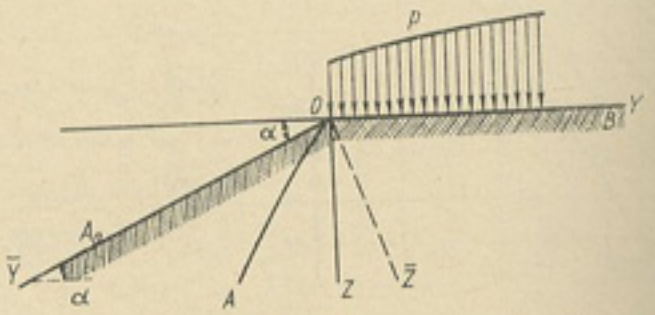
$$h_{90} = \frac{2c}{\gamma} \qquad (4.12)$$

وبهذا الشكل ، يمكن أن تحتوي كتلة التربة على انحدار رأسي h_{90} أو عمودي بارتفاع معين . وعندما يزيد ارتفاعها على قيمة h_{90} ، عندئذ ينهال الموشور abc .

ونشير إلى أنه في الظروف الطبيعية ، تتصف التربة ليس بخاصية الالتصاق فحسب ، بل كذلك بخاصية الاحتكاك ، وتصبح مسألة ثبات واستقرار المنحدرات أكثر تعقيداً بكثير ، وخاصة في حالة وضعها الدقيق أو المضبوط .

بعض الحلول الدقيقة المضبوطة . في حالة الوضع الدقيق للمسألة المذكورة ، يتم بالنسبة للتربة المتميزة بوجود الاحتكاك الداخلي والالتصاق ، بحث المسألتين الأساسيتين التاليتين : ١) تحديد قيمة الضغط الأقصى المؤثر على السطح الأفقي لكتلة التربة ، الذي عنده يبقى الانحدار المعلوم الشكل ، في حالة توازن ؛ ٢) تحديد شكل الانحدار المتعادل الاستقرار للمنحدر النهائي . وقد تم التوصل إلى حل دقيق للمسألتين المذكورتين ، في الأبحاث المثبتة سابقاً من قبل الأستاذ سوكولوفسكي العضو المراسل لأكاديمية العلوم السوفييتية (١٩٤٢ و ١٩٥٤) .

١ – نقدم فيما يلي نتائج الحل الدقيق أو المضبوط للمسألة الأولى ، التي تم الحصول عليها استناداً إلى أخذ التكامل الحسابي للمعادلات التفاضلية للتوازن النهائي ، عند مختلف زوايا الاحتكاك الداخلي φ ومختلف زوايا ميل المنحدر المستوي α على الأفق (شكل ٧٦) .



شكل ٧٦ – الرسم التوضيحي لتحديد الضغط الأقصى المؤثر على سطح المنحدر

إن قيمة الضغط الأقصى تساوي

$$p_{max} = \sigma_z c + p_c$$

والاحداثي الرأسي المناظر لهذا الضغط ، يساوي

$$y = \bar{y} \frac{c}{\gamma}$$

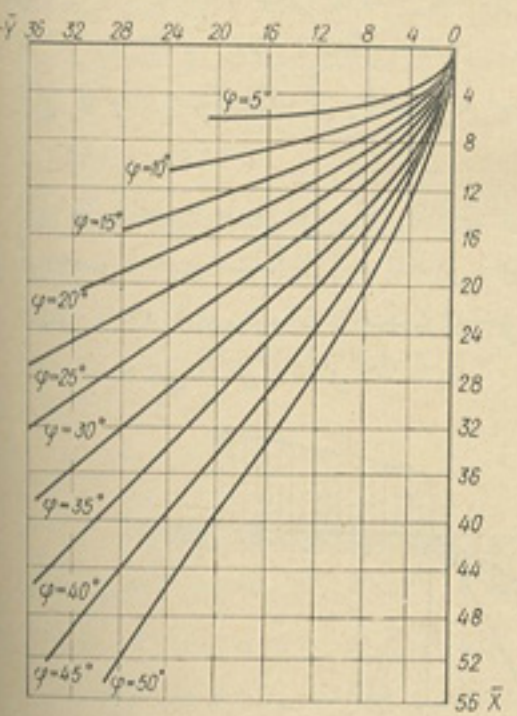
حيث $\bar{\sigma}_z$ — تمثل قيمة الضغط الأقصى اللابعدي كما مبين في الجدول (٢١)؛

$P_c = c \cot\varphi$ — تمثل ضغط التماسك ؛

$\bar{y}$ — تمثل الاحداثي الرأسي النسبي (جدول ٢١) ؛ الذي قيمته الحقيقية هي $y = \bar{y} \frac{c}{\gamma}$.

وباستخدام معطيات الجدول ٢١ ، يمكن بدون صعوبة حساب الاحداثيات الرأسية للرسم البياني للضغوط القصوى المؤثرة على السطح الأفقي للمنحدر المستوي عند أية قيم كانت من القيم α ، φ ، c ، γ .

٢ — إن شكل المحيط الخارجي للمنحدرات أو الانحدارات النهائية المتعادلة الثبات أو الاستقرار ، للحالة التي تتمتع فيها التربة بخاصيتي الاحتكاك والالتصاق ، وهو الشكل الذي تم الحصول عليه نتيجة الحل الحسابي للمعادلات التفاضلية للتوازن النهائي ، باستخدام الآلات الحاسبة الألكترونية ، مبين في الشكل ٧٧ .



شكل ٧٧ — الشكل المحيطي للمنحدرات المتعادلة الاستقرار أو الثبات

جدول ٢١

قيم $\bar{\sigma}_z$ عند زاوية φ (درجة)

$\bar{y}$	10				20				30				40			
	عند زاوية α (درجة)															
	0	10	0	10	0	10	20	30	0	10	20	30	0	10	20	30	40
0.0	8.34	7.51	14.8	12.7	10.9	30.1	24.3	19.6	15.7	75.3	55.9	41.4	30.6	22.5			
0.5	9.02	7.90	17.9	14.8	12.0	43.0	32.6	24.4	18.1	139.0	94.0	62.6	41.3	27.1			
1.0	9.64	8.26	20.6	16.6	13.1	53.9	39.8	28.8	20.3	193.0	126.0	81.1	50.9	31.0			
1.5	10.2	8.62	23.1	18.2	14.1	64.0	46.5	32.8	22.3	242.0	157.0	98.5	59.8	34.7			
2.0	10.8	8.95	25.4	19.9	15.0	73.6	52.9	36.7	24.2	292.0	186.0	115.0	68.4	38.1			
2.5	11.3	9.28	27.7	21.4	15.8	82.9	59.0	40.4	26.0	339.0	215.0	132.0	76.7	41.3			
3.0	11.8	9.59	29.8	23.0	16.7	91.8	65.1	44.1	27.8	386.0	243.0	148.0	84.9	44.4			
3.5	12.3	9.89	31.9	24.4	17.5	101.0	71.0	47.6	29.4	432.0	271.0	164.0	93.0	47.5			
4.0	12.8	10.2	34.0	25.8	18.3	109.0	76.8	51.2	31.1	478.0	299.0	179.0	101.0	50.4			
4.5	13.2	10.5	36.0	27.2	19.1	118.0	82.6	54.7	32.7	523.0	327.0	195.0	109.0	53.3			
5.0	13.7	10.8	38.0	28.7	19.9	127.0	88.3	58.1	34.3	568.0	354.0	211.0	117.0	56.2			
5.5	14.1	11.0	39.9	20.0	20.6	135.0	94.0	61.6	35.8	613.0	381.0	226.0	125.0	59.0			
6.0	14.5	11.3	41.8	31.4	21.4	143.0	99.6	65.0	37.4	658.0	409.0	241.0	132.0	61.7			

وإحداثيات المنحدرات المتعادلة الثبات ، مبينة بوحدات لابعدية ، أي غير محددة القيمة :

$$x = \bar{x}\ \frac{c}{\gamma} \quad \text{و} \quad y = \bar{y}\ \frac{c}{\gamma}$$

حيث $\bar{x}$ و $\bar{y}$ – تمثلان الاحداثيات اللابعدية طبقاً للشكل ٧٧ .

إن شكل المنحدر المتعادل الثبات أو الاستقرار ، يرسم ابتداء من حافته العليا أو طرفه العلوي .

وطبقاً لأبحاث الأستاذ سوكولوفسكي ، يمكن للسطح الأفقي للمنحدر المتعادل الثبات ، أن يتحمل حملاً موزعاً بانتظام ، يتم تحديده من الصيغة التالية :

$$p_0 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \qquad (4.13)$$

وإذا اعتبرنا هذا الحمل بمثابة ضغط طبقة التربة ، على فرض أن $p_0 = \gamma h$ ؛ عندئذ سنحصل على ما يلي :

$$h = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma (1 - \sin \varphi)} \qquad (4.13')$$

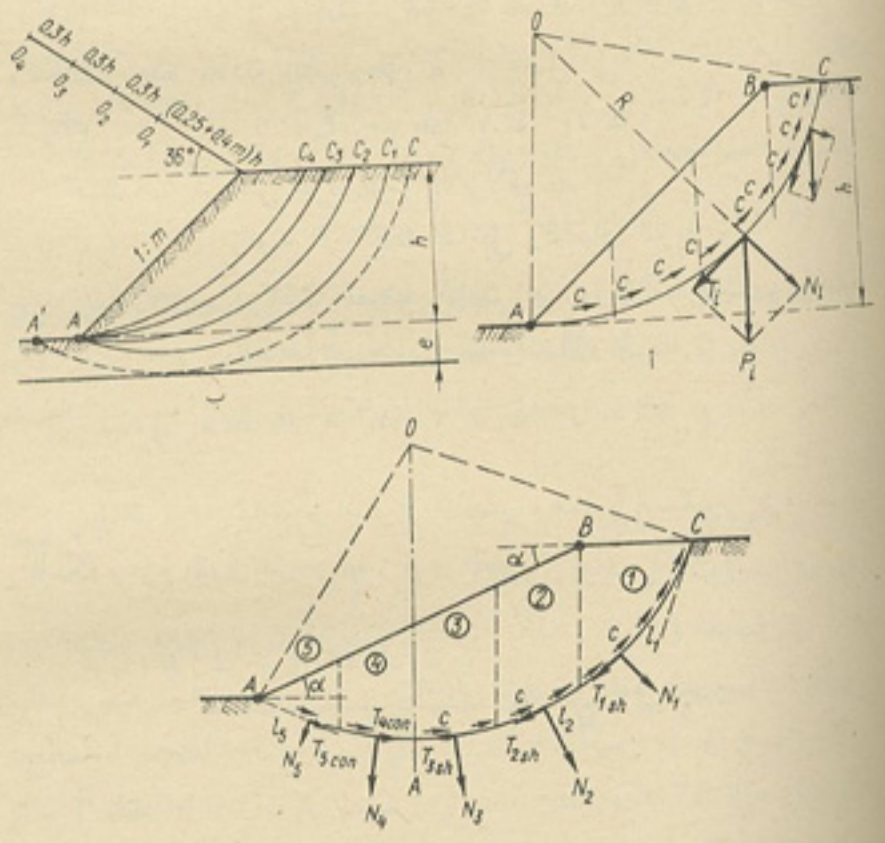
وللتربة المثالية التماسك (عند $\varphi = 0$) نحصل على الصيغة السابقة (4.12) :

$$h = \frac{2c}{\gamma}$$

طريقة سطوح الانزلاق الاسطوانية الدائرية . إن هذه الطريقة تستخدم على نطاق واسع في التطبيق العملي ، وذلك لأنها تعطي احتياطياً معيناً للثبات أو الاستقرار وتستند إلى المعطيات التجريبية المتعلقة بشكل سطوح الانزلاق في حالة الانهيالات الدورانية ، وهو الشكل الذي يؤخذ أو يعتبر أسطوانياً دائرياً ، استناداً إلى العديد من القياسات المأخوذة على الطبيعة (مثل قياسات الهيئة الجيوتكنيكية السويدية ، قياسات إدارة أو مديرية قناة موسكو–فولغا وغير ذلك) ، وفي هذه الحالة يحدد وضعه غير الملائم تماماً ، بواسطة الحساب.

إن اتخاذ شكل معين لسطوح الانزلاق وعدد من الفرضيات الأخرى (مما سيأتي الحديث عنها أدناه) تجعل من هذه الطريقة طريقة تقريبية .

لنفرض بأن مركز السطح الأسطواني الدائري لانزلاق الموشور المنهال، يقع في النقطة O (شكل ٧٨ ، أ) . ومعادلة التوازن ستكون هنا : $\Sigma M_0 = 0$ والآن لغرض وضع معادلة العزوم حول نقطة الدوران O ، يتم تقسيم موشور الانزلاق ABC بمقاطع رأسية إلى عدد من القطاعات (الأقسام) ويعتبر وزن كل قسم من الأقسام فرضياً ، مؤثراً في نقطة



شكل ٧٨ – الرسم التوضيحي لحساب ثبات أو استقرار المنحدر بواسطة سطوح الانزلاق الأسطوانية الدائرية :
أ – الرسم التخطيطي لتأثير القوى ، ب – موضع أقواس الانزلاق الخطيرة ، جـ – الرسم التخطيطي للقوى المؤثرة على سطح الانزلاق

تقاطع وزن القطاع P_i مع القطعة المناظرة له من قوى الانزلاق ، أما قوى الفعل المتبادل المؤثرة في المستويات الرأسية للقطاع (على اعتبار أن الضغوط الناجمة عن القطاعات المجاورة ، متساوية القيمة ، ومتعاكسة الاتجاه) فلا تؤخذ في الاعتبار . وبعد ذلك بتحليل قوى الوزن P_i في اتجاه نصف قطر الدوران وفي الاتجاه العمودي عليه ، يتم وضع معادلة التوازن ، بمساواة عزم كافة القوى حول نقطة الدوران ، للصفر ، كما يلي :

$$\Sigma T_i R - \Sigma N_i \tan \varphi R - cLR = 0 \qquad (G_1)$$

وباختصار هذه المعادلة بالتقسيم على R ، نحصل على :

$$\Sigma T_i - \Sigma N_i \tan \varphi - cL = 0 \qquad (G_2)$$

حيث L — تمثل طول قوس الانزلاق AC ؛

φ و c — زاوية الاحتكاك الداخلي والتصاق التربة ؛

N_i , T_i — مركبات الضغط الناجم عن وزن القطاعات ، وتحدد تخطيطياً أو تحسب بقياسات الزوايا α_i :

$$\left(T_i = P_i \sin \alpha_i \; ; \quad N_i = P_i \cos \alpha_i \right)$$

ويؤخذ معامل ثبات أو استقرار المنحدر ، مساوياً للنسبة بين عزم القوى الماسكة وعزم القوى المزحزحة (قوى القص) ، أي كما يلي :

$$\eta = \frac{M_{con}}{M_{sh}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{i=n} N_i \tan \varphi + cL \right) R}{\Sigma T_i R}$$

أو كما يلي :

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} N_i f + cL}{\Sigma T_i} \qquad (4.14)$$

ولكن حل المسألة الموضوعة هنا ، لا ينتهي بتحديد معامل ثبات أو استقرار

التربة ، للقوس الاختياري الفرضي لسطح الانزلاق. وذلك لأنه من الضروري أن يتم اختيار أخطر قوس من الأقواس المحتملة لسطوح الانزلاق . والأمر الأخير يتم بطريقة المحاولات التجريبية ، بأخذ مختلف أوضاع نقاط الدوران O ؛ ولاختصار عدد التجارب أو المحاولات ، توجد بعض القواعد المعينة ، مثل القاعدة التي وضعها الأستاذ فيلينيوس ، والقواعد الخاصة بمشروع موسكو — فولغا (شكل ٧٨ ، ب ، حيث أشير إلى موضع أقواس الانزلاق الخطرة) وغير ذلك من القواعد الأخرى .

ويتم بالنسبة لعدد من المراكز المعينة لأقواس سطوح الانزلاق (O_1 ؛ O_2 ؛ O_3 — شكل ٧٨ ، ب) تحديد الالتصاق الضروري طبقاً لشرط الثبات أو الاستقرار ، المناظر للتوازن النهائي للمنحدر المعلوم ، بواسطة الصيغة المستنتجة من العلاقة (G_2) وهي كالآتي على وجه الخصوص .

$$c = \frac{\Sigma T_i - \Sigma N_i \tan \varphi}{L} \qquad (4.15)$$

وبعد ذلك ، يختار من بين كافة مراكز الانزلاق المحتملة ، ذلك المركز الذي يحتاج إلى القيمة القصوى لقوى الالتصاق . ويعتبر هذا المركز بمثابة أخطر مركز ، ويحسب معامل الثبات أو الاستقرار العائد له η من الصيغة (4.14) .

وعادة يعتبر المنحدر أو الانحدار ثابتاً (مستقراً) عندما تتراوح قيمة المعامل η في الحدود التالية : $\eta \geqslant 1.1 - 1.5$.

إن الصيغة (4.14) كما بين الأستاذ شاهونيانتس (١٩٤١ ، ١٩٦٧)، ستكون صحيحة فقط في تلك الحالات ، التي يكون فيها قوس سطح الانزلاق في أقسامه جميعاً هابطاً إلى الأسفل في اتجاه إزاحة المنحدر أو السطح ، أو (في حالة الانزلاق بسطح أسطواني) عندما تكون كافة قطاعات أو أقسام منحنى الانزلاق ، واقعة على جانب واحد من اتجاه نصف القطر الرأسي OA (شكل ٧٨ ، جـ) .

وإذا رمزنا إلى قوى الزحزحة (أو القص) المتجهة في اتجاه الانزلاق (الزحزحة) بالرمز T_{sh} ، ورمزنا إلى قوى الزحزحة أو القص المتجهة

في الاتجاه المعاكس للزحزحة (مثل T_4 و T_5 ؛ من الشكل ٧٨ ، ج) والتي تمنع المنحدر من الانزلاق ، بالرمز $T_{i\,.\,con}$ ، عندئذ ستأخذ الصيغة (4.14) الشكل التالي :

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} N_i f_i + \sum_{i=1}^{i=n} d_i + \sum_{i=1}^{i=n} T_{i\,.\,con}}{\sum_{i=1}^{i=n} T_{i\,.\,sh}} \qquad (4.14')$$

ومن الصيغة (4.14′) يجب تحديد معامل ثبات أو استقرار المنحدرات والسفوح الترابية ، عند إجراء الحسابات بطريقة سطوح الانزلاق الأسطوانية الدائرية .

ولكن تشير الحسابات الخاصة بذلك ، إلى أن طريقة سطوح الانزلاق الأسطوانية الدائرية ، تعطي في عدد من الحالات ، احتياطياً مرتفعاً نوعاً ما ، والشيء الرئيسي هنا ، هو أن هذه الطريقة لاتأخذ في الاعتبار القوى المؤثرة على الحافات أو الأضلاع الرأسية للقطاعات ، الأمر الذي يجعل الحساب بأكمله تقريبياً ، ويدعو إلى ضرورة إدخال فرضيات إضافية .

وقد أدخلت بعض التحسينات والتسهيلات الحسابية ، على طريقة سطوح الانزلاق الأسطوانية الدائرية (إدخال عامل تغير أو تبدل مقياس الرسم ، ولكن في الوضع السابق للمسألة)من قبل الأستاذين تيرستيبانيان وجولدشتين ، وهما ينصحان هنا باستخدام عامل الثبات أو الاستقرار المستخرج من الصيغة التالية :

$$\eta = fA + \frac{c}{\gamma h} B \qquad (4.16)$$

حيث A و B — معاملان يعتمدان على الأبعاد الهندسية للاسفين الترابي المنزلق ، التي يعبر عنها بأجزاء من الارتفاع h للمنحدر . وقيم المعاملين المذكورين مدرجة في الجدول ٢٢ ، استناداً إلى حسابات الأستاذ جولدشتين .

جدول ٢٢

قيم المعاملين A و B للحساب التقريبي لثبات أو استقرار المنحدرات

وضع المنحدر 1 : m	سطح الانزلاق يمر في الحافة السفلى للمنحدر		سطح الانزلاق يمر في القاعدة ويحتوي على تماس أفقي على عمق							
			$e = \frac{1}{4} h$		$e = \frac{1}{2} h$		$e = h$		$e = 1\frac{1}{2} h$	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1.00	2.34	5.79	2.56	6.10	3.17	5.92	4.32	5.80	5.78	5.75
1 : 1.25	2.64	6.05	2.66	6.32	3.24	6.62	4.43	5.86	5.86	5.80
1 : 1.50	2.64	6.50	2.80	6.53	3.32	6.13	4.54	5.93	5.94	5.85
1 : 1.75	2.87	6.58	2.93	6.72	3.41	6.26	4.66	6.00	6.02	5.90
1 : 2.00	3.23	6.70	3.10	6.87	3.53	6.40	4.78	6.08	6.10	5.95
1 : 2.25	3.19	7.27	3.26	7.23	3.66	6.56	4.90	6.16	6.18	5.98
1 : 2.50	3.53	7.30	3.46	7.62	3.82	6.74	5.08	6.26	6.26	6.02
1 : 2.75	3.59	8.02	3.68	8.00	4.02	6.95	5.17	6.36	6.34	6.05
1 : 3.00	3.59	8.81	3.93	8.40	4.24	7.20	5.31	6.47	6.44	6.09

وبتحديد قيمة h من الصيغة (4.16) نحصل على ما يلي :

$$h = \frac{cB}{\gamma (\eta - fA)} \qquad (4.16')$$

وباستخدام الصيغتين (4.16) و (4.16′) ومعطيات الجدول ٢٢ ، يمكن بسهولة حساب قيم معامل ثبات أو استقرار المنحدر η والارتفاع النهائي أو الأقصى h ، المناظر لمعامل الثبات المأخوذ .

وبالنسبة للتربة المتماسكة ، ذات زاوية الاحتكاك الداخلي الصغيرة (عند $\varphi < 5 - 7°$) وعند الوقوع على عمق معيّن e من التربة المدمجة أو الوطيدة (الشكل ٧٨ ، ب — قوس سطح الانزلاق $A'C'$)يتم اجراء الحساب على فرض انتفاخ القاعدة الأرضية خارج حدود المنحدر .

مثال ٨ : يطلب تحديد الارتفاع الأقصى أو النهائي للمنحدر الذي ميله يساوي 1 : 2 ، إذا كان لدينا $\eta = 2$ ؛ $\varphi = 22°$ ؛ $c = 1.2\ \text{tf/m}^2$ و $\gamma = 1.8\ \text{tf/m}^3$.

الحل : بإيجاد قيم المعاملين A و B من الجدول ٢٢ وتعويضها في الصيغة (4.16′) سنحصل على ما يلي :

$$h = \frac{cB}{\gamma (\eta - fA)} = \frac{1.2 \times 6.7}{1.8 (2 - 0.404 \times 3.23)} \approx 6.4\ \text{m}$$

الانهيالات الانزلاقية والانهيالات التسيلية . إن الانهيالات الانزلاقية تحدث في حالة سطوح الانزلاق المثبتة أو المحددة ، مثلاً عند المنحدرات المسندة ، عندما توضع التربة أثناء عملية الانشاء ، على سطح المنحدرات الموطدة للانشاءات الترابية أو الأرضية ، الموجودة سابقاً ، أو في حالة انهيال السفوح الطبيعية أو السدود الترابية الطبيعية عند اختلال توازنها ، على امتداد سطح محدد أو مثبت من سطوح الصخور الصلدة أو غيرها من الصخور المصمتة .

وتحدث الانهيالات التسيلية في المناطق الجبلية ، في حالة سقوط الأمطار بشكل مدمر أو ذوبان الثلوج بسرعة كبيرة للغاية . وهي عبارة عن سيول طينية حجرية وسيول مائية حجرية ، تسمى عادة بالسيول الجارفة .

وتقسم السيول الجارفة إلى سيول متماسكة (مترابطة) وسيول اضطرابية (غير مترابطة) .

إن السيول المتماسكة (المترابطة) هي تلك السيول ، التي لاتؤدي حركتها أو جريانها إلى حدوث إزاحات ملموسة لكتل التربة المنهالة ، نحو قلب السيل . وهي المترابطة تؤدي فقط إلى التراكم الإيجابي للتربة ولا تحدث اجترافاً في التربة .

والسيول الاضطرابية الطينية الحجرية والمائية الحجرية ، التي تحدث فيها إزاحات كبيرة لكتل التربة (الكتل الأرضية) تنتشر على نطاق واسع في المناطق الجبلية .

إن مسألة حركة السيول الجارفة تبحث استناداً إلى الحسابات الإيدروجيولوجية وإلى نظرية حركة السوائل اللزجة ، وتؤلف بذلك حقلاً خاصاً من الحسابات ، يخرج عن نطاق منهاج ميكانيكا التربة .

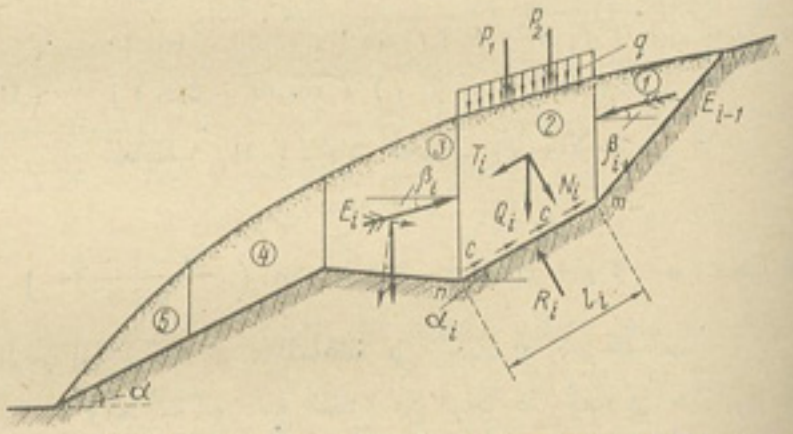
وإن الحالة العامة لحساب ثبات أو استقرار المنحدرات والسفوح المسندة ، تستخدم على نطاق واسع عند تصميم الانشاءات على السفوح المنحدرة وتوسيع الانشاءات الترابية : مثل السدود المائية والسدود الترابية وغيرها .

وقد بين الأستاذ شاهونيانتس ، بأنه يمكن تحديد معامل ثبات كتلة التربة

المسندة في هذه الحالة أيضاً ، من معادلات التوازن ، إذا قسمنا كتلة التربة (الهضبة الترابية) إلى عدد من القطاعات ، بحيث يصبح سطح الانزلاق ضمن القطاعات المنفردة ، مستوياً ومارّاً في السطح المثبت أو المحدد لأكثر الصخور صلابة وقوة . وبالنسبة لأي قطاع من القطاعات ، يمكن بسهولة أيضاً ، تحديد ما يسمى بضغط الانهيال E_i ، الذي تكون قيمته ضرورية لتصميم السياجات أو الحواجز الواقية أو المانعة للانهيال .

ولنبحث شرط توازن القطاع رقم i (مثل القطاع الثاني شكل ٧٩) .

نحول كافة القوى الخارجية بما فيها الحمل المسلط على سطح القطاع ، وزن التربة الذاتي في حجم القطاع وغير ذلك ، إلى محصلة واحدة هي Q_i . وبعد ذلك نحلل محصلة القوى الخارجية في نقطة تأثيرها ، إلى مركبة عمودية هي N_i ومركبة مماسة T_i لسطح الانزلاق المثبت $n\,m$.



شكل ٧٩ – الرسم التخطيطي لتأثير القوى عند تحديد ضغط الانهيال

وإذا كان المنحدر أو السفح الترابي معرضاً بالإضافة إلى ذلك ، إلى تأثير القوى الزلزالية ، التي تحرف محصلة القوى الخارجية عن الخط العمودي بزاوية معينة Θ_i ، عندئذ نحصل على المعادلة التالية :

$$N_i = Q\cos(\alpha_i + \Theta_i)\ ;\ T_i = Q_i \sin(\alpha_i + \Theta_i) \qquad (H_1)$$

وعندما يكون اتجاه سطح الانزلاق $n\,m$ في ناحية الانهيال المتوقع للقطاع ،

تؤخذ قيم الزوايا α_i بعلامة « موجبة » كما هي الحالة أيضاً بالنسبة للزوايا Θ_i ، التي تنحرف بها المحصلة Q_i في اتجاه الانهيال .

ونعوض الآن عن تأثير القطاعات المجاورة (للقطاعات المبحوثة) بقوى ضغط الانهيال E_{i-1} و E_i (لاحظ الشكل ٧٩)، المتجهة بزوايا قدرها β_{i-1} و β_i في الاتجاهات العمودية على الحافات الجانبية أو الأضلاع الجانبية للقطاع . وبعد ذلك ، بالرمز إلى المركبة العمودية لرد فعل قاعدة القطاع nm بالرمز R_i وباسقاط كافة القوى على المستقيم العمودي على قاعدة القطاع ، وعلى اتجاه القطاع بالذات ، نحصل على مايلي :

$$R_i = N_i + [\, E_i \sin(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) \,] \qquad (H_2)$$

$$T_i = c_i l_i + f_i R_i + [E_i \cos(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})] \qquad (H_3)$$

وبتعويض الصيغة (H_2) في الصيغة (H_3) وضرب قيمة قوى الزحزحة T_i في معامل الثبات أو الاستقرار η_i نحصل على :

$$\eta_i T_i = c_i l_i + f_i N_i + E_i [f_i \sin(\alpha_i - \beta_i) + \cos(\alpha_i - \beta_i)] - E_{i-1} [f_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) + \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})] \qquad (H_4)$$

وبحل المعادلة (H_4) لإيجاد المجهول E_i والأخذ في الاعتبار أن

$$f = \tan\varphi$$

$$f \sin(\alpha - \beta) + \cos(\alpha - \beta) = \cos\left(\frac{\alpha - \beta - \varphi}{\cos\varphi}\right)$$

وبالرمز إلى المركبة T_i ، المساعدة على زحف أو زحزحة القطاع ، بالرمز $T_{i\,sh}$ ، وللمركبة التي تمنع القطاع من الزحزحة وتبقيه في حالة توازن ، بالرمز $T_{i\,con}$ ، نحصل على مايلي :

$$E_i = \frac{(\eta_i T_{i\,sh} - f_i N_i - c_i l_i - T_{i\,con}) \cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \qquad (4.17)$$

ونشير إلى أنه بالنسبة للقطاعات التي فيها $T_i = T_{i\,sh}$ ، يجب اعتبار القيمة $T_{i\,con}$ في الصيغة (4.14) مساوية للصفر .

وعند تحديد قيمة E_i يجب البدء بالحساب من القطاع العلوي (القطاع ١ في الشكل ٧٩) الذي بالنسبة إليه لدينا : $E_{i-1} = 0$

ولتحديد معامل ثبات أو استقرار المنحدر أو السفح الطليق η_i ، ينصح الأستاذ شاهونيانتس بإعطاء قيمة معينة من قيم المعامل مثل η_1 واستخدام الصيغة (4.17) لتحديد قيمة ضغط الانهيال للقطاع النهائي أو الطرفي، الذي نسميها بالقيمة E_0 . وإذا كانت هذه القيمة لاتساوي صفراً ، فيجب إعطاء قيمة أخرى للمعامل مثل η_2 . في محاولة للحصول على قيمة أخرى للضغط E_0 ذات علامة مختلفة . وبعدئذ باستخدام الاستكمال الحسابي من الداخل، نبحث بين القيمتين η_1 و η_2 عن القيمة المطلوبة η ، التي عندها نجد بأن $E_0 = 0$.

إن الطريقة المشروحة أعلاه ، تساعد على تحديد ذلك القطاع (بواسطة المقطع الجانبي) ، حيث يكون من الأكثر ملاءمة وضع أو ترتيب الانشاءات الساندة المانعة للانهيال (في الأماكن التي توجد فيها أقل قيم E_i وطبقة انهيالية غير كبيرة) مثلاً في الشكل ٧٩ ، في نهاية القطاع الثالث .

وإذا كان السطح الانهيالي أو المنحدر المسند ، سيتزحزح أو ينزاح كوحدة متكاملة ، وسوف لاتستخدم القوى التلامسية للاحتكاك والالتصاق بين القطاعات . عندئذ يجب أن نجعل $\beta_i = 0$ ، ويمكن في حالات أخرى أن نفرض بأن β_i و β_{i-1} مساويتين لزاويتي الاحتكاك الداخلي للتربة ، المناظرتين لهما .

حول اجراءات وتدابير مكافحة الانهيالات . إن اختلال ثبات أو استقرار الكتل الترابية (الأرضية) يكون على الأغلب مصحوباً بانهيارات كبيرة في الطرق ، الجسور والكباري ، المباني السكنية والصناعية وغيرها من المنشآت الأخرى ، وأحياناً يصحب ذلك وقوع ضحايا بشرية ، الأمر الذي يدعو إلى ضرورة وضع وتنفيذ الاجراءات والتدابير الفعالة لمكافحة الانهيالات الأرضية وغيرها من حوادث اختلال ثبات واستقرار الكتل الأرضية (كتل التربة) .

إن إجراءات وتدابير مكافحة هذه الانهيارات (مثل الانهيالات الأرضية، السيول الجارفة وغيرها) تقرر استناداً إلى الدراسة الشاملة الدقيقة للظروف

الجيولوجية الفيزيائية الطبيعية ، إيضاح أسباب عدم الثبات أو الاستقرار واستناداً إلى الحسابات التحليلية للتوازن النهائي للكتل الأرضية (كتل التربة) التي يجري بحثها .

وإن الاجراءات الرئيسية لزيادة ثبات واستقرار كتل التربة ومكافحة الانهيالات الأرضية ، تتلخص فيما يلي :

١) إعادة بناء وتقوية المساند أو الدعائم الطبيعية للكتل الأرضية الانهيالية (تقوية الشواطىء ضد الانجراف أو الاجتراف بفعل الماء ، إنشاء مصدّات الأمواج أو حوائل الأمواج ، استخدام الجدران الساندة المانعة للانهيال والحواجز المحددة لمجرى السيول الجارفة وغيرها) ؛

٢) تنظيم أو ضبط النظام المائي للكتل الأرضية (مثل تجفيف قطع الأرض الانهيالية ، إنشاء ترع سطحية لتصريف الماء وتعديل أو تسوية مجرى تيارات الماء ، استخدام مصارف مياه أفقية ورأسية عميقة وغير ذلك ؛

٣) تقليل تدرج الأحمال (تقليل انحدار المنحدرات طبقاً للحسابات ، المستندة إلى التحديد التجاربي لمقاومة التربة للزحزحة أو القص ، تقليل الأحمال الخارجية وغير ذلك) .

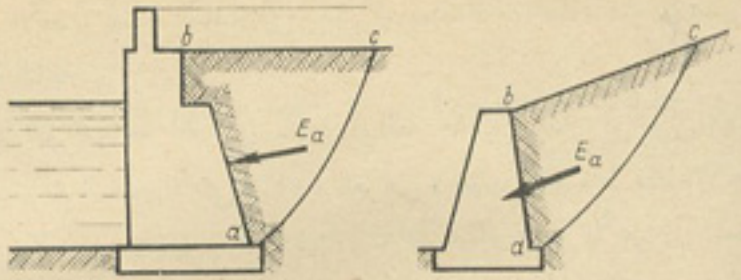
البند ٥ – بعض مسائل نظرية ضغط التربة على الحواجز المحيطة

إن مسائل ضغط التربة على الحواجز المحيطة ، تعتبر من أهم المسائل في الحسابات أو التصاميم الهندسية ، ويتم حلها استناداً إلى النظرية العامة لنظرية حالة الاجهاد الحدية للتربة .

وإذا كان انحدار أو ميل المنحدر الطليق لكتلة التربة أو الهضبة ، أكبر من الانحدار الأقصى أو النهائي (شكل ٨٠) ، يصبح من الضروري إسناده بجدار ساند أو محتجز .

وقد خصص عدد هائل من الأبحاث لمسائل ضغط التربة على الجدران الساندة أو المحتجزة ، ابتداء من عصر كولون (القرن الثامن عشر) وحتى يومنا هذا . وسوف نقتصر هنا على بحث المسائل الرئيسية لتحديد ضغط التربة على الجدران الساندة أو المحتجزة الضخمة . وقد أثبتت الأبحاث المناظرة ،

I3-863



شكل ٨٠ – بعض أنواع الجدران المحتجزة أو الساندة

بأن ضغط التربة على الجدران الساندة ، لايعتمد فقط على خواص تربة السدّ أو الردم وتغير هذه الخواص بمرور الزمن (التدميج والاسترخاء) بل ويعتمد كذلك على أبعاد أو حجوم الجدران الساندة بالذات وقيم الانحرافات أو الإزاحات المتوقعة الجدران .

وفي حالة القاعدة القابلة للانثناء للجدار الساند ، فإنها تستدير في الاتجاه المبتعد (أو العمودي) على تربة السدّ أو الردم ، وعند قيمة معينة للدوران ، تتحول التربة الواقعة وراء الجدار ، إلى حالة الاجهاد الحدّية ، وتنشأ في منطقة التربة الواقعة خلف الجدار الساند ، فصيلتان مترافقتان من سطوح الانزلاق المنحنية .

وتتلخص المسألة في تحديد ضغط التربة الأقصى المؤثر على الجدار الساند أو المحتجز ، الأمر الذي يمكن إنجازه بطريقة حسابية دقيقة ، إذا عرف الشكل المضبوط لسطوح الانزلاق ، المحدد بحل مجموعة المعادلات التفاضلية للتوازن النهائي (راجع الصيغ من (A_1) إلى (A_3) في البند ٢ من هذا الفصل).

ولكن في عدد من التطبيقات العملية ، يمكن بدون خطأ كبير ، وبصورة دقيقة بالنسبة للجدران الساندة الملساء الضخمة ، أن نفترض وجود سطوح انزلاق مستوية في التربة ، وراء الجدار الساند مع أثر أو رسم مستوى الانهيار ، المار في الحافة السفلى للجدار .

التربة السائبة . عند افتراض وجود سطوح الانزلاق المستوية ، يتم تحديد

الضغط الأقصى للتربة السائبة على الجدران الساندة ، انطلاقاً من الاعتبارات البسيطة التالية :

إن كل مساحة أفقية في التربة الواقعة خلف الجدار الرأسي الأملس الضخم ، مع السطح الأفقي للردم ، تتعرض لاجهاد الانضغاط فقط (الاجهاد الرئيسي المتعامد σ_1) ، المساوي لوزن عمود التربة من الأعلى إلى المساحة أو الرقعة المبحوثة ، أي :

$$\sigma_1 = \gamma z \cdot 1 \qquad (I_1)$$

ثم توجد الضغط الجانبي σ_2 المؤثر على الجدار الساند ، من الشرط الذي ينص على أن التربة الواقعة خلف الجدار ، تكون في حالة توازن نهائي .

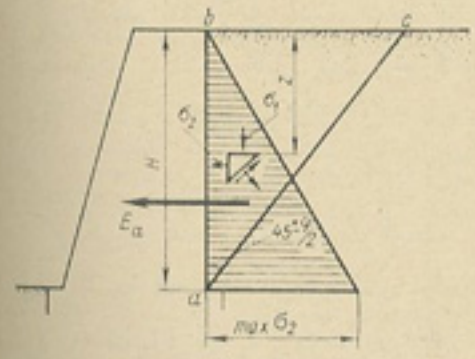
ومن معادلة التوازن النهائي (2.24') نحصل على ما يلي :

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (I_2)$$

وإذا أخذنا في الاعتبار معطيات الصيغة (I_1) سنحصل عندئذ على مايلي :

$$\sigma_2 = \gamma z \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (4.18)$$

إن الرسم البياني لتوزيع الضغوط على الحافة الخلفية للجدار ، يكون على شكل مثلث (شكل ٨١) .



شكل ٨١ – الرسم التخطيطي لتأثير القوى والرسم البياني للضغط الجانبي للتربة السائبة ، للجدار المحتجز أو الساند الأملس

ونشير هنا إلى أنه للحالة التي يتحرك فيها الجدار الساند في الاتجاه المقترب من التربة (أي يميل نحو التربة) ، ستنشأ مقاومة سلبية في التربة ، والعلامة الموجودة بين قوسين في الصيغة (4.18) ستتغير إلى علامة موجبة . وستكون قيمة الضغط السلبي (غير الفعال) مساوية لما يلي :

$$\sigma_{2pas} = \gamma z \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (4.18')$$

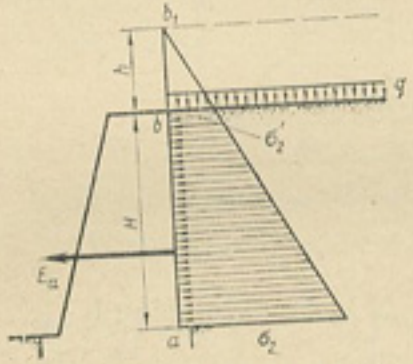
ومحصلة الضغط الفعال للتربة على الجدار الساند E_a ، ستساوي مساحة الرسم البياني للضغط :

$$E_a = \frac{\max \sigma_2 \, H}{2}$$

أو

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (4.19)$$

إن المحصلة E_a ستكون أفقية ومؤثرة على ثلث الارتفاع ، ابتداء من أسفل الجدار الساند .



شكل ٨٢ – توزيع الضغوط على الحافة الخلفية للجدار ، عند تأثير الحمل الموزع بانتظام والوزن الذاتي للتربة

وفي حالة تعرض سطح التربة لتأثير حمل شامل موزع بانتظام (q, kgf/m²) تحدد الارتفاع المكافىء لطبقة التربة ($h = q / \gamma$) الذي يعوض عن تأثير الحمل ، ونمد الضلع الخلفي للجدار إلى أن يتقاطع مع الخط الجديد للردم الترابي (شكل ٨٢) ونخطط الرسم البياني العام المثلث للضغوط .

وسوف يؤثر على الجدار الساند ، فقط ذلك القسم المظلل من الرسم البياني للضغوط (لاحظ الشكل ٨٢) .

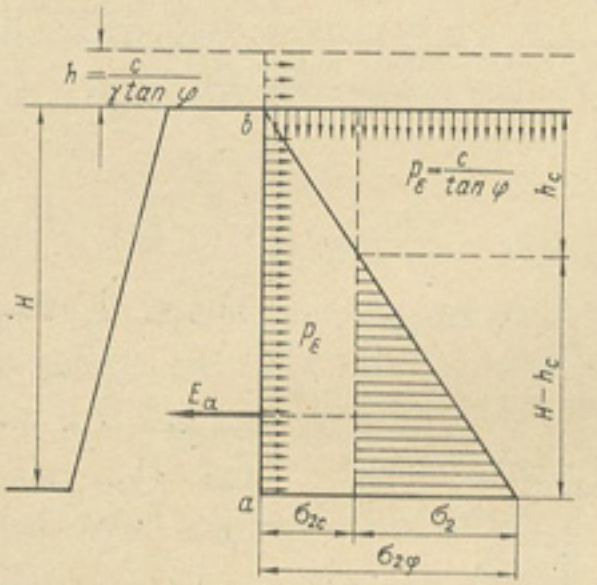
عندئذ سيكون لدينا ما يلي :

$$E'_a = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} H$$

أو ما يلي :

$$E_a = \frac{\gamma}{2} \left(H^2 + 2Hh \right) \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (4.20)$$

التربة المتماسكة. إذا تميزت التربة بخاصية الالتصاق ، عندئذ نعوض عن تأثير قوى الالتصاق بضغط التماسك المحيط أو الحجمي المنتظم ($p_\varepsilon = c/\tan\varphi$) المسلط على الحافات أو الأضلاع الطليقة للتربة (شكل ٨٣) ؛ محولين فيما



شكل ٨٣ – الرسم التوضيحي لتحديد ضغط التربة المتماسكة على الجدار المحتجز أو الساند

بعد تأثيره إلى الطبقة المكافئة للتربة h . ونأخذ في الاعتبار التأثير العكسي الاتجاه لضغط التماسك p_ε ، فإننا كما في الحالة السابقة ، سنحصل على مايلي :

$$\sigma_2 = \gamma (H + h) \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) - p_\varepsilon \qquad (J_1)$$

أو عندما نأخذ في الاعتبار ما يلي :

$$h = \frac{c}{\gamma \tan\varphi} \; ; \; p_\varepsilon = \frac{c}{\tan\varphi}$$

سوف نحصل على

$$\sigma_2 = \gamma \left(H + \frac{c}{\gamma \tan\varphi} \right) \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\tan\varphi} \qquad (J_2)$$

ومن هذه المعادلة ، نحصل بعد اجراء بعض التحويلات الرياضية البسيطة ، على الصيغة التالية :

$$\sigma_2 = \gamma H \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \tan \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) \qquad (4.21)$$

ويمكن كتابة الصيغة (4.21) على الشكل التالي :

$$\sigma_2 = \sigma_{2\varphi} - \sigma_{2c} \qquad (J_3)$$

حيث

$$\sigma_{2\varphi} = \gamma H \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) ; \; \sigma_{2c} = 2 c \tan \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right)$$

وبهذا الشكل ، نجد بأن الالتصاق يقلل الضغط الجانبي للتربة على الجدار الساند ، بمقدار ثابت σ_{2c} على امتداد ارتفاع الجدار بأكمله . وسيكون الضغط الإجمالي على عمق معين h_c ، مساوياً للصفر .

وبعد إيجاد العمق h_c من الشرط $\sigma_2 = 0$ ، نقوم بتحديد الضغط الفعال الكلي للتربة المتماسكة ، على الجدار الساند ، باعتباره مساوياً لمساحة المثلث القائم الزاوية ، الذي أضلاعه σ_2 و ($H - h_c$) كما مبين في الشكل(٨٣) :

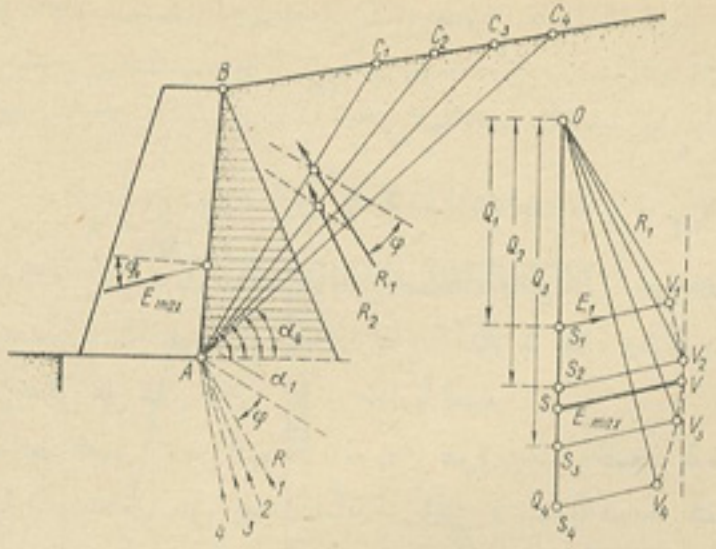
$$E_a = \frac{\sigma_2 (H - h_c)}{2} \qquad (4.22)$$

ويمكن تحديد قيمة الضغط الفعال في الحالة المبحوثة هنا ، من الصيغة التالية (عند $h_c < H$) :

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 cH \tan \left(45° - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma} \qquad (4.22')$$

ونقدم الآن الرسم التخطيطي أو البياني ، المستند إلى فرضية وجود سطوح الانزلاق المستوية ، والذي ينطبق على الحالة العامة للتربة المردومة أو الردم وراء الجدار الساند أو المحتجز ، لأي شكل من أشكال الردم ولأي ميل أو انحراف للضلع الخلفي أو الحافة الخلفية للجدار الساند .

نرسم خلال الضلع السفلي A (شكل ٨٤) للجدار الساند ، عدة مستويات انزلاق محتملة – مثل AC_1 ، AC_2 ، AC_3 ... ، ونرسم لكل موشور من مواشير الانهيار ، مثل الموشور ABC_1 ، مثلث القوى الخاص به ، بوضع القيمة Q_1 ابتداء من النقطة O بمقياس الرسم المعين ، المساوية لوزن الموشور ABC_1 ، وإمرار أو رسم الخط الموازي لرد فعل القسم غير المتحرك (الثابت) من كتلة التربة R_1 ، الموجه بزاوية قدرها φ نحو الخط العمودي على مستوى



شكل ٨٤ – التحديد التخطيطي لضغط التربة الأقصى على الجدار المحتجز أو الساند

الانزلاق AC_1 ، والخط الموازي لرد فعل الجدار الساند E_1 ، الموجه بزاوية احتكاك قدرها φ_0 بين الجدار والتربة .

ومن شرط اقفال أو قفل مثلث القوى ، باستخدام مقياس رسم القوى، نحدد أيضاً قيم R_1 و E_1 .

وبعد ذلك نرسم مثلث القوى أيضاً ، لمواشير الانهيار ABC_2 و ABC_3 الخ ، وهنا يبقى اتجاه رد فعل الجدار الساند ، ثابتاً دون تغيير ، أما اتجاه رد الفعل R_1 فسوف يتغير تبعاً لزاوية ميل مستوى الانزلاق α_i .

ومن السهل أو الملائم وضع الرسم التخطيطي المذكور ، كما مبين في الشكل ٨٤ . ومن هذا الرسم التخطيطي تحدد بسهولة قيمة E_{max} بواسطة نقطة تماس المستقيم المرسوم بصورة موازية للقوة Q ، مع المنحني $V_1V_2V_3$ وهو منحني تغير الضغط E . وللحصول على قيمة E_{max} يجب أن نرسم عبر نقطة التماس التي حصلنا عليها ، مستقيماً موازياً لاتجاه E ، ونقيس القطاع الناتج لدينا بمقياس رسم القوى .

ولما كانت قيمة الضغط الاجمالي المؤثر على الجدار الساند ، مساوية لمساحة الرسم البياني المثلث للضغوط الجانبية ، إذن قيمة وحدة الضغط (الضغط

النوعي) عند الضلع السفلي للحافة الخلفية للجدار الساند ستساوي ما يلي :

$$\max \sigma_z = \frac{2E_{max}}{H} \qquad (4.23)$$

حيث H – تمثل طول الحافة الخلفية للجدار الساند .

وختاماً لهذا البند ، نقدم نتائج الحل الدقيق المضبوط (للأستاذ سوكولوفسكي) للمسألة المتعلقة بالضغط الفعال للتربة السائبة على الجدران الساندة أو المحتجزة ، وهي النتائج المستخرجة بواسطة التكامل الحسابي أو العددي للمعادلات التفاضلية غير الخطية المتحولة ، لنظرية التوازن النهائي ، بطريقة الفضلات (الفروق) الحسابية النهائية (جدول ٢٣) .

ونحسب قيمة الضغط الفعال ، من الصيغة التالية :

$$\sigma_z = \overline{q_0} (\gamma z + q) \qquad (4.24)$$

حيث q – شدة الحمل الموزع بانتظام على السطح الفوقي للردم الترابي ؛

$\overline{q_0}$ – معامل لا بعدي ، أي مطلق القيمة (جدول ٢٣) .

البند ٦ – ضغط التربة على خطوط الأنابيب أو المواسير تحت الأرضية

إن الضغط الرأسي أو العمودي في كتلة التربة ، المحددة بسطح أفقي ، على عمق z (شكل ٨٥ ، أ) والتي وحدة وزنها هي γ ، يساوي ما يلي :

$$\sigma_z = \gamma z \qquad (K_1)$$

وضغط التربة الجانبي على نفس العمق السابق ، يساوي ما يلي :

$$\sigma_x = \xi \gamma z \qquad (K_2)$$

حيث ξ – معامل الضغط الجانبي للتربة ، في ظروف التطبق الطبيعي ، ويساوي النسبة σ_x/σ_z .

وإذا قمنا في المنطقة التي يمثل خط الأنابيب شكلها المحيطي ، بالتعويض عن التربة تماماً بخط المواسير بالذات (شكل ٨٥ ، ب) عندئذ من الطبيعي أن يتعرض خط المواسير هذا ، إلى الضغط الذي يحدد أو يعين من العلاقتين (K_1) و (K_2) .

جدول ٢٣

قيم المعاملات اللابعدية $\bar{q}_0$ و δ (بدرجات نصف قطرية)

لتحديد الضغط الفعال للتربة

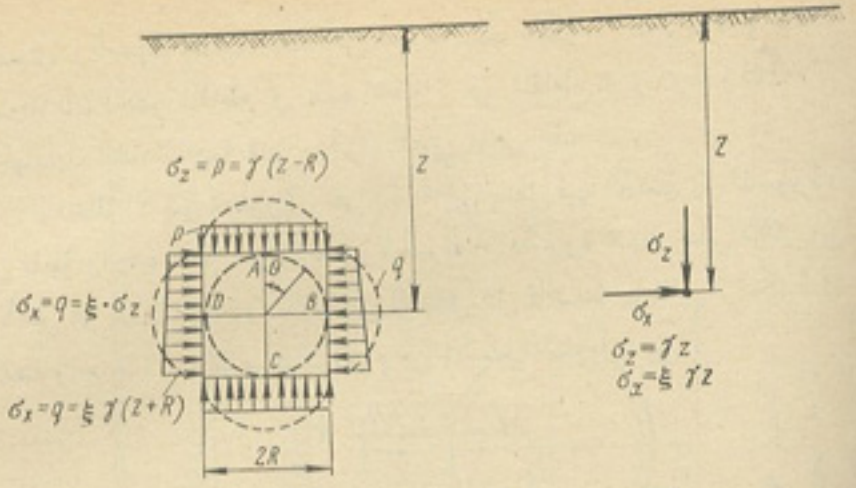
Θ (درجة)	المعاملات	φ (درجة)											
		10			20			30			40		
		φ_0 (درجة)											
		0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
0	$\bar{q}_0$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	δ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	$\bar{q}_0$	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
	δ	0.00	0.05	0.05	0.00	0.09	0.09	0.00	0.12	0.12	0.00	0.14	0.14
20	$\bar{q}_0$	0.34	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
	δ	0.00	0.09	0.10	0.00	0.17	0.17	0.00	0.23	0.23	0.00	0.27	0.27
30	$\bar{q}_0$	0.47	0.47	0.47	0.45	0.44	0.45	0.44	0.43	0.44	0.42	0.43	0.44
	δ	0.00	0.09	0.14	0.00	0.17	0.25	0.00	0.26	0.33	0.00	0.35	0.40
40	$\bar{q}_0$	0.58	0.57	0.57	0.54	0.52	0.53	0.50	0.48	0.51	0.46	0.47	0.50
	δ	0.00	0.09	0.16	0.00	0.17	0.31	0.00	0.26	0.43	0.00	0.35	0.52
50	$\bar{q}_0$	0.67	0.64	0.64	0.59	0.56	0.57	0.52	0.50	0.53	0.46	0.45	0.51
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.34	0.00	0.26	0.49	0.00	0.35	0.62
60	$\bar{q}_0$	0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.69
70	$\bar{q}_0$	0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70
80	$\bar{q}_0$	0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70
90	$\bar{q}_0$	0.70	0.67	0.65	0.49	0.45	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70
100	$\bar{q}_0$	0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70
110	$\bar{q}_0$	0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70
120	$\bar{q}_0$	0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05
	δ	0.00	0.09	0.17	0.00	0.17	0.35	0.00	0.26	0.52	0.00	0.35	0.70

ملحوظة : Θ – الزاوية التي تصنعها الحافة الخلفية للجدار الساند مع الأفق، المحسوبة في الحافة الخلفية للجدار باتجاه عقرب الساعة ؛

φ_0 ، φ – زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة وزاوية احتكاك التربة مع الجدار ؛

δ – الزاوية التي يصنعها ضغط التربة مع المستقيم العمودي على الحافة الخلفية أو الضلع (للجدران الشديدة الانحدار ، تقترب الزاوية من φ) .

إن الضغط المؤثر على خط المواسير ، ينتقل من الأعلى ومن الجوانب ، ويؤدي إلى حدوث رد فعل في القاعدة مساو له في المقدار ومعاكس في الاتجاه :



ب أ

شكل ٨٥ – الرسم التخطيطي للضغوط الرأسية والأفقية للتربة ، في الكتلة الأرضية المحاطة أو المحددة بسطح أفقي :

أ – في نقطة منفردة ، ب – عند مد مجموعات المواسير

ويؤخذ على هيئة ضغط متوسط موزع بانتظام – ضغط رأسي شدته p ، وضغط أفقي شدته q (شكل ٨٥ ، ب) ، وفي هذه الحالة تصح العلاقة $p > q$

وفي حالة خط المواسير الدائري ، الذي نصف قطره R ، المعرض لتأثير الضغطين p و q ، نجد بأن عزوم الانحناء M والقوى المتعامدة أو العمودية N ، تساوي ما يلي على التوالي ، استناداً إلى معطيات الميكانيكا الانشائية :

$$\left.\begin{aligned} M &= \frac{p-q}{4} R^2 \cos 2\Theta \\ N &= \frac{R}{2} [(p+q) - (p-q) \cos 2\Theta \end{aligned}\right\} \qquad (4.25)$$

حيث Θ – الزاوية التي يصنعها نصف القطر ، المرسوم من مركز خط المواسير إلى النقطة المبحوثة ، مع المستقيم العمودي .

وينتج من الصيغتين (4.25) بأن أخطر المقاطع بالنسبة للمواسير ، المصنوعة من مادة متساوية المقاومة للشد والانضغاط (مثل الفولاذ) ، هي المقاطع B و D (شكل ٨٥ ، ب) وذلك لأنه ستنشأ فيها اجهادات انضغاط

قصوى ؛ أما إذا كانت المادة أقل مقاومة للشد بكثير (كالخرسانة) عندئذ سنجد بأن أخطر المقاطع في هذه الحالة ، هي المقاطع A و C ، وذلك لأن اجهادات الشد الناجمة فيها ستكون أقصى ماهي عليه .

والحالة الأكثر خطورة ، هي الحالة التي ينتقل فيها الضغط إلى الماسورة ، في نقطة واحدة فقط . وإذا تصورنا أنبوبة أو ماسورة محملة بحمل مركز من الأعلى هو $P = 2\,pR$ ومستندة من الأسفل على قاعدة جاسئة ومرتكزة في نقطة واحدة ، عندئذ سيكون العزم من الأسفل مساوياً لما يلي :

$$M = \frac{(2\,pR)}{\pi} R$$

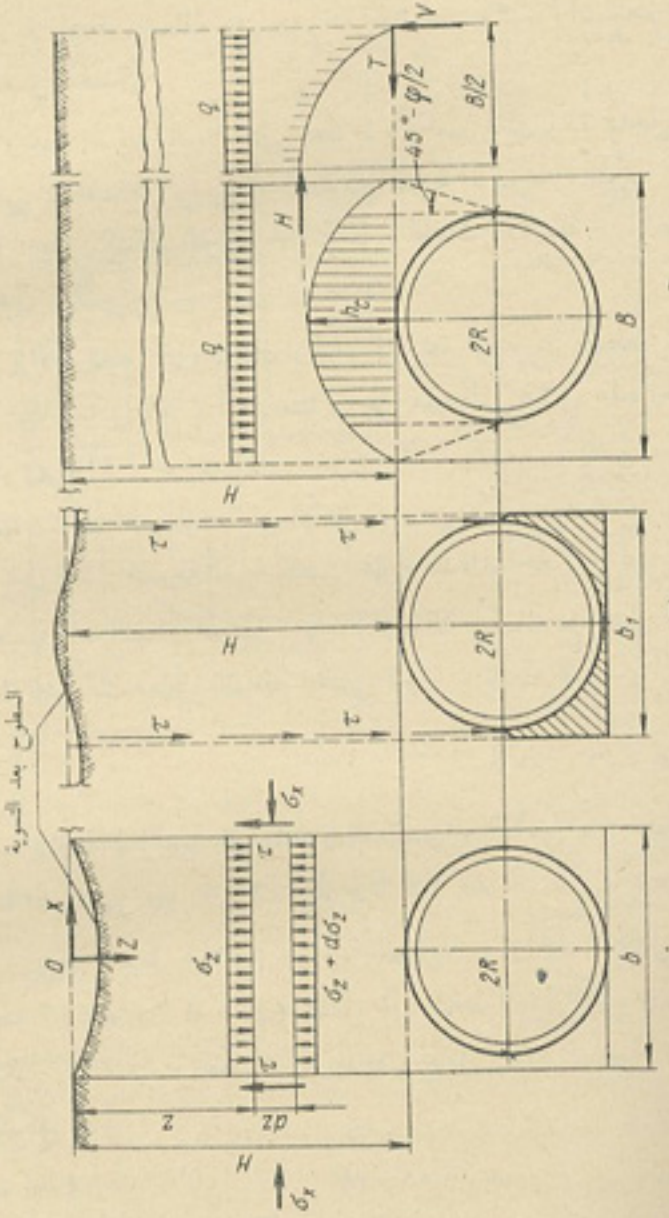
وسيكون أكبر من العزم المؤثر من الأعلى ، بمرتين ونصف تقريباً . وهناك ثلاث طرق متميزة ومختلفة مبدئياً ، لمد خطوط المواسير ، وهي : مد الخطوط في الخندق (شكل ٨٦ ، أ) ؛ تحت سد أو ردم ترابي (شكل ٨٦ ، ب) وبواسطة النفق الأفقي المغلق (أو الثقب الأفقي في التربة) كما مبين في الشكل (٨٦ ، ج) .

إن ضغط التربة على خط المواسير ، يكون مختلفاً ، تبعاً للطريقة التي يتم بواسطتها مد خط المواسير .

وبالنسبة للطرق الثلاث المذكورة لمد خطوط المواسير (في حالة عمقها المتساوي عن سطح الأرض H) سيكون الضغط p مختلفاً أيضاً : في حالة مد الخطوط في الخنادق — $p < \gamma H$ ؛ وفي حالة مدها تحت السد أو الردم الترابي — $p > \gamma H$ ؛ وفي حالة مدها في الأنفاق الأفقية المثقوبة أو الثقوب ، إذا كانت H صغيرة نسبياً ، $p = \gamma H$ ؛ وعند القيم الكبيرة لها نجد بأن $p < \gamma H$.

وهذا الأمر يحدث طبقاً أو تبعاً للأسباب التالية :

إذا مد خط المواسير في الخندق (بهذه الطريقة تمد معظم شبكات المواصلات) فإن التربة الواقعة إلى جانب أو على طرف الخندق (شكل ٨٦ ، أ) تتوطد أو تندمج قبل ذلك بتأثير وزنها الذاتي ؛ وفي الوقت نفسه ، فإن التربة التي أهيلت أو وضعت في الخندق بعد مد خط المواسير ، ستكون أكثر رخاوة وغير موطدة أو مدمجة بعد بتأثير وزنها الذاتي . ولهذا السبب ،



شكل ٨٦ — الرسم التخطيطي الذي يوضح حساب ضغوط التربة على مجموعات المواسير تحت الأرضية :
أ — المواسير الممدودة في الخنادق ، ب — المواسير الممدودة في داخل سد ترابي ،
ج — المواسير الممدودة في أنفاق مثقبة (بالمرز) وعلى عمق كبير ($H \geq h_c$)

عند دموج أو توطيد التربة وهبوطها ، تنشأ على جوانب الخندق ، قوى احتكاك ، تعرقل عملية التدميج أو التوطيد ، ويبدو كما لو كانت تربة الردم أو التربة المهالة ، معلقة على جدران الخندق ، وكلما زاد التعلق المذكور ، زاد عمق الخندق .

ونحدد ضغط التربة على خطوط المواسير الممدودة داخل الخنادق ، بفرض أن الضغط الرأسي أو العمودي للتربة المردومة ، المؤثر على أي عمق كان ، يعتبر منتظم التوزيع ، أما على الحافات الجانبية أو الأضلاع الجانبية للخندق ، فسوف تنشأ قوى الاحتكاك .

والآن نضع شروط التوازن ، لشريحة أولية dz مقتطعة على عمق z (لاحظ الشكل ٨٦ ، أ) . ستؤثر على هذه الشريحة في هذه الحالة الأحمال والقوى التالية : الوزن الذاتي لشريحة التربة $\gamma\, bdz$ ، الضغط الرأسي المؤثر عليها ، الناجم عن الردم من الأعلى σ_z ومن الأسفل $\sigma_z + d\sigma_z$ ، وعند جدران الخندق ستؤثر مقاومة التربة للقص على وحدة المساحة : $\tau = c + \sigma_x \tan \varphi_0$ (حيث c — التصاق التربة ؛ φ — زاوية الاحتكاك مع جدار الخندق) وبعد ذلك نعتبر بأن معامل الضغط الجانبي للتربة ، ثابت القيمة ، أي :

$$\xi = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \text{const} \qquad (\text{L})$$

وبإسقاط القوى على المحور العمودي أو الرأسي z ، نحصل على ما يلي:

$$\gamma\, bdz + \sigma_z b - (\sigma_x + d\sigma_z)\, b - 2\, cdz - 2\, \xi\, \sigma_z \tan \varphi_0\, dz = 0$$

وبعد تحويل الحدود المتشابهة للمعادلة ، وأخذ التكامل عند الشروط الحدية ($z = 0$ ؛ $\sigma_z = 0$) نحصل على ضغط التربة الكلي على عمق z ، الذي يمكن كتابة قيمته القصوى (بإدخال عامل إعادة التحميل $n \approx 1{,}2$) على الشكل التالي :

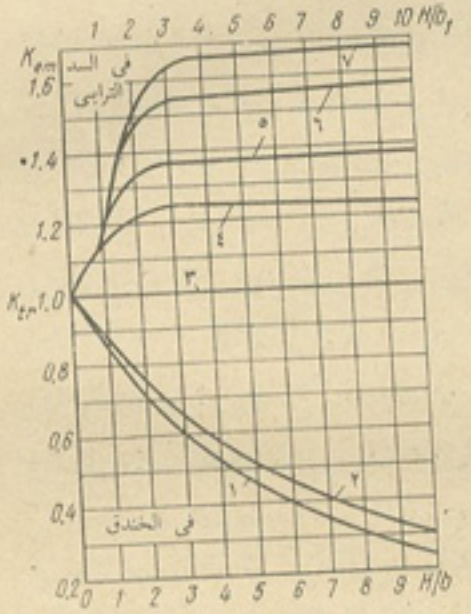
$$p_1 = nK_{tr}\, \gamma H \qquad (4.26)$$

حيث K_{tr} — معامل ضغط التربة على خط المواسير في داخل الخندق ، ويساوي ما يلي :

$$K_{tr} = \frac{b}{H} \cdot \frac{1 - \frac{2c}{\gamma b}}{2\, \xi \tan \varphi_0} \left(1 - e^{-\frac{2H}{b} \xi \tan \varphi_0}\right) \qquad (4.27)$$

إن قيمة المعامل K_{tr} للمواسير الممدودة في الخنادق ، لا يمكن أن تزيد على الواحد (أي $K_{tr} \leqslant 1$) ، وهو الأمر الذي يعتبر بمثابة شرط لاستخدام الصيغة (4.27) .

وللتحديد التقريبي لقيمة K_{tr} يمكن استخدام منحنيات الرسم البياني الذي وضعه الأستاذ كليين (شكل ٨٧ ، المنحنيان ١ و ٢) ، وهذان المنحنيان يعطيان قيمة المعامل K_{tr} باحتياطي معيّن (على فرض أن الاحتكاك هو $c = 0$) ، وإذا أخذنا في الاعتبار ، بأن حاصل الضرب ($\xi \tan \varphi_0$) يكون متساوي القيمة تقريباً لعدد من أنواع التربة في حالة النسب العادية H/b ، يمكن الاكتفاء عندئذ بقيمتين متوسطتين من قيم K_{tr} : للتربة المردومة الرملية والطفال الرملي (المنحني رقم ١ ، شكل ٨٧) عند $\xi \tan \varphi_0 = 0.43 \tan 25° \approx 0.20$ وللتربة المردومة الطينية (المنحني رقم ٢ ، شكل ٨٧) عند $\xi \tan \varphi_0 \approx 0.54 \tan 15° \approx 0{,}145$.



شكل ٨٧ — الرسم البياني الذي وضعه الأستاذ كليين لتحديد معاملات ضغط التربة على مجموعات المواسير الممدودة في كل من الخنادق (K_{tr}) وفي السدود الترابية (K_{em}) : ١ — لتربة الردم الرملية والطفالية الرملية ، ٢ — لتربة الردم الطينية ، ٣ — للرمال المسحوقة الرخوة والأطيان المائعة ، ٤ — للرمال الناعمة الكثيفة والأطيان الخفيفة المدونة ، ٥ — للرمال الكثيفة المتوسطة الدقائق والخشنة الدقائق وللأطيان المدنة ، ٦ — للرمال الخشنة الكثيفة والحصباوية والأطيان الشديدة المدونة والصلبة ، ٧ — للصخور شبه الصلدة والصخور المتشققة

وبتحديد قيمة K_{tr} من الصيغة (4.27) أو من الرسوم البيانية للشكل ٨٧ ، توجد ضغط التربة على خط المواسير ، الممدود في الخندق .

وبالنسبة لخطوط المواسير الممدودة في الردم أو التربة المهالة سيكون اتجاه قوى احتكاك التربة معاكساً (لاحظ الشكل ٨٦ ، ب) وذلك لأن المواسير ستكون أكثر جسوءة أو صلابة من التربة الواقعة بالقرب منها ، المدمجة أو الموطدة بتأثير وزنها الذاتي فقط .

إن الضغط الرأسي أو العمودي في هذه الحالة ، سيكون أكبر من γH ويناظر أو يناسب الصيغة التالية :

$$p_z = K_{em}\gamma H \qquad (4.26')$$

حيث K_{em} — معامل ضغط التربة على خط المواسير الممدود في الردم أو التربة المردومة ، وهنا يكون $K_{em} \geqslant 1$.

وتحدد قيمة K_{em} من منحنيات الرسم البياني الذي وضعه الأستاذ كلين (شكل ٨٧ ، المنحنيات من رقم ٣ إلى رقم ٧) .

وبالنسبة لخطوط المواسير الممدودة في الأنفاق المقفلة (الثقوب الأفقية) في حالة عمقها الصغير أو القليل ، يؤخذ الضغط مساوياً للمقدار γH ، وفي حالة العمق الكبير ، يؤخذ الضغط مساوياً لضغط الصخور ، مع الأخذ في الاعتبار ما يسمى بقبة الانهيار (لاحظ الشكل ٨٦ ، ج) .

والآن نضع معادلة التوازن للقوى المؤثرة على نصف القبة أو العقد (لاحظ الشكل ٨٦ ، ج القسم الأيسر) وهي بالذات : الحمل q (الذي يؤخذ باعتبار حمل موزع بانتظام الضغط الدفعي أو الدفع (من منتصف القسم المحذوف من القبة أو العقد ، ومركبات رد فعل المسند أو المرتكز : المركبة الرأسية V والمركبة الأفقية T — وهي قوة الاحتكاك التي تساوي $T = fV$ ، حيث f تمثل معامل الاحتكاك) . والمعامل الأخير الخاص بالتربة المتماسكة، يؤخذ مساوياً لـ « معامل المقاومة » ، طبقاً لاقتراح الأستاذ بروتوديا كونوف :

$$f' = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{c}{\sigma} + \tan\varphi$$

وباعتبار المحيط الخارجي للقبة على شكل قطع مكافىء ، نحصل من شروط التوازن على ما يلي :

$$\left.\begin{aligned} H &= T = fV \\ V &= \frac{qB}{2} \\ h_c &= \frac{qB^2}{8H} = \frac{B}{4f} \end{aligned}\right\} \qquad (4.28)$$

حيث B — عرض قبة أو عقد الانهيار ؛

h_c — الاحداثي الرأسي الأقصى لقبة الانهيار .

وإذا اعتبرنا استناداً إلى فرضية الأستاذ بروتود ياكونوف ، بأن الضغط الرأسي موزع بانتظام (على الاحداثي الرأسي الأقصى) وبعد الأخذ في الاعتبار (على سبيل الاحتياط) نصف قوة الاحتكاك فقط ، سوف نحصل عندئذ على الارتفاع التصميمي لعقد أو قبة إزالة التحميل ، ويساوي ما يلي :

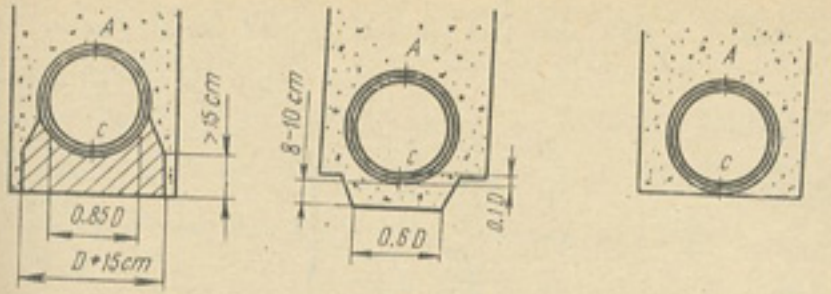
$$h_c = \frac{B}{2f} \qquad (4.29)$$

أما الضغط الرأسي على خط المواسير فيساوي ما يلي :

$$p_z = \gamma h_c = \frac{\gamma B}{2f} \qquad (4,30)$$

ونشير إلى أن حساب قبة الانهيار طبقاً لمعطيات الأستاذ بروتوديا كونوف يعطي نتائج يمكن الاعتماد عليها تماماً .

الخصائص الانشائية لمد خط المواسير . توجد ثلاثة أنواع من مساند أو استنادات خطوط المواسير على القواعد الأرضية : المسند العادي (شكل ٨٨ ، أ) — وفي هذه الحالة يمد خط المواسير في داخل الخندق بدون قطع جانبي أو تشكيل قعرها الواقع تحت خط المواسير (في هذه الحالة يجب أن ننتبه إلى وجوب استناد خط المواسير على طول الخندق بصورة منتظمة شاملة وليس في نقاط معينة فقط) ؛ المسند المحسن (شكل ٨٨ ، ب) — وفي هذه الحالة يتم قطع جانبي أو تشكيل القاعدة الأرضية تحت خط المواسير ، تشكيلا



أ ب ج

شكل ٨٨ – تصاميم قواعد مجموعات المواسير :

أ – بدون تمهيد أرضي خاص ، ب – مع التمهيد أو القطع الجانبي للأرض ، ج – مع أساس من الخرسانة

خاصاً ، وحصره بزاوية تتراوح بين ٧٥ و ٩٠° ؛ وأخيراً النوع الثالث ويتلخص في وضع أو مد خط المواسير على أساس خرساني ، يحصر قسماً من خط المواسير أيضاً (شكل ٨٨ ، ج) .

وفي الحالة الأخيرة ، التي تعتبر من أصعب وأغلى الحالات الأخرى، عند وضع أو تثبيت الماسورة (أو خط المواسير) بالملاط الاسمنتي ، نجد بأن القسم السفلي للماسورة ، يوجد عمله مع عمل الأساس ، ولهذا السبب لا يكون المقطع c خطراً (شكل ٨٨ ، ج) . ان طريقة مد المواسير على فرشة أو قاعدة مقطوعة أو مشكلة (شكل ٨٨ ، ب) أحسن من مدها على قاعدة أرضية طبيعية ، وهنا نحاول أن نجعل العزوم في نقطة c مساوية للعزوم في نقطة A ، ولا تزيد عليها ، وهو الأمر الذي يمكن حدوثه في حالة المد العادي للمواسير (شكل ٨٨ ، أ) .

ونشير هنا ، إلى أن الأحمال الخارجية المؤثرة على خطوط المواسير تحت الأرضية ، تؤخذ مساوية لحالة الأحمال المؤثرة عند إنشاء الطرق ، وهنا لا يؤخذ التأثير الديناميي في الاعتبار ، إلا عندما يقل عمق إرساء خطوط المواسير عن ٠,٧ م .

I4-863

الفصل الخامس

تشوّهات أو انفعالات التربة وحساب هبوط الأساسات

البند ١ – أنواع تشوهات أو انفعالات التربة والأسباب المنوعة التي تتحكم بها

إن لتحديد تشوهات أو انفعالات التربة تحت تأثير القوى الخارجية ، أهمية بالغة في عمليات تصميم أساسات الانشاءات والمباني .

إن العوامل التي تحدد متانة أو تحملية الانشاءات ، هي في الحقيقةليست الاجهادات الناشئة في التربة (إذا لم تصل إلى قيمها القصوى) بل هي تشوهات أو انفعالات القواعد الأرضية وهبوطاتها ، التي يقصد بها عادة الازاحات الرأسية للقواعد الأرضية (قواعد التربة) . ولكن الهبوط المنتظم للانشاء بأكمله ، لايؤدي إلى ظهور اجهادات إضافية في قطعه الانشائية ، ولكن اختلاف هبوطات القطع المنفردة للقاعدة ، يؤثر جداً على مقاومة الأساسات وعلى انشاءات الأساسات ، وبما أن الاختلاف أوالفرق بين هبوطات القواعد ، يزداد عادة كما أثبتت الملاحظات الطبيعية الخاصة بذلك ، كلما زاد الهبوط المطلق للقواعد . إذن من المهم معرفة كل من قيمة الهبوط المطلق وفرق هبوطات الأجزاء المنفردة أو المستقلة للانشاءات .

وخلال عشرات السنوات الأخيرة ، أصبح من الممكن بناء على تطور نظرية حساب هبوطات القواعد الأرضية أو الترابية (وبصورة خاصة الحسابات التي وضعها العلماء السوفييت) واستناداً إلى المعاملة الاستاتيكية لنتائج القياسات العديدة للهبوطات وفرق هبوطات مختلف أنواع الانشاءات المقامة على مختلف طبقات التربة أصبح من الممكن وضع طريقة متقدمة أكثر

لحساب وتصميم الأساسات ، بواسطة التشوهات أو الانفعالات القصوى للقواعد ، وهي الطريقة التي تعطي بالإضافة إلى الضمان التام لسلامة الانشاءات تأثيراً اقتصادياً كبيراً أيضاً .

إن هذه الطريقة التي تستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع في التصميمات العملية التطبيقية في الاتحاد السوفييتي ، مبنية على أساس المراعاة الحتمية للشرطين الأساسيين التاليين :

$$\left.\begin{aligned} s_{des} &\leqslant s_{max} \\ \Delta s_{des} &\leqslant \Delta s_{max} \end{aligned}\right\} \qquad (5.1)$$

أي أن الهبوط المصمم لقواعد الأساسات s_{des} وفرق هبوطات الأساسات المجاورة Δs_{des} ، يجب أن يكونا أقل من القيم القصوى المعينة للمقدارين s_{max} و Δs_{max} ، المحددين على أساس تحليل نتائج الملاحظات العديدة ، الخاصة بهبوطات قواعد الإنشاءات ، والمنظمة بالمواصفات القياسية للبناء ، المناظرة لذلك .

إن التربة ، كما ذكرنا سابقاً (راجع الفصل الثاني ، البند ٤) هي عبارة عن أنظمة من الدقائق الصلبة ، متعددة الأطوار (المركبات) ومعقدة ، تعتمد تشوهاتها أو انفعالاتها على كل من التغير العام لحجمها (الدموج أو التوطيد ، الانتفاخ وغير ذلك) وعلى قابلية تشوه كافة المركبات (الأطوار) التي تتكون منها التربة (زحف هيكل التربة ، انضغاطية الماء المسامي ، وكذلك على شوائب الأبخرة والغازات وغير ذلك) والفعل المتبادل فيما بينها .

إن مختلف أنواع تشوهات أو انفعالات التربة ، والأسباب المؤدية إلى حدوثها ، مصنّفة من قبلنا في الجدول ٢٤ .

وفي حالات معينة في التطبيق العملي ، تكون هناك أهمية كبرى للانفعالات أو التشوهات المرنة ، مثلاً عند تأثير الأحمال الدينامية (بما في ذلك المؤثرات الزلزالية) وعند حساب أو تصميم الأساسات المرنة (القابلة للانثناء) بالنسبة لعملها أو فعلها الموحد مع القاعدة المنضغطة ؛ وفي حالات أخرى تكون هناك أهمية كبرى للانفعالات أو التشوهات غير المرنة (انفعالات الدموج والانتفاخ) ، وخاصة عند حساب أو تصميم الأساسات الثقيلة أو الضخمة ،

جدول ٢٤

الأسباب الطبيعية الرئيسية لتشوهات أو انفعالات التربة

نوع التشوهات أو الانفعالات	أسباب التشوهات أو الانفعالات
الانفعالات أو التشوهات المرنة :	
تغير الحجم	القوى الجزيئية لمرونة الدقائق الصلبة ، وكذلك للأغشية الرقيقة للماء وفقاعات الهواء المقفلة .
تشوه الشكل	القوى الجزيئية للمرونة ، تشوه أو تجعد الشبكة البنيوية أو التركيبية .
الانفعالات أو التشوهات المتخلفة غير المرنة :	
انفعال الدموج أو التدميج	قلة المسامية (الخواص الانضغاطية)
انفعال الانتفاخ	فعل الفصل الاسفيني كنتيجة لتأثير القوى الجزيئية الكهربائية .
انفعال الزحف	الإزاحات المتبادلة (القص) بين الدقائق الصلبة .
الانفعالات المتخلفة الخالصة	انهيار البنية أو التركيب ، تكسر الدقائق .

بواسطة التشوهات أو الانفعالات القصوى للقواعد الأرضية (لتحديد قيمة الهبوط الكلي للقواعد الأرضية أو الترابية وتضاؤل الهبوط بمرور الزمن ؛ وأحياناً تكون الأهمية الكبرى للتشوهات أو الانفعالات المتخلّفة الخالصة (عند تكوّن آثار العجلات على الأرصفة والطرق الأرضية أو الترابية) وغير ذلك .

البند ٢ – الانفعالات أو التشوهات المرنة وطرق تحديدها

ظروف نشوء التشوهات أو الانفعالات المرنة في التربة . بالرغم من أن

المرونة تعتبر خاصية عامة لكافة الأجسام في الطبيعة ، ولكن التربة ، التي هي عبارة عن تكاوين طبيعية مشتتة معقدة ، يمكن أن تعتبر بمثابة أجسام مرنة ، عند شروط معينة فقط .

عند تعرض التربة لتأثير حمل موضعي (يزيد على المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة) وللتحميل الأحادي وإزالة الحمل ، ستظهر في التربة انفعالات أو تشوهات متخلّفة وانفعالات مرنة أيضاً ، وهنا ستكون قيمة الانفعالات المتخلفة في أغلب الأحيان ، أكبر بعدة مرات من قيمة الانفعالات المرنة ؛ أما في حالة تعرض التربة للتأثير المتكرر للحمل وإزالة الحمل ، فسوف تتحول التربة تدريجياً إلى الحالة الدموجيّة المرنة ، التي تتميّز (في ظروف التحميل المعلومة) بثبات خواصها المرنة .

أما عند زيادة الحمل المؤثر على التربة ، وجعله أكبر من الحمل الذي تحولت عنده التربة إلى الحالة الدموجيّة المرنة ، عندئذ تنشأ أو تظهر في التربة من جديد ، انفعالات (تشوهات) متخلّفة كبيرة ، تؤدي عند العدد الكبير من دورات التحميل وإزالة الحمل ، إلى تحول التربة إلى حالة دموجيّة مرنة جديدة ، ولكن بمعامل مرونة أكبر من السابق (بميل أقل نحو محور ضغوط منحني انفعالات أو تشوهات التربة عند إزالة الحمل أو الضغط) . ومن المفهوم طبعاً ، أنه يمكن إجراء مثل هذه الزيادة التدريجية في الحمل ، فقط إلى حد معين ، بحيث لايزيد على حد طور دموج التربة ، وقبل أن يبدأ طور أو مرحلة تطور القصّ .

وهكذا ، يمكن للتربة عند نظام معيّن من التحميل ، أن تدخل في الحالة الدموجيّة المرنة .

وإذا كانت التربة متماسكة ، فسنجد بأنه قبل الوصول إلى الحمل الذي لا يخرب الأربطة البنيوية ، وعند الإزاحات الصغيرة للدقائق والعناصر التركيبية للتربة ، ستسلك التربة سلوك الجسم المرن ، وهو الأمر الذي توضحه التجربة المباشرة لنقل الذبذبات المرنة عن طريق التربة : مثل الاهتزازات ، الموجات الزلزالية ، الهزات أو الزلازل وغير ذلك ؛ أما إذا كانت الأربطة البنيوية ستنهار عند الحمل الدوري فسنجد بأن التربة سوف لا تتحول

إلى حالة دموجية مرنة جديدة ، إلا بعد دورات مناسبة من التحميل وإزالة الحمل .

ومن بين طرق تحديد الانفعالات المرنة للتربة ، يجب تمييز طريقة الانفعالات المرنة العامة أو الكلية ، عندما تؤخذ في الاعتبار الإزاحات المرنة ليس للنقاط الواقعة تحت السطح المحمّل فقط ، بل كذلك للنقاط الواقعة خارج ذلك السطح ؛ وطريقة الانفعالات المرنة الموضعية ، عندما تؤخذ في الاعتبار الانفعالات التي تحدث فقط في موضع تأثير أو تسليط الحمل ، أما التشوهات المرنة العامة أو الكلية لكتلة التربة فلا يتم بحثها في هذه الحالة ؛ وهناك بعض الطرق العامة ، التي تأخذ في الاعتبار كلاً من الانفعالات المتجددة أو المستعادة بما في ذلك الانفعالات المرنة ، وكذلك الانفعالات أو التشوهات الموضعية ، على أن تكون متخلّفة .

وتستند طريقة الانفعالات المرنة العامة ، على الحلول الدقيقة لنظرية المرونة ، للفراغ النصفي المرن وللطبقة المرنة ذات السمك أو الثخن النهائي المحدود ، الواقعة على قاعدة أرضية غير قابلة للانضغاط .

إن الحلول الناجمة أو المستخرجة بطريقة الانفعالات المرنة العامة ، ستكون صحيحة أيضاً بالنسبة لتحديد الانفعالات العامة (المرنة والمتخلفة) للفراغ النصفي الخطي التشوه أو الانفعال ، وللطبقة الخطية الانفعال المحدودة السمك أو الثخن .

إن العلاقة الأصلية عند تحديد الانفعالات (التشوهات) المرنة العامة للفراغ النصفي ، تتمثل في الصيغة (3 . 3) التي وضعها الأستاذ بوسينيسك لتحديد الإزاحات أو الانحرافات الرأسية للنقاط الواقعة على المستوى المحيط بالفراغ النصفي ($z = 0$) عند تعرض الفراغ النصفي لتأثير قوة مركزة P [راجع الفصل الثالث ، البند ١ ، الصيغة (3 . 3)] :

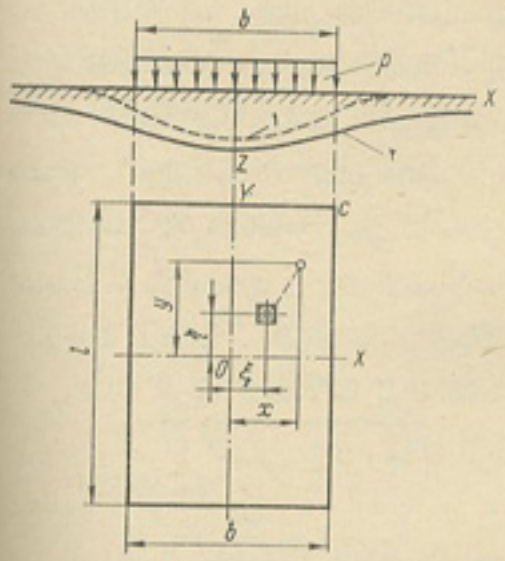
$$w_{z=} = \frac{P}{\pi C R}$$

حيث معامل الفراغ النصفي المرن ، يساوي :

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

ونشير هنا ، إلى أنه إذا أريد بحث الفراغ النصفي الخطي الانفعال أو التشوّه ، عندئذ ، يجب استبدال معامل مرونة التربة E بمعامل الانفعال أو التشوه العام (المرن والمتخلف) وهو E_1 ، واستبدال نسبة « بواسون » μ بمعامل الانفعال أو التشوه الجانبي النسبي العام μ_1 .

وعند تعرض المستوى المحيط بالفراغ النصفي المرن ، لتأثير حمل موضعي موزع بانتظام p على المساحة F ، يتم تحديد هبوط أية نقطة من النقاط بواسطة أخذ تكامل الصيغ الخاصة بالإزاحات أو الانحرافات الرأسية للنقطة المرنة للفراغ النصفي ، وهي الإزاحات الناجمة عن تأثير الحمل الأولي المركّز $p\,d\xi\,d\eta$ (شكل ٨٩) .



شكل ٨٩ – الرسم التخطيطي لتأثير الحمل الموضعي (طريقة التشوهات المرنة العامة) :
١ – تشوه الطبقة المرنة المحدودة السمك ، المستندة عل قاعدة غير قابلة للانضغاط ؛
٢ – تشوهات الفراغ النصفي المرن (كتلة التربة المرنة)

وإذا رمزنا إلى إحداثيات النقطة المبحوثة بالحرفين x و y ، واستخدمنا الصيغة (3.3) فسوف نحصل على مايلي :

$$s_{elas} = \frac{p}{\pi C} \iint_F \frac{d\xi\, d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} \qquad (5.2)$$

وقد تم الحصول على حلول المعادلة (5.2) بالنسبة لكل من مساحتي التحميل الدائرية والاهليلجية ، أي التي على هيئة القطع الناقص (الأستاذ بوسينيسك وغيره) ، وكذلك لأية مساحة مستطيلة الشكل (الأستاذان شليخير ، كوروتكين وغيرهما) – وهي الحلول الموضوعة لإيجاد الهبوطات القصوى

في مركز المستطيل المحمل أو مستطيل التحميل ، لهبوطات زوايا مساحة التحميل المستطيلة ، للهبوط المتوسط (معدل الهبوط) لمساحة التحميل بأكملها ، للهبوط الناشيء عند تحميل المساحة الأرضية بأساس جاسيء وغير ذلك .

ويمكن كتابة جميع الحلول التي حصلنا عليها ، بشكل واحد هو كمايلي :

$$s_{elas} = \frac{\omega'}{C} p \sqrt{F} \qquad (5.3)$$

حيث : ω' – معامل التكامل ، الثابت القيمة للشكل المعلوم من أشكال مساحة قاعدة الأساس ولموقع النقطة المبحوثة (وهذا المعامل يسهل ترتيبه في جدول خاص) .

وتبيّن الصيغة (5.3) بأن هبوطات الفراغ النصفي المرن المتجانس (أو الخطي التشوّه) تتناسب تناسباً طردياً مع وحدة الضغط (ω'/C تمثل معامل التناسب) المؤثرة على التربة p ، ومع الجذر التربيعي للمساحة $\sqrt{F}$.

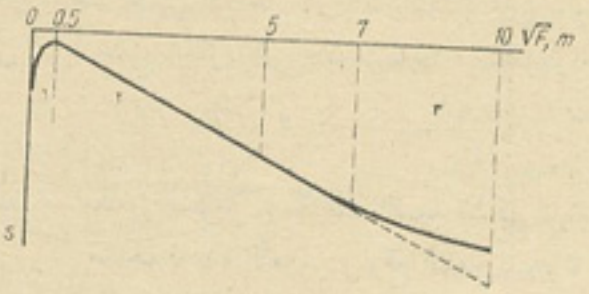
ومن المهم أن نشير إلى أن التجارب الطبيعية (على الطبيعة) الخاصة بدراسة هبوطات القواعد الأرضية أو قواعد التربة ، للمساحات التي تتراوح من ٥ر٠ إلى ١٥م٢ الواقعة على الرمل الغريني المتجانس المشبع بالماء ، الذي يصل سمكه أو ثخنه إلى حوالي ١٢م (تجارب الأستاذ حكيموف ١٩٣٩ وغيره) وكذلك تجارب معهد أبحاث الأساسات (تجارب الأستاذ بولشين وغيره) للمساحات الواقعة على الطين الرملي المتجانس الشبيه بتربة اللوس ، والتي تتراوح من ٢٥ر٠ إلى ٨م٢ ضمن العلاقة الخطيّة بين الضغط والهبوط ، ساعدت (أي التجارب المذكورة أعلاه) على وضع الصيغة التجاربية أو العلاقة التالية :

$$s = A p \sqrt{F} \qquad (5.3')$$

وهكذا نجد بأن الصيغة النظرية (5.3) عند تأثير الضغط الخارجي ، الذي لايزيد على الحد العملي للتناسب ، للتربة المتجانسة الواقعة على عمق كاف ، قد أثبتت صحتها عامة بواسطة التجارب (هذا بالرغم من أن معامل التناسب A يختلف قليلاً في بعض الحالات عن قيمته النظرية ω' / C) .

ولكن علاقة الهبوط بقيمة مساحة التحميل ، كما تثبت التجارب التي

أجريت على الطبيعة ، في حالة التراوح أو النطاق الكبير لتغيّر المساحات ، توضع في صيغة أو تصاغ بشكل أكثر تعقيداً .



شكل ٩٠ – العلاقة بين هبوط التربة الطبيعية وأبعاد مساحة التحميل

ويبيّن الشكل ٩٠ ، المنحى العام للنتائج المتوسطة للتجارب الكبيرة العدد ، الخاصة بدراسة هبوطات القواعد الأرضية (في حالة دموجها المتوسط تقريباً) عند تأثير نفس الضغط ولكن عند مساحات مختلفة للتحميل . ويمكن تمييز ثلاث مناطق على هذا المنحني وهي : المنطقة ١ – منطقة مساحات التحميل الصغيرة (التي تصل تقريباً إلى ٠ر٢٥ م٢) حيث تقع التربة ، عند تأثير الضغوط المتوسطة ، في طور القص (الزحزحة) على الأغلب ، وهنا يلاحظ تناقص في الهبوط مع زيادة المساحة (على العكس تماماً مما تعطيه نظرية المرونة لطور التشوهات أو الانفعالات الخطية) ؛ المنطقة ٢ – عندما تتراوح المساحات في نطاق ٠ر٢٥ – ٠ر٥٠ م٢ إلى ٢٥ – ٥٠ م٢ (للتربة المتجانسة المتوسطة الكثافة ، وفي نطاق أكبر من ذلك بالنسبة للتربة الرخوة) ، حيث تكون الهبوطات متناسبة تماماً أو بالضبط مع $\sqrt{F}$ ، وتناظر عند تأثير الضغوط المتوسطة على التربة ، طور الدموج أو التدميج ، أي تكون قريبة للغاية من القيم النظرية ؛ المنطقة ٣ – وهي منطقة المساحات التي تزيد قيمتها على ٢٥ إلى ٥٠ م٢ ، حيث تكون الهبوطات أقل من قيمها النظرية ، الأمر الذي يمكن تعليله بزيادة معامل مرونة التربة (قلة التشوه أو الانفعال) كلما زاد العمق . وبطبيعة الحال ، ستكون الحدود أو القيم المذكورة أعلاه ، مختلفة بعض الشيء ، بالنسبة للتربة الرخوة جداً والتربة الكثيفة أو المدمجة جداً .

ويمكن استخدام المعطيات المبينة أعلاه ، لتعيين الحدود التي تطبق بموجبها الحلول النظرية ، المستخرجة للكتل الأرضية (الهضاب) المتجانسة ، على التربة الحقيقية أو الفعلية ، الأمر الذي له أهمية كبيرة للغاية عند وضع الطرق المثلى أو المنطقية لحساب هبوطات قواعد الانشاءات .

ولكي نسهّل الاستخدام اللاحق للعلاقة بين الهبوط وقيمة مساحة التحميل والضغط الخارجي العامل أو الفعّال [الصيغة (5.3)] ، سنعطيها شكلاً مختلفاً (أصبح في الوقت الحاضر مقبولاً بشكل عام) ، بإدخال النسبة أو العلاقة بين طول وعرض أضلاع مساحة التحميل المستطيلة $\alpha = l/b$ (وبالتالي : $F = \alpha b$ و $l = \alpha b$) وبالتعبير عن القيمة $\omega \sqrt{\alpha}$ بالمقدار ω :

$$s_{elas} = \frac{\omega p b (1 - \mu^2)}{E} \qquad (5.4)$$

حيث : ω – معامل شكل أو هيئة مساحة قاعدة وجسوءة الأساس (وهو نفس المعامل لمساحة التحميل بأكملها ، أو مختلف القيمة بالنسبة لمختلف نقاطها) ؛

b – عرض المساحة المستطيلة للقاعدة أو قطر المساحة الدائرية لها ؛

p – وحدة الضغط على التربة ؛

E و μ – معاملا مرونة (تشوّه) الفراغ النصفي .

ولتسهيل أو تبسيط الحسابات ، نقدم في الجدول ٢٥ ، عدداً من قيم معامل الشكل ω للدائرة والمستطيلات ذات النسبة المختلفة بين الأضلاع $\alpha = l/b$ (حيث l طول المساحة المستطيلة للقاعدة ؛ b – عرض المساحة المذكورة) .

ونشير هنا إلى أن الصيغة (5.4) تستخدم عادة لأجل التحديد التجاري ، استناداً إلى نتائج حمل الاختبار الموقعي (بمساحة تساوي ٥٠٠٠ سم ٢) ، لقيمة معامل التشوّه أو الانفعال العام (الكلي) للتربة E_t (kgf/cm^2) .

وإذا رمزنا لمعامل التشوّه العام أو الكلي بالرمز الدليلي « t » في الأسفل ، فسوف نحصل من الصيغة (5.4) على مايلي :

$$E_t = \frac{\omega p b (1 - \mu_t^2)}{s_t} \qquad (5.4')$$

جدول ٢٥

قيم المعاملات ω

نسبة الأضلاع $\alpha = l/b$		(ω) للفراغ النصفي				(ω_{mh}) لطبقة التربة المحدودة التخن عند h/b				
		ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}	0.25	0.5	1	2	5
1	(الدائرة)	0.64	1.00	0.85	0.79	0.22	0.38	0.58	0.70	0.78
1	(المربع)	$\frac{1}{2}\omega_0$	1.12	0.95	0.88	0.22	0.39	0.62	0.77	0.87
2	(المستطيل)	$\frac{1}{2}\omega_0$	1.53	1.30	1.22	0.24	0.43	0.70	0.96	1.16
3		$\frac{1}{2}\omega_0$	1.78	1.53	1.44	0.24	0.44	0.73	1.04	1.31
4		$\frac{1}{2}\omega_0$	1.96	1.70	1.61	—	—	—	—	—
5		$\frac{1}{2}\omega_0$	2.10	1.83	1.72	—	—	—	—	—
10		$\frac{1}{2}\omega_0$	2.53	2.25	2.12	0.25	0.46	0.77	1.15	1.62

ملاحظة : إن قيم المعاملات ω للفراغ النصفي قد أعطيت طبقاً لحسابات الأستاذ شليخير مع إضافات المؤلف ، أما بالنسبة لطبقة التربة المحدودة التخن أو السمك فقد أعطيت طبقاً لحسابات الأستاذ غربونوف – باسادوف . وقد أدرجت في الجدول المعاملات التالية :

ω_c – لهبوط النقاط الزاوية لمساحة التحميل المستطيلة ؛

ω_0 – للهبوط الأقصى تحت مركز مساحة التحميل؛

ω_m – للهبوط المتوسط (معدل الهبوط) لمساحة التحميل بأجمعها ؛

ω_{const} – لهبوط الأساسات المطلقة الجسوءة ؛

ω_{mh} – للهبوط المتوسط (معدل الهبوط) لمساحات التحميل المستطيلة ، عل طبقة التربة المحدودة التخن أو السمك .

حيث : s_t – الهبوط العام للنمغة (الهبوط المتخلف والهبوط المرن) ولكن في حدود العلاقة الخطية بين الهبوطات s_t والضغط p.

وعادة تعطى قيمة معامل التشوه أو الانفعال الجانبي النسبي μ_t ، حيث تؤخذ استناداً إلى المعطيات التجاربية مساوية لما يلي : للتربة الطينية والطينية الرملية الصلبة وشبه الصلبة $\mu_t = 0.1 - 0.15$ ؛ للتربة الشديدة اللدونة $\mu_t = 0.20 - 0.25$ للتربة اللدنة واللدنة المائعة $\mu_t = 0.30 - 0.40$ وللتربة المائعة أو

المتسيلة $\mu_t = 0.45 - 0.50$ وللطفال الرملي (تبعاً للقوام): $\mu_t = 0.15 - 0.30$ وللرمال $\mu_t = 0.20 - 0.25$.

وقد استخدمنا سابقاً [الفصل الثاني ، الصيغة (2.37)] الصيغة أو المعادلة التالية :

$$E_t = \frac{\beta}{a_t}$$

حيث : a_t – معامل الانضغاطية النسبية للتربة ؛

β – معامل يصف طبيعة التمدد الجانبي للتربة (دالة μ_t) .

ونحدد المعامل β استناداً إلى مايلي : المعروف من منهاج مقاومة المواد ، أن التشوه أو الانفعال النسبي e_z للموشور الأولي الخطي التشوه أو الانفعال ، عند تأثير اجهادات الانضغاط ، في ثلاثة اتجاهات متعامدة على بعضها البعض ، سيساوي مايلي :

$$e_z = \frac{\sigma_z}{E_t} - \frac{\mu_t}{E_t}(\sigma_x + \sigma_y) \qquad (M_1)$$

وبما أنه في الظروف التي لا يمكن فيها حدوث تمدد جانبي في التربة عند تأثير الحمل الشامل أو الموزع ، يكون لدينا :

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_t}{1-\mu_t} p$$

و

$$\sigma_z = p$$

إذن سنحصل على ما يلي :

$$e_z = \frac{p}{E_t}\left(1 - \frac{2\mu_t^2}{1-\mu_t}\right) \qquad (M_2)$$

ويرمز عادة إلى قيمة المضروب فيه ، الموجودة بين قوسين ، بالرمز β أي :

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_t^2}{1-\mu_t} \qquad (5.5)$$

وبما أنه طبقاً للصيغة (2.5′) لدينا $\frac{e_z}{p} = \frac{s}{hp} = a_t$ ؛ إذن

نحصل من الصيغة (M_2) على الصيغة (2.37′) :

$$E_1 = \frac{p\,\beta}{e_z} = \frac{\beta}{a_z}$$

إن تشوه انفعال الفراغ النصفي المرن عند تأثير الحمل الموضعي ، ينشأ ليس تحت الحمل مباشرة فقط (على امتداد قاعدة الحمل) بل وينتشر أيضاً في جميع الاتجاهات إلى مسافات بعيدة عنه ، مكوناً ما يسمى بـ « التجويف المرن » كما مبين في الشكل ٨٩ . ولكن التجارب تبين بأن انتشار « التجويف المرن » في الظروف الأرضية الحقيقية ، يكون أقل بكثير من قيمته المستخرجة من حل نظرية الفراغ النصفي المرن . ومن الواضح أن تفسير الأمر الأخير ، يتلخص في أن التربة الواقعة تحت الحمل ، لاتقاوم الحمل عملياً بالاشتراك مع كتلة التربة بأجمعها (الفراغ النصفي) بل بالاشتراك مع منطقة محدودة فقط من التربة .

ومن المبدأ المشروح أعلاه ، وكذلك من بعض الحالات التطبيقية ، نجد بأن العمق الفعلي القليل للصخور الصلدة غير المنضغطة ، أدى إلى وضع وحل المسألة المتعلقة باجهادات وتشوهات (انفعالات) الطبقة المرنة ذات السمك أو الثخن المحدود ، الواقعة على قاعدة صخرية غير قابلة للتشوه . وقدخصص عدد من الأبحاث لحل هذه المسألة ، منها أبحاث العلماء السوفييت (مثل غربونوف — باسادوف ، شيختير ، يغوروف وغيرهم) . وأبحاث العلماء الأجانب (مثل مارجير وسافينتس وغيرهما) .

وقد توصل الأستاذ غربونوف — باسادوف إلى حل المسألة المبحوثة ، بطريقة التكامل التقريبي للمعادلة العامة للتشوهات (الانفعالات) وتحديد قيم عدد من المعاملات ω_{mh} المتوسطة لمساحة التحميل بأكملها ، في حالة العمق المختلف لطبقة التربة المنضغطة h ، المعبر عنه بأجزاء من عرض الحمل b (لاحظ الجدول ٢٥) .

ويتضح من المعطيات المدرجة في الجدول ٢٥ ، بأن شكل مساحة القاعدة ، في حالة السمك أو الثخن القليل للطبقة المرنة المحدودة السمك ($h/b \leqslant 0.25$) لايؤثر تقريباً على قيمة التشوهات أو الانفعالات الرأسية لطبقة التربة ؛ أما

عندما يبلغ سمك الطبقة $h \geqslant 2b$ ، فإن الحسابات المتعلقة بذلك ، تشير إلى أن قيمة الاجهادات في داخل طبقة التربة وخاصة قيمة ضغوط التلامس ، لا تختلف إلا اختلافاً قليلاً عن الضغوط التي تم الحصول عليها من نظرية الفراغ النصفي المرن المتجانس .

وعندما يبلغ ثخن طبقة التربة المنضغطة ، المستندة على قاعدة أرضية غير منضغطة ما يلي : $2b \leqslant h$ و $h \geqslant 0.1b$ ، من الضروري عندئذ أن تؤخذ في الاعتبار كلياً ، محدودية طبقة التربة المنضغطة .

إن طريقة الانفعالات (التشوهات) المرنة الموضعية ، تأخذ في الاعتبار فقط التشوهات المرنة في موضع تسليط الحمل مباشرة ، وتستند على نظرية أو فرضية فوس — وينكلير ، التي بموجبها يكون الضغط في النقطة المعينة ، متناسباً تناسباً طردياً ، فقط مع الهبوط المرن الموضعي في تلك النقطة ، أي :

$$p = C_z z \qquad (5.6)$$

حيث : p — وحدة الضغط (كجم ق/سم٢) .

z — الإزاحة المرنة الرأسية — الهبوط المرن الموضعي ، سم) ؛

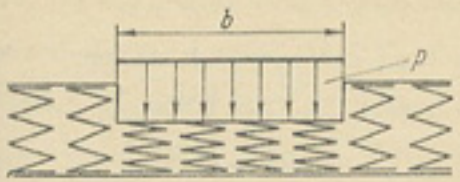
C_z — معامل مرونة الأساس ، الذي يسمى أحياناً بمعامل رد فعل الطبقة التحتية (كجم ق / سم٣) .

ومن المعادلة (5.6) نجد بأن الهبوط المرن يساوي ما يلي :

$$z = \frac{p}{C_z} \qquad (5.6')$$

وتدل المعادلة (5.6′) على أن الهبوط المرن للتربة ، سيحدث فقط في موضع تسليط أو تأثير الحمل ، وفي نفس الموضع الذي فيه $p = 0$ ، سيكون من الواضح أن $z = 0$. ويطابق المبدأ المذكور أعلاه ، معامل رد فعل القاعدة ، المؤلفة من خطوط لولبية مرنة غير متصلة مع بعضها البعض (شكل ٩١) ، يتناسب هبوطها تناسباً دقيقاً مع الضغط الواقع عليها . أما الخطوط اللولبية المجاورة (الواقعة خارج مساحة التحميل) فسوف لا تتعرض للضغط ، وبطبيعة الحال ، يعتبر مثل هذا المعامل لرد فعل القاعدة المرنة ، بمثابة معامل اصطلاحي أو شرطي فقط ، ولا يمكن استخدامه إلا في حالات خاصة .

ونشير هنا إلى أن الفرضية (5.6) هي المرجع الذي تستند إليه نتيجة المعادلة التفاضلية الرئيسية لانحناء عتبات وألواح الأساسات ، المستندة على قاعدة مرنة مصمتة (قاعدة وينكلير) ، بطريقة التشوهات أو الانفعالات الموضعية . وكما معروف من منهاج مقاومة المواد ونظرية المرونة ، يكون شكل هذه المعادلة التفاضلية كما يلي :



شكل ٩١ – نموذج للقاعدة الموضعية المرنة

$$EI\frac{d^4z}{dy^4} = -C_z z \qquad (5.7)$$

حيث : EI – جسوءة عتبة الأساس ؛

z – الانحناء المرن للعتبة المذكورة .

إن حل المعادلة التفاضلية (5.7) لانحناء عتبات الأساس ، المستندة على قاعدة مرنة مصمتة ، عند قيمة $C_z = \text{const}$ ، لايحتاج إلى جهود صعبة ، ولكنه يحتوي على أربعة معاملات ثابتة للتفاضل ، يجب تحديدها من الشروط الابتدائية لانحناء العتبة ، المستندة على قاعدة مصمتة .

ولكن التجارب المباشرة ، تثبت بأن معامل مرونة القاعدة C_z للتربة أو الأرض الطبيعية ، لايعتبر ثابت القيمة ، بل يعتمد على كل من قيمة وحدة الضغط المؤثر على التربة ، ومساحة انتقال الحمل ، الأمر الذي يجب أخذه في الاعتبار عند الحساب ، كما يمكن التعبير عنه تحليلياً .

وبالنسبة للانشاءات أو التصاميم ذات المساحة الثابتة للقاعدة ، والمعرضة لتراوح متساو لتغير الضغوط الخارجية (مثلاً بالنسبة لعارضات السكة الحديدية) ، تعتبر طريقة التشوهات أو الانفعالات المرنة الموضعية ، قابلة للتطبيق تماماً في هذه الحالة .

أما بالنسبة لأساسات الانشاءات ، التي تشغل على الخصوص مساحة كبيرة في المسقط الأفقي ، فيجب أن نأخذ في الاعتبار ما يلي : إن الحسابات النظرية (مثل تحليل عمل الطبقة المرنة المحدودة الثخن ، الواقعة على قاعدة

طبيعية غير قابلة للانضغاط) وكذلك المعطيات التجاربية ، تشير إلى أنه يمكن استخدام طريقة التشوهات أو الانفعالات المرنة الموضعية ، ولكن مع تقريب معلوم فقط ، عندما يكون ثخن الطبقة المنضغطة من التربة ، أقل من عرض شريط الأساس المستند على التربة ، وبصورة دقيقة تماماً – عندما لايزيد ثخن طبقة التربة ، على ربع عرض الشريط المذكور ، أي للأثخان القليلة للغاية ، لطبقة التربة المنضغطة . وفي حالة التربة الشديدة الانضغاط ، ذات معامل التشوه أو الانفعال الصغير ، نجد بأن القيم أو الحدود المذكورة تتغير أوتتوسع قليلاً .

إن الطرق العامة لتحديد تشوهات أو انفعالات التربة ، تأخذ في الاعتبار تشوهات التربة المرنة العامة وكذلك التشوهات غير المرنة الموضعية على حد سواء .

ومن الطرق العامة نذكر طريقة الأستاذين باستر ناك – فلاسوف ، وهي الطريقة الموضوعة للقاعدة المرنة ذات البارامترين (أي القيمتين المتغيرتين) ، التي بموجبها تتميز القاعدة الأرضية أو قاعدة التربة ، بمعامل رد فعل الطبقة التحتية C_1 kgf/cm³ وبمعامل القص المرن الموضعي C_2 kgf/cm ((وهنا يدخل في معادلات التشوهات أو الانفعالات كل من المعاملين C_1 و C_2 والمقدار $\sqrt{C_1/C_2}$ أيضاً) ؛ وطريقة التشوهات أو الانفعالات المتجددة التركيب التي وضعها الأستاذان جيركاسوف – كليين التي تأخذ في الاعتبار التشوهات أو الانفعالات المتجددة (المستعادة) العامة (التشوهات المرنة وتشوهات الامتزاز) والتشوهات المتخلفة (التشوهات البنيوية أو التركيبية) .

وفي الطريقة الأخيرة ، تعتبر التشوهات المتجددة بمثابة تشوهات خطية ، تتميز بمعامل مماثل لمعامل الفراغ النصفي المرن :

$$C_{\text{rest}} = \frac{1-\mu_{\text{rest}}}{E_{\text{rest}}} \qquad (A_1)$$

أما التشوهات البنيوية أو التركيبية فتحدد من نظرية التحليل البعدي انطلاقاً من العلاقة الأسية التالية :

$$p = A\left(\frac{s_{\text{res}}}{D}\right)^n \qquad (A_2)$$

حيث : A – رقم الصلادة كجم ق / سم٢ ؛

s_{res} – التشوه أو الانفعال المتخلّف ، سم ؛

D – قطر مساحة التحميل الدائرية ، سم ؛

n – درجة التقوية أو المتانة (بارامتر بدون قياسات) ؛

p – وحدة الضغط الخارجي (الحمل الخارجي) ؛ كجم ق/ سم٢

إن قيمة الهبوط الكلي في حالة مساحة التحميل الدائرية بموجب هذه الطريقة ، تحدد من الصيغة التالية :

$$s_0 = \frac{\pi}{4} C_{rest}\, p D + \sqrt[n]{\frac{p}{A}} \qquad (٨_3)$$

أما هبوط نقاط سطح التربة خارج مساحة التحميل ، فيساوي

$$s_r = \frac{D}{2} C_{rest}\, p \arcsin \frac{D}{2r} \qquad (٨_4)$$

حيث : r – المسافة من النقطة المبحوثة على سطح التربة إلى مركز مساحة التحميل الدائرية .

ونشير هنا إلى أن الطريقة المشروحة أعلاه ، تستخدم عند تصميم أو حساب تكسية الطرق غير الجاسئة .

البند ٣ – المسألة الأحادية البعد لنظرية الدموج (التوطيد) الانضغاطي للتربة

إن الناحية الطبيعية أو الفيزيائية لهذه المسألة الموضوعة حول الدموج الانضغاطي للتربة ، قد بحثت بالتفصيل في الفصل الثاني من الكتاب ، وسوف نشير هنا فقط إلى المقدمات أو الفروض الرئيسية الطبيعية أو الفيزيائية ، التي يستند إليها وضع وحل هذه المسائل أو غيرها من مسائل نظرية دموج (توطيد) التربة .

لقد وضعت المسألة الأحادية البعد لنظرية الدموج الانضغاطي للتربة ، لأول مرة من قبل الأستاذ تيرتساغي (١٩٢٥) وتطورت فيما بعد بصورة رئيسية في أبحاث الأستاذ جيرسيفانوف (١٩٣١ – ١٩٤٨) والأستاذفلورين

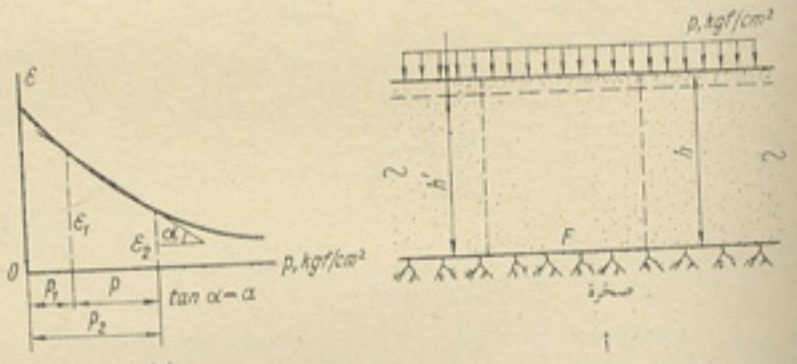
15-863

(١٩٣٧ – ١٩٦١) التي شملت نطاقاً واسعاً من المسائل ، وكذلك في أبحاث العلماء السوفييت والأجانب الآخرين ، الذين بحثوا عدداً من المسائل المهمة الخاصة لنظرية دموج (توطيد) التربة .

وأخيراً ، اقتصرت الأبحاث الأخيرة في هذا المجال ، على التطور اللاحق لنظرية دموج وزحف التربة على أساس حساب الدموج الطبيعي للتربة و بنية التربة (تركيبها) وقابلية تشوّه أو انفعال كافة المركّبات"(زحف هيكل التربة ، انضغاطية الماء المسامي وغيرها) التي تتألف منها التربة بواسطةالنظرية العامة للقوى الحجمية ، وهي نظرية (بيو – فلورين) .

هبوط طبقة التربة عند تأثير الحمل الموزّع أو الشامل (المسألة الأساسية).

عند تأثير الحمل الموزع (الذي يشمل مساحات واسعة في جميع الجهات) ، ستتعرض طبقة التربة (شكل ٩٢) لتأثير الانضغاط فقط بدون حدوث تمدد



شكل ٩٢ – الرسم التخطيطي لانضغاط طبقة التربة عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل :
أ – الرسم التخطيطي للحمل ، ب – منحنى الانضغاط

جانبي متوقع ، وهذا الانضغاط مماثل تماماً للكبس الانضغاطي في أسطوانة غير مرتفعة ذات جدران جاسئة . وفي الشروط أو الظروف المبحوثة هنا ، سنحصل تماماً على المسألة الأحادية البعد للدموج الانضغاطي (الدموج بالكبس) للتربة ، ولتحديد الهبوط المستقر الكلي لطبقة التربة ، نستخدم نتائج التجارب أو الاختبارات الانضغاطية (راجع الفصل الثاني) .

ومن الواضح أن هبوط التربة يحدث نتيجة لتغيّر حجمها على حساب

تقلّص المساحات عند زيادة الضغط الخارجي ، أما حجم الدقائق الصلبة للتربة في هذه الحالة ، فيبقى بلا تغير عملياً .

وإذا قطعنا من طبقة التربة المبحوثة ، على امتداد ارتفاعها بأكمله h ، قطعة أسطوانية الشكل مساحة مقطعها العرضي F ، وأخذنا في الاعتبار بأن حجم الدقائق الصلبة في وحدة حجم التربة [طبقاً للصيغة (1.5)] يساوي ما يلي : $m = \frac{1}{1+\varepsilon}$ ؛ تساوي حجم الدقائق الصلبة لتربة الأسطوانة المقتطعة قبل تسليط الحمل ، مع الحجم الناجم بعد الدموج الانضغاطي التام تحت الحمل . عندئذ سنحصل على ما يلي :

$$\frac{1}{1+\varepsilon_1} Fh = \frac{1}{1+\varepsilon_2} Fh' \qquad (B)$$

حيث : ε_1 — المعامل الابتدائي لمسامية التربة ، المناظر أو المطابق لظروف التطبيق الطبيعي ، والمحدد من معطيات وحدة الوزن γ ، الرطوبة W والوزن النوعي γ_s :

$$\varepsilon = \frac{\gamma_s - \gamma_{sk}}{\gamma_{sk}}$$

حيث

$$\gamma_{sk} = \frac{\gamma}{1+W}$$

ε_2 — معامل مسامية التربة ، المناظر لزيادة الضغط المؤثر على التربة ، بمقدار الحمل الخارجي p (يحدد من منحني الانضغاط ، لاحظ الشكل ٩٢ ، ب) ؛

h' — الارتفاع النهائي لطبقة التربة (الارتفاع المستقر بعد الدموج أو التوطيد) .

وباختصار طرفي المعادلة (B) على المقدار F ، الذي يبقى مجهولاً في ظروف عدم حدوث التمدد الجانبي ، وحل المعادلة لإيجاد المجهول h' ، نحصل على ما يلي :

$$h' = h \frac{1+\varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}$$

ولما كان الهبوط s يساوي الفرق بين الارتفاعين قبل وبعد الدموج أو التوطيد بالحمل ، إذن نحصل على

$$s = h - h' = h\left(1 - \frac{1+\varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}\right)$$

أو نحصل نهائياً على الصيغة التالية

$$s = h \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\varepsilon_1} \qquad (5.8)$$

وهذه هي الصيغة الخاصة للهبوط المستقر الكلي لطبقة التربة عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل .

وإذا أخذنا في الاعتبار ، أن تغير معامل المسامية ، يتناسب طردياً مع تغيّر الضغط [الصيغة (2.7)] ، أي $\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = a(P_2 - P_1) = aP$ ؛ عندئذ نحصل على :

$$s = h \frac{aP}{1+\varepsilon_1} \qquad (5.8')$$

إن القيمة $\frac{a}{1+\varepsilon_1} = a_v$ تمثل معامل الانضغاطية النسبية للتربة [الصيغة (2.5)] ؛ وبتعويضها في الصيغة (5.8) سنحصل على أبسط شكل من أشكال صيغة تحديد هبوط طبقة التربة عند تأثير الحمل الموزع ، وهي كما يلي :

$$s = ha_v P \qquad (5.9)$$

وبما أنه طبقاً للصيغة (2.37) لدينا أن $a_v = \beta / E_t$ ؛ إذن سنحصل على مايلي

$$s = h \cdot \frac{\beta}{E_t} P \qquad (5.9')$$

ونشير هنا إلى أن الصيغ المرقمة من (5.8) إلى (5.9') مطابقة لبعضها

البعض ، وسوف تكون صحيحة بالنسبة لأي نوع من أنواع التربة ، في حدود العلاقة الخطية بين الاجهادات والتشوهات أو الانفعالات العامة .

وبالنسبة للتربة الشديدة الانضغاط ، عند التغيرات الكبيرة جداً لمعامل مساميتها تحت تأثير الحمل ، وعند التراوح الكبير لتغير الضغوط الخارجية، يجب أن نأخذ في الاعتبار تغيّر معامل المسامية تبعاً للعلاقة المنحنية أي علاقة الخط المنحني ، مثلا تبعاً للمعادلة اللوغاريتمية (2.2) :

$$e_0 - e_1 = a_{com} \ln \frac{p_1}{p_0}$$

وبتعويض هذه المعادلة في الصيغة (5.8) نحصل على

$$S = \frac{h}{1 + e_0} a_{com} \ln \frac{p_1}{p_0} \qquad (5.10)$$

حيث : a_{com} — معامل الانضغاطية ؛

e_0 — المعامل الابتدائي لمسامية التربة ؛

p_0 — الضغط الابتدائي للتربة .

تغيّر الهبوطات بمرور الزمن. إن هبوطات التربة لا تنتهي بانتهاء فترة الانشاء أو البناء (باستثناء هبوط الرمال النقية فقط) ؛ وعادة يتم الحصول على قيمة الهبوط الكلي المحدد من الصيغتين (5.8) و (5.9) لمختلف أنواع التربة ، في فترة زمنية مختلفة ، تكون أحياناً طويلة للغاية (من عدة سنوات إلى عشرات ومئات السنين) .

ويؤثر على عملية حدوث الهبوطات بمرور الزمن ، كل من انفاذية التربة للماء (في ظروف التشبع بالماء) ، وزحف هيكل التربة ، وكذلك تشوه كافة المركبات التي تتألف منها التربة (الماء المسامي ، الشوائب الدخيلة من الهواء والأبخرة والغازات ، المواد العضوية وغيرها) .

إن التربة الطينية اللدنة المشبعة بالماء ، وخاصة التربة اللدنة المائعة(الرخوة) تولّد هبوطات قصوى تكون في الغالب بطيئة التضاؤل أو الاضمحلال ، وتسبب عقبات كبيرة جداً أمام عملية الانشاء أو البناء . وإن هبوطات

الانشاءات المقامة على هذه التربة ، يمكن أن تصل إلى مئات السنتمترات ، وتستمر عشرات ومئات السنين .

ومن العوامل أو الدلائل المهمة جداً ، هي سرعة سريان أو حدوث الهبوطات ، وذلك لأن مختلف التصاميم الانشائية ، تتمتع بدرجة مختلفة من قابلية إعادة توزيع القوى (الاجهادات) الناشئة عند الهبوطات غير المنتظمة للقواعد أو الأساسات . وعند السرعات الكبيرة للهبوط ، يمكن حدوث الانهيار القصيف أو الهش (المدمر) للانشاءات ، وعند السرعات الأصغر للهبوط ، يمكن حدوث تشوهات أو انفعالات الزحف البطيئة .

ولا يمكن تحديد سرعة الهبوط ، إلا بدراسة عملية سريانها أو حدوثها بمرور الزمن .

وبالنسبة للتربة المشبعة تماماً بالماء ، توجد نظرية تعتبر من أوسع النظريات المستخدمة في الوقت الحاضر ، التي تساعد على حل المسائل المطروحة للبحث، وهي نظرية التماسك المسامي للتربة (دموج التربة بالترشيح) .

مقدمات أو فرضيات نظرية التماسك المسامي (الدموج بالترشيح) :

١ — تبحث هنا أنواع التربة المشبعة تماماً بالماء (« كتلة التربة أو التربة السفلية ») التي تحتوي مسامها على ماء طليق ، غير منضغط وايدروليّ الاستمرارية ؛

٢ — يعتبر هيكل التربة خطيّ التشوّه أو الانفعال ، والاجهادات الناشئة فيه تؤدي تواً إلى حدوث التشوهات ؛

٣ — ليس للتربة شكل أو بنية محددة ، والضغط الخارجي المؤثر عليها ، ينتقل في اللحظة الأولى إلى الماء كلياً ؛

٤ — إن ترشيح الماء في مسام التربة ، يخضع تماماً لقانون دارسي :

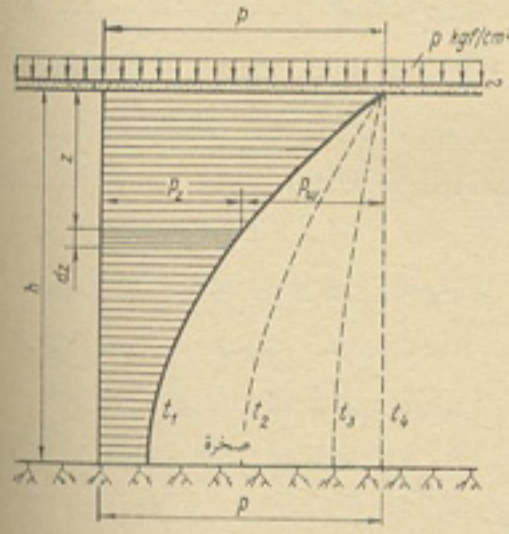
وهكذا فإن نظرية التماسك المسامي أو الدموج بالترشيح ، التي سنبحثها فيما يلي (بدون شروط إضافية) سوف تنطبق أيضاً على التربة الطينية ، المشبعة تماماً بالماء (الرخوة) غير المدمجة أو الموطدة .

ونشير هنا إلى أن بعض العلماء ، قد أدخلوا على نظرية التماسك المسامي

(الدموج بالترشيح) عدداً من التحسينات والإضافات ، التي تأخذ في الاعتبار خواص التربة الطينية الطبيعية المتنوعة القوام ، كما ثبتوا حدود استخدام الحلول المنفردة ، وسوف نشرح ذلك فيما يلي :

إن المعادلة التفاضلية للمسألة الأحادية البعد لنظرية التماسك المسامي (الدموج بالترشيح) تسمح بصياغة المسألة (في حالة المقدمات أو الفروض المذكورة) المتعلقة بسريان أو حدوث الهبوط بمرور الزمن ، لطبقة التربة المشبعة تماماً بالماء ، عند توطيدها أو تدميجها بحمل شامل موزع بانتظام ، في ظروف الترشيح الأحادي الاتجاه للماء ، على فرض أن الكمية المصروفة من الماء المطرود من مسام التربة ، تحدد من قانون الترشيح ، كما يحدد تغيّر المسامية المناظر لذلك ، من قانون الدموج .

ونفرض الآن بأن الكتلة الأرضية أو كتلة التربة السفلية ، تقع في اللحظة الابتدائية من الزمن ، في الحالة الاستاتية ، أي أن الضغط المسامي للماء يساوي صفراً . ونرمز بالرمز p_w إلى الضغط المسامي الأكبر من الضغط الايدروستاتي في الماء ؛ وبالرمز p_s إلى الضغط المنتقل إلى الدقائق الصلبة (الضغط الفعّال) .



شكل ٩٣ – الرسم التخطيطي لتوزيع الضغوط في هيكل التربة (p_s) وفي الماء المسامي (p_w) في طبقة التربة المشبعة بالماء عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل ، لفترة زمنية معينة

والآن من الواضح أن

$$p_s + p_w = p \qquad (C_1)$$

أي أن الضغط في الماء المسامي والضغط في هيكل التربة ، في أية لحظة من اللحظات وعلى أي عمق كان من سطح الصرف المائي z (شكل ٩٣) يساويان الضغط الخارجي p .

وفي اللحظة الأولى من الزمن ، ينتقل الضغط الخارجي كلياً إلى الماء المسامي (إذا كان الماء غير منضغط ، الأمر الذي يمكن افتراضه في حالة عدم احتواء الماء المسامي على أية فقاعات هوائية وأبخرة) ولكن في الفترات الزمنية البينية اللاحقة ، سيقل الضغط في الماء ، بينما يزداد في هيكل التربة إلى أن ينتقل الحمل كله إلى هيكل التربة (لاحظ معامل انضغاط كتلة التربة أو الكتلة الأرضية السفلى ، شكل ١٦ ، ب) .

وللطبقة الأولية (الشريحة) dz الواقعة على عمق z في الكتلة الأرضية ، نجد بأن زيادة كمية الماء المصروفة q ، تساوي قلة أو تقلص مسامية التربة ، أي :

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{dt} \qquad (C_2)$$

إن هذه العلاقة الرئيسية لاستنتاج المعادلة التفاضلية للدموج (التماسك) هي عبارة عن حالة خاصة لشرط استمرارية أو اتّصال المسألة الفراغية لحركة المياه الجوفية ، وقد وضعت من قبل الأستاذ الأكاديمي بافلوفسكي عام ١٩٢٢ ؛ في الوقت الذي قام فيه الأستاذ تيرتساغي عام ١٩٢٥ ، بوصف أو إيضاح عملية الدموج أو التماسك ، باستخدام معادلة خاصة بواسطة التماثل أو التشابه بين الحركة الحرارية والحركة الترشيحية .

ونقوم الآن بتحويل الطرفين الأيسر والأيمن للمعادلة (C_2) . وبالنسبة للطرف الأيسر ، بأخذ اتجاه حركة الماء المسامي في الاعتبار ، نحصل من قانون الترشيح على المعادلة التالية

$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial z} \qquad (C_3)$$

وبالتالي نحصل على

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_f \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \qquad (C_4)$$

وإذا أخذنا في الاعتبار بأن علوّ الضغط في الماء H يساوي الضغط في الماء P_w مقسوماً على وحدة وزن الماء γ_w ، وأخذ الصيغة (C_1) في الاعتبار

أيضاً ، سنحصل على ما يلي

$$p_w = p - p_z$$

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}$$

أو على ما يلي

$$H = \frac{p - p_z}{\gamma_w}$$

ومن هذه المعادلة نستنتج ما يلي :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} \qquad (C_3)$$

أو بأخذ الصيغة (C_4) في الاعتبار ، نحصل على

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{k_f}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 P_z}{\partial z^2} \qquad (C_4)$$

وبالنسبة للطرف الأيمن من المعادلة (C_2) فبالأخذ في الاعتبار أن مسامية التربة هي $n = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}$ ، وبإهمال مقدار تغيّر معامل المسامية في البسط ، بمقارنته مع الواحد ، وأخذ إحدى قيمه المتوسطة مثل القيمة ε_m ، سنحصل على

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1+\varepsilon_m} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \qquad (C_7)$$

ومن قانون الدموج أو التوطيد (راجع الفصل الثاني) نحصل على

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -a \frac{\partial p_z}{\partial t} \qquad (C_8)$$

وبالتالي نحصل للطرف الأيمن من المعادلة (C_2) على ما يلي :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -\frac{a}{1+\varepsilon_m} \cdot \frac{\partial p_z}{\partial t} \qquad (C_9)$$

حيث $a_r = \frac{a}{1+\varepsilon_m}$ — تمثل معامل الانضغاط النسبي للتربة [راجع الصيغة (2.5)] ؛ a — تمثل نسبة تغيّر معامل المسامية إلى الضغط المولد .

وبتعويض القيم المستخرجة $\partial q/\partial z$ و dn/dt ونقل القيم الثابتة إلى الطرف الأيسر ، نحصل على

$$\frac{k_f}{a_r \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \qquad (C_{10})$$

وإذا رمزنا إلى المضروب فيه الثابت للطرف الأيسر ، الذي نسميه بمعامل دموج أو تماسك التربة ، بالرمز c_v ، عندئذ سنحصل على

$$c_v = \frac{k_f}{a_r \gamma_w} \qquad (5_{11})$$

ونحصل بصورة نهائية على

$$c_v \frac{\partial^2 p_z}{\partial z^2} = \frac{\partial p_z}{\partial t} \qquad (5_{12})$$

وهذه هي المعادلة التفاضلية للمسألة الأحادية البعد لنظرية التماسك المسامي أو الدموج بالترشيح (توطيد أو دموج التربة تحت تأثير الحمل) .

وإذا أخذنا في الاعتبار بأن علو الضغط المؤثر في هذه الحالة هو

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w}$$

وان

$$p_w = p - p_z$$

عندئذ يمكن كتابة المعادلة التفاضلية لدموج التربة ، بالنسبة للمسألة الأحادية البعد ، على الشكل التالي

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \qquad (5.13)$$

وكما معروف من منهاج الرياضيات العالية ، يمكن التوصل إلى حل المعادلة التفاضلية (5.12) باستخدام متتاليات فورييه وتطبيق أو تحقيق الشروط الابتدائية والحافية أو الحدودية ، وهي التي يمكن صياغتها ببساطة أكثر ، إذا بحثنا رياضياً المسألة الانضغاطية أو مسألة الانضغاط المطابقة ، لطبقة التربة

التي ثخنها $2h$ ، ولكن في حالة الترشيح في الاتجاهين (الأعلى والأسفل) ، أي كما لو أكملنا الطبقة المبحوثة بصورتها المعكوسة المضافة إليها .

ولحالة التوزيع المنتظم (في حالة الاستقرار) لضغوط الدموج أو التوطيد على امتداد العمق ، يمكن وضع حل المعادلة (5.12) على الشكل التالي

$$p_z = p\left[1 - \frac{4}{\pi}\sin\frac{\pi z}{2h}\,e^{-N} - \frac{4}{3\pi}\sin\frac{3\pi z}{2h}\,e^{-9N} - \frac{4}{5\pi}\sin\frac{5\pi z}{2h}\,e^{-25N} - \ldots\right] \tag{5.14}$$

حيث

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2}\,t \tag{5.15}$$

وبالنسبة لعدد من الحالات التطبيقية أو العملية ، توجد أهمية جوهرية للضغط في هيكل التربة ، الذي ينتقل إلى الصخور الصلدة التحتانية ، أي الضغط عند $z = h$ ، ومقاومة القص المتناسبة مع هذا الضغط ، في موضع التلامس مع الصخور التحتانية . وبفرض أن $z = h$ في الصيغة (5.14) والاكتفاء بأخذ الحد أو الطرف الأول من المتتالية ، سوف نحصل على

$$p_h \approx p\left[1 - \frac{4}{\pi}\,e^{-N}\right] \tag{5.16}$$

ومقاومة القص تساوي

$$\tau = p_h \tan\varphi + c \tag{5.17}$$

ولكن الأهمية العملية الكبرى ، تعود إلى صيغة هبوط طبقة التربة في حالة الحمل الموزّع أو الشامل ، لأية فترة زمنية كانت ابتداء من بداية التحميل ، أي للهبوط s_t . ولتحديد هذه القيمة نستخدم مفهوم درجة الدموج أو التوطيد .

وإذا اعتبرنا درجة الدموج المأخوذة ، المناظرة للهبوط المستقر الكلي ، مساوية للواحد ، ورمزنا إلى جزء أو قسم من الدموج الكلي (أي درجة الدموج أو التماسك لأية فترة زمنية كانت) بالرمز U ، عندئذ نجد قيمة الهبوط هذا ، باعتباره مساوياً لنسبة مساحة الرسم البياني للضغوط في هيكل

التربة للفترة الزمنية t ، إلى المساحة الكلية (المستقرة) للرسم البياني للضغوط (عند $t = \infty$) .

ويمكن كتابة القاعدة أو المبدأ المذكور أعلاه رياضياً ، على الشكل التالي

$$U = \int_0^h \frac{p_t\,dz}{F_p} \tag{5.18}$$

حيث : F_p — مساحة الرسم البياني المستقر الكلي لضغوط الدموج أو التوطيد (في الحالة المبحوثة $F_p = ph$) .

وبتعويض الصيغة الخاصة بالضغوط في هيكل التربة p_t ، في المعادلة (5.18) ، نحصل عندئذ من الصيغة (5.14) بعد أخذ التكامل وأخذ الحدود في الاعتبار ، بعد الاختصارات (بإعطاء الحالة الرئيسية المبحوثة ، درجة دموج أو توطيد معينة هي U_0) نحصل على

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9}\,e^{-9N} + \frac{1}{25}\,e^{-25N} + \ldots\right) \tag{5.19}$$

وبما أن المقدار e^{-N} هو عبارة عن كسر صحيح ، إذن بالنسبة لعدد من الحالات العملية أو التطبيقية (مثلاً عند $U_0 > 0.25$) يمكن الاكتفاء بالحد الأول من المتتالية . عندئذ سوف نحصل على

$$U_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2}\,e^{-N} \tag{5.19'}$$

وبما أن الهبوط المستقر الكلي يناظر الدموج الكلي ، والهبوط في الفترة الزمنية t ، يناظر قسماً من الدموج فقط ، إذن يمكن التعبير عن درجة الدموج أو التماسك بواسطة الصيغة التالية أيضاً

$$U = \frac{s_t}{s} \tag{5.20}$$

حيث : s_t — الهبوط الحاصل في الفترة الزمنية المعلومة ؛

s — الهبوط المستقر الكلي ، مثل الهبوط المحدد من الصيغتين (5.8) و (5.9) .

ومن العلاقة (5.20) نحصل على الصيغة

$$s_t = sU \qquad (5.21)$$

ونحصل للحالة المبحوثة ، التي نسميّها بالحالة الرئيسية أو الأساسية ، على

$$s_t = sU_0 \qquad (5.21')$$

أو بالأخذ في الاعتبار الصيغتين (5.8) و (5.9) نحصل للحالة الرئيسية (لحالة التوزيع المنتظم لضغوط الدموج أو التدميج على امتداد أو على مدى العمق) على الهبوط لأية فترة زمنية t :

$$s_t = ha_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right] \qquad (5.22)$$

ولتبسيط الحسابات ، أدرجت في الجدول ٢٦ ، قيم المقدار e^{-x} تبعاً لقيمة x .

مثال ٩ : يطلب تحديد الهبوطات لطبقة التربة خلال مختلف الفترات الزمنية التالية : سنةواحدة ، سنتان ، خمس سنوات ، إذا كانت قيمة الضغط المؤثر على التربة هي $p = 2\ \text{kgf/cm}^2$ ؛ نخن طبقةالتربة يساوي $h = 5\ \text{m}$ ؛ معامل الانضغاطية النسبية $a_v = 0.01\ \text{cm}^2/\text{kgf}$ ؛ معامل الترشيح $k_f = 1 \times 10^{-8}\ \text{cm/sec}$.

الحل : نحدد قيمة المضروب فيه الثابت N من الصيغة (5.15) كما يلي :

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2}\, t$$

ونحدد مسبقاً قيم معامل الدموج أو التماسك c_v ، بالأخذ في الاعتبار أن $\gamma_w = 1\ \text{kgf/cm}^3 = 0.001\ \text{kgf/cm}^3$ وأن $1\ \text{cm/sec} \approx 3 \times 10^7\ \text{cm/year}$:

$$c_v = \frac{k_f}{a_v \gamma_w} \approx \frac{1 \times 10^{-8} \times 3 \times 10^7}{0.01 \times 0.001} = 30.000\ \text{cm}^2/\text{year}$$

عندئذ سنجد ما يلي :

$$N \approx \frac{9.87 \times 30000}{4 \times 500^2}\, t \approx 0.3\, t$$

ثم نحدد الهبوط المستقر الكلي لطبقة التربة ، عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل ، من الصيغة (5.9) كما يلي :

$$s = ha_v p = 500 \times 0.1 \times 20 = 10\ \text{cm}$$

ولحساب الهبوط s_t خلال سنة واحدة بعد التحميل ، نعوض (باستخدام الجدول ٢٦) في الصيغة (5.22) القيم التالية :

قيمة المقدار e^{-x} تبعاً لقيمة x

x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}
0.000	1.000	0.40	0.670	0.90	0.407	1.40	0.247
0.001	0.999	0.41	0.664	0.91	0.403	1.41	0.244
0.002	0.998	0.42	0.657	0.92	0.399	1.42	0.242
0.003	0.997	0.43	0.651	0.93	0.394	1.43	0.239
0.004	0.996	0.44	0.644	0.94	0.391	1.44	0.237
0.005	0.995	0.45	0.638	0.95	0.387	1.45	0.235
0.006	0.994	0.46	0.631	0.96	0.383	1.46	0.232
0.007	0.993	0.47	0.625	0.97	0.379	1.47	0.230
0.008	0.992	0.48	0.619	0.98	0.375	1.48	0.228
0.009	0.991	0.49	0.613	0.99	0.372	1.49	0.225
		0.50	0.607	1.00	0.368	1.50	0.223
0.01	0.990	0.51	0.601	1.01	0.364	1.51	0.221
0.02	0.980	0.52	0.595	1.02	0.351	1.52	0.219
0.03	0.970	0.53	0.589	1.03	0.357	1.53	0.217
0.04	0.961	0.54	0.583	1.04	0.353	1.54	0.214
0.05	0.951	0.55	0.577	1.05	0.350	1.55	0.212
0.06	0.942	0.56	0.571	1.06	0.346	1.56	0.210
0.07	0.932	0.57	0.566	1.07	0.343	1.57	0.208
0.08	0.923	0.58	0.560	1.08	0.340	1.58	0.206
0.09	0.914	0.59	0.554	1.09	0.336	1.59	0.204
0.10	0.905	0.60	0.549	1.10	0.333	1.60	0.202
0.11	0.896	0.61	0.543	1.11	0.330	1.61	0.200
0.12	0.887	0.62	0.538	1.12	0.326	1.62	0.198
0.13	0.878	0.63	0.533	1.13	0.323	1.63	0.196
0.14	0.869	0.64	0.527	1.14	0.320	1.64	0.194
0.15	0.861	0.65	0.522	1.15	0.317	1.65	0.192
0.16	0.852	0.66	0.517	1.16	0.313	1.66	0.190
0.17	0.844	0.67	0.512	1.17	0.310	1.67	0.188
0.18	0.835	0.68	0.507	1.18	0.307	1.68	0.186
0.19	0.827	0.69	0.502	1.19	0.304	1.69	0.185
0.20	0.819	0.70	0.497	1.20	0.301	1.70	0.183
0.21	0.811	0.71	0.492	1.21	0.298	1.71	0.181
0.22	0.803	0.72	0.487	1.22	0.295	1.72	0.179
0.23	0.795	0.73	0.482	1.23	0.292	1.73	0.177
0.24	0.787	0.74	0.477	1.24	0.289	1.74	0.176
0.25	0.779	0.75	0.472	1.25	0.286	1.75	0.174
0.26	0.771	0.76	0.467	1.26	0.284	1.76	0.172
0.27	0.763	0.77	0.463	1.27	0.281	1.77	0.170
0.28	0.756	0.78	0.458	1.28	0.278	1.78	0.169
0.29	0.748	0.79	0.454	1.29	0.275	1.79	0.167
0.30	0.741	0.80	0.449	1.30	0.273	1.80	0.165
0.31	0.733	0.81	0.445	1.31	0.270	1.81	0.164
0.32	0.726	0.82	0.440	1.32	0.267	1.82	0.162
0.33	0.719	0.83	0.436	1.33	0.264	1.83	0.160
0.34	0.712	0.84	0.431	1.34	0.262	1.84	0.159
0.35	0.705	0.85	0.427	1.35	0.259	1.85	0.157
0.36	0.698	0.86	0.423	1.36	0.257	1.86	0.156
0.37	0.691	0.87	0.419	1.37	0.254	1.87	0.154
0.38	0.684	0.88	0.415	1.38	0.252	1.88	0.152
0.39	0.677	0.89	0.411	1.39	0.249	1.89	0.151

x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}	x	e^{-x}
1.90	0.150	2.00	0.135	2.10	0.122	2.6	0.074
1.91	0.148	2.01	0.134	2.15	0.116	2.7	0.067
1.92	0.147	2.02	0.133	2.20	0.111	2.8	0.061
1.93	0.145	2.03	0.131	2.25	0.105	2.9	0.055
1.94	0.144	2.04	0.130	2.30	0.100	3.0	0.050
1.95	0.142	2.05	0.129	2.35	0.095	4.0	0.018
1.96	0.141	2.06	0.127	2.40	0.091	5.0	0.007
1.97	0.140	2.07	0.126	2.45	0.086	6.0	0.002
1.98	0.138	2.08	0.125	2.50	0.082	7.0	0.001
1.99	0.137	2.09	0.124	2.55	0.078	10.0	0.000

$$e^{-N} = e^{-0.3\times1} = 0.741 ;$$
$$e^{-9N} = e^{-9\times0.3\times1} = 0.067$$

عندئذ سنجد بأن هبوط الطبقة المبحوثة خلال سنة واحدة ، يساوي ما يلي :

$$s_1 = ha_{vp}\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9}e^{-9N}\right)\right] =$$
$$= 10\ [\ 1 - 0.81\ (0.741 + 0.007)\ ] = 3.9\ \text{cm}$$

ثم نحدد الهبوط بعد سنتين من نفس الصيغة (5.22) ، بالاكتفاء بأخذ الحد الأول من المتتالية كما يلي :

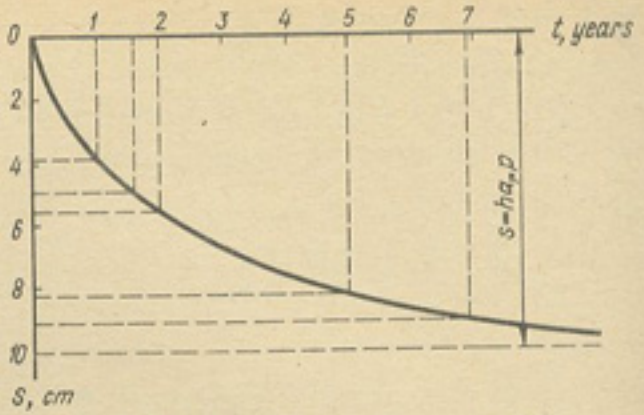
$$e^{-N} = e^{-0.3\times2} = 0.549 ;$$
$$s_2 = ha_{vp}\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\ e^{-N}\right] = 10\ [1 - 0.81 \times 0.549] = 5.6\ \text{cm}$$

أما الهبوط خلال خمس سنوات ، ($t = 5$) ، فسوف يساوي ما يلي :

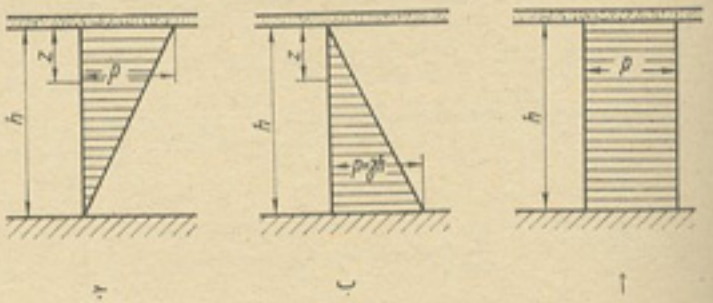
$$s_5 = 10\ (1 - 0.81\ e^{-0.3\times5}) = 8.2\ \text{cm}$$

إن المنحنى الخاص بتغيّر الهبوطات بمرور الزمن ، المرسوم طبقاً للمعطيات التي حصلنا عليها من المثال المبحوث أعلاه ، مبيّن في الشكل ٩٤ .

حالات أخرى للمسألة الأحادية البعد لدموج التربة . لقد بحثنا سابقاً الحالة الرئيسية أو الأساسية (الصفرية) ، عندما يعبر عن الرسم البياني لضغوط الدموج على عمق طبقة التربة ، بواسطة مستطيل معين (شكل ٩٥ ، أ) ، أي عند عدم تغير الضغط الكلي الناجم عن تأثير الحمل الخارجي على أي



شكل ٩٤ — رسم توضيحي لمثال حساب الهبوطات



شكل ٩٥ — حالات منوعة لتوزيع ضغوط التدميج أو التوطيد على امتداد العمق ، المسألة الأحادية البعد

عمق كان (مثلاً عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل) . أما الحالات المهمة الأخرى بالنسبة للتطبيق العملي ، فتكون كما يلي : الحالة ١ — عندما يزداد ضغط الدموج أو التدميج بزيادة العمق ، طبقاً لقانون المثلث (شكل ٩٥، ب) ؛ الحالة ٢ — عندما يقل ضغط الدموج بزيادة العمق طبقاً لقانون المثلث (شكل ٩٥ ، جـ) ، الحالات الموحدة — وهي حالات الرسوم البيانية على شكل شبه المنحرف ، لضغوط الدموج أو التدميج (التي تزداد أو تتناقص بزيادة العمق) .

الحالة ١ — ستحدث هنا زيادة خطية للضغوط بزيادة العمق ، مثلاً عند دموج أو توطيد التربة بتأثير وزنها الذاتي فقط ، أي عندما يكون (شكل ٩٥ ، ب) :

$$p_z = \frac{p}{h} z$$

إن حل المعادلة التفاضلية للدموج (5.12) للحالة المبحوثة (بوجود الظروف أو الشروط الحدودية التالية : $p_{\omega} = 0$ عند $z = 0$ و $dp/dz = 0$ عند $z = h$) يساعدعلى الحصول على صيغة لتحديد قيمة الضغط المسامي p_{ω} ، ومنه نستطيع تحديد درجة الدموج أو التماسك U_1 ، التي ستكون مساوية لما يلي :

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3}\left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \frac{1}{125} e^{-25N} \mp \dots\right) \quad (5.23)$$

عندئذ سنجد بأن هبوط طبقة التربة ، تحت تأثير ضغوط الدموج أو التدميج ، المتزايدة بزيادة العمق طبقاً للرسم البياني المثلث الشكل ، لأية فترة زمنية كانت ، (مع الأخذ في الاعتبار بأن قيمة الضغط المتوسط ستساوي $p/2$) يحدد من الصيغة التالية :

$$s_1 = \frac{h a_r p}{2}\left[1 - \frac{32}{\pi^3}\left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} + \dots\right)\right] \quad (5.24)$$

وتتلخص الحالة ٢ في نفس الحالات المبحوثة سابقاً ، وذلك لأن

$$p_t = p - \frac{p}{h} z$$

وبنتيجة حل المعادلتين التفاضليتين (5.12) و (5.18) نحصل للحالة المبحوثة هنا ، على المعادلة التالية

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^2}\left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} + \frac{1}{9}\left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9N} + \dots\right] \quad (5.25)$$

والهبوط لأية فترة زمنية سيساوي

$$s_2 = \frac{h a_r p}{2}\left\{1 - \frac{16}{\pi^2}\left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} + \frac{1}{9}\left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9N} + \dots\right]\right\} \quad (5.26)$$

I6-863

وبمقارنة الصيغ التي حصلنا عليها لدرجة الدموج أو التماسك لمختلف حالات ضغوط الدموج أو التوطيد ، يمكن أن نثبت بأن العلاقة المهمة التالية هي علاقة صحيحة قانونياً

$$U_2 = 2U_0 - U_1 \quad (5.27)$$

إن الصيغة (5.27) تساعد على حساب قيمة U_2 بواسطة القيمتين المعلومتين U_0 و U_1 ، بدون اللجوء إلى استخدام الصيغة (5.25) .

ونشير إلى أن الحالة ٢ المبحوثة أعلاه ، لتوزيع ضغوط الدموج ، تستخدم على نطاق واسع عند حساب هبوطات الأساسات ، وهذا ما سوف نبينه فيما يلي .

ولتبسيط الحسابات نقدم قيم المقدار N (جدول ٢٧) تبعاً لدرجةالدموج أو التماسك U لمختلف حالات ضغوط الدموج أو التوطيد : الضغط الموزع بانتظام (الحالة الصفرية) والضغوط المتغيرة تبعاً لقانون المثلث (الحالتان ١ و ٢) .

جدول ٢٧

قيم N لحساب هبوطات التربة ، باعتبارها دالة للزمن

$U = \frac{s_t}{s}$	قيم N للحالات التالية :			$U = \frac{s_t}{s}$	قيم N للحالات التالية :		
	٠	١	٢		٠	١	٢
0.05	0.005	0.06	0.002	0.55	0.59	0.84	0.32
0.10	0.02	0.12	0.005	0.60	0.71	0.95	0.42
0.15	0.04	0.18	0.01	0.65	0.84	1.10	0.54
0.20	0.08	0.25	0.02	0.70	1.00	1.24	0.69
0.25	0.12	0.31	0.04	0.75	1.18	1.42	0.88
0.30	0.17	0.39	0.06	0.80	1.40	1.64	1.08
0.35	0.24	0.47	0.09	0.85	1.69	1.93	1.36
0.40	0.31	0.55	0.13	0.90	2.09	2.35	1.77
0.45	0.39	0.63	0.18	0.95	2.80	3.17	2.54
0.50	0.49	0.73	0.24	1.00	∞	∞	∞

وإذا كان شكل توزيع ضغوط الدموج في طبقة التربة ، قريباً من شبه المنحرف ، عندئذ يتم تحديد القيمتين U و N بواسطة الاستكمال من الداخل لقيم N الجدولية للحالتين الصفرية و ١ (عند زيادة الضغوط مع العمق) وللحالتين الصفرية و ٢ (عند تناقص الضغوط) .

إن قيم المعاملين I و I' ، المستكملة من الداخل ، مدرجة في الجدول ٢٨ وتحدد تبعاً لنسبة ضغوط الدموج أو التدميج V عندما تكون $z = 0$ و $z = h$.

جدول ٢٨

قيم المعاملين I و I'

الحالة 0–1	V	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	I	1	0.84	0.69	0.56	0.46	0.36	0.27	0.19	0.12	0.06	0
الحالة 0–2	V	1	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4	5	7	10	20
	I'	1	0.83	0.71	0.62	0.55	0.50	0.45	0.39	0.30	0.23	0.13

إن قيم N للتوزيع شبه المنحرف لضغوط الدموج ، تحدد من الصيغ التالية :

للحالة 1 – 0 :

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0)\, I \qquad (D_1)$$

للحالة 2 – 0 :

$$N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2)\, I' \qquad (D_2)$$

وعند حساب الهبوطات بواسطة الجداول ، تعطى درجة الدموج أو التماسك (مثلاً ... ؛ 0.6 ؛ 0.4 ؛ $U = 0.2$) ثم تستخرج من الجدول ٢٧ قيم N المناظرة لها ، وباستخدام العلاقة الخاصة بقيم N [الصيغة (5.15)] يتم تحديد الزمن t المناسب أو المناظر لدرجة الدموج أو التماسك المعينة ، كما يلي :

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N \qquad (5.28)$$

ونشير هنا إلى أنه كما كان من المتوقع ، فإن حساب الهبوطات مباشرة بواسطة الصيغتين (5.22) و (5.26) أو بواسطة الجداول المساعدة أو الإضافية ، يعطي نتائج مطابقة لبعضها البعض .

مثال ١٠ : يطلب أن نحدد للمثال المبحوث أعلاه، لدموج أو تماسك طبقة التربة (التي ثخنها $h = 5\text{m}$) هبوط الطبقة المذكورة والزمن المناظر لنسب من الهبوط الكلي قدرها 0.5 و 0.9 .

الحل : في المثال السابق حصلنا على الهبوط الكلي الذي يساوي $s = 10\text{cm}$ ومعامل الدموج وقدره $c_v = 30\,000\ \text{cm}^2/\text{year}$.

وبالنسبة للمقدار $U_0 = s_t/s = 0.5$ نجد بأن الهبوط يساوي :

$$s_t = U_0\, s = 0.5 \times 10 = 5\ \text{cm}$$

ومن الجدول ٢٧ نجد بأن $N_0 = 0.49$ عندئذ يكون لدينا ما يلي :

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N_0 = \frac{4 \times 500^2}{9.87 \times 30\,000} \cdot 0.49 \approx 1.6\ \text{year}$$

أي الزمن اللازم هو ١,٦ سنة .

وبنفس الطريقة تماماً ، نجد الزمن الخاص بدرجة الدموج للمعطيات

$U_0 = 0.9$ و $s_t = 0.9 \times 10 = 9\ \text{cm}$ ، $N_0 = 2.09$ ، ويساوي ما يلي :

$$t = \frac{4 \times 500^2}{9.87 \times 30.000} \times 2.09 \approx 6.9\ \text{year}$$

أي الزمن اللازم هو ٦,٩ سنة .

وإذا وضعنا قيم الهبوط التي حصلنا عليها ، على الرسم البياني المخطط مسبقاً (لاحظ الشكل ٩٤) ، عندئذ كما كان من المتوقع ، سنجد بأن النقاط الجديدة ، ستقع تماماً على المنحني المرسوم باستخدام الصيغ التحليلية .

حساب بنية أو تركيب التربة وانضغاطية الماء المسامي الحاوي للغازات .

استناداً إلى نظرية التماسك المسامي أو الدموج بالترشيح (نظرية تيرتساغي – غيرسيفانوف) نجد بأن الضغط الخارجي ، ينتقل في اللحظة الأولى لتسليط الحمل في كتلة التربة ، انتقالا كلياً إلى الماء المسامي . ولكن إذا احتوت التربة على أربطة بنيوية أو تركيبية ، عندئذ كما تبيّن التجارب المناظرة أو الخاصة بذلك (التي أجريت في معهد الهندسة المدنية في موسكو وغيره من المؤسسات العلمية) . نجد بأن الضغط المنتقل إلى الماء ، لايؤلف إلا جزءاً معيناً من الضغط الخارجي ، وكلما قل هذا الجزء ، كلما كان تركيب أو بنية التربة أقوى وأوضح ، أو كانت التربة مدمجة أكثر مسبقاً . والأمر الأخير يتميز بمعامل الضغط المسامي الابتدائي β_0 ، الذي يحدد من الصيغة التالية :

$$\beta_0 = \frac{p_{w0}}{p} \qquad (5.29)$$

حيث : p_{w0} – الضغط المسامي الابتدائي في التربة المشبعة بالماء عند الحمل p

(دالة المقاومة البنيوية أو التركيبية لأنضغاط التربة) ،
المحدد في تجارب كبس عيّنات التربة ذات التركيب أو
البنية السليمة ، بواسطة قياس قيمة الضغط المسامي الابتدائي.

وكما بيّنا في الفصل الثاني ، فإن الماء المسامي الحاوي للغازات ، يتميّز بانضغاطية كبيرة . وهنا نجد بأن معامل الانضغاطية يساوي ما يلي [الصيغة (2.40)] :

$$a_w = (1 - I_w)\frac{1}{p_a}$$

حيث : I_w — معامل تشبّع التربة بالماء ؛
p_a — قيمة الضغط الجوي الطبيعي (١ كجم ق / سم٢) .

ونشير إلى أنه إذا علمت قيمة المعامل β_0 ، مسامية التربة n ومعامل الانضغاطية اللحظية a_{ins} ، عندئذ يمكن تحديد قيمة معامل انضغاطية الماء المسامي a_w (بدقة كبيرة) من الصيغة التالية :

$$a_w = \frac{a_{ins}(1 - \beta_0)}{\beta_0 n} \qquad (5.30)$$

إن حل المعادلة التفاضلية للدموج أو التماسك (5.12) مع الأخذ في الاعتبار الانتقال غير الكلي للضغط إلى الماء المسامي ، وانضغاطية الماء المسامي الحاوي للغازات ، كل ذلك يساعد على تحديد درجة الدموج أو التماسك ومقدار الهبوطات لأية فترة زمنية ، بواسطة الصيغ السابقة الذكر ، مع إدخال بعض التصحيح عليها . وذلك بفرض ما يلي بالذات :

$$c_w = \frac{k_f}{a_r \gamma_w}\beta_0 \qquad (5.31)$$

علماً بأن

$$\beta_0 = \beta_{str} B \qquad (5.32)$$

ومنها نجد أن

$$B = \frac{1}{1 + \frac{a_w}{a_r} n \beta_{str}} \qquad (5.33)$$

حيث : β_{str} — معامل تأثير الأربطة التركيبية أو البنيوية على قيمة الضغط المسامي ؛
B — معامل تأثير انضغاطية الماء المسامي على قيمة الضغط المسامي .

وسوف تأخذ صيغ الهبوط ، الشكل التالي :

للحالة الأساسية :

$$s_{w(1)} = h a_r p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} B \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots\right)\right] \qquad (5.22')$$

وللحالة الأولى :

$$s_{1(1)} = \frac{h a_r p}{2}\left[1 - \frac{32}{\pi^3} B \left(e^{-N} - \frac{1}{27} e^{-9N} - \dots\right)\right] \qquad (5.24')$$

وللحالة الثانية :

$$s_{2(1)} = \frac{h a_r p}{2}\left\{1 - \frac{16}{\pi^2} B \left[\left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} + \frac{1}{9}\left(1 + \frac{2}{3\pi}\right) e^{-9N} + \dots\right]\right\} \qquad (5.26')$$

حيث

$$N = \frac{\pi^2 c_w}{4 h^2} t$$

ونشير إلى أنه بالنسبة للتربة غير المتماسكة البنية والتربة ذات البنية الضعيفة التماسك ، لدينا $\beta_{str} = 1$ ؛ عندئذ سنحصل من المعادلة (5.32) على $\beta_0 = B$. أما إذا كانت $a_w = 0$ ، عندئذ بالنسبة لمعامل الدموج أو التماسك ، ستصحّ الصيغة الآنفة الذكر ، الخاصة به ، وهي الصيغة (5.11) المستخدمة في نظرية التماسك المسامي الخالص (الدموج الخالص بالترشيح) .

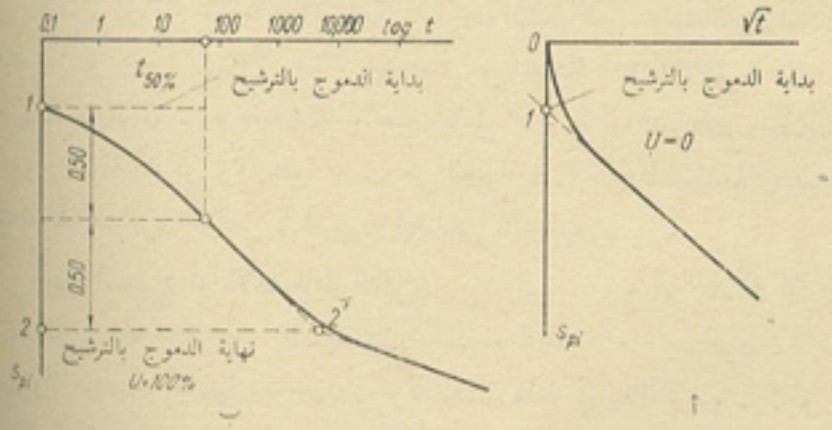
قيمة الدموج أو الانضغاط الثانوي . إن قيمة دموج أو تماسك التربة بالضغط ، المحددة حتى بالنسبة للتربة المشبعة تماماً بالماء ، ستكون مطابقة بصورة صحيحة لعملية دموجها أو توطيدها ، فقط في حالة وصول الدموج أو التماسك إلى درجة معينة من درجاته (تختلف باختلاف الدموج والانضغاطية) وذلك لأنه في حالة فترة الدموج الطويلة ، ستؤثر على عملية الدموج أو

التماسك ، الأربطة التركيبية الغروانية المائية الحديثة النشوء وكذلك المؤثرات الثانوية ، المعتمدة أو المتعلقة بزحف الهيكل المعدني للتربة والأغلفة الغروانية المائية الرقيقة للدقائق الصلبة . وسوف نشير هنا فقط إلى حدود تطبيق أو استخدام التماسك المسامي (أو الدموج بالترشيح) تبعاً لدرجة الدموج التي وصلت إليها ، وذلك لأن مسائل زحف التربة ، الذي يعتمد على خواصها الانسيابية ، ستبحث في فصل خاص ، هو الفصل السادس من هذا الكتاب.

وعند تسليط الحمل الخارجي على التربة المشبعة بالماء ، سيلاحظ في بداية الأمر انضغاط لحظي (انضغاط أدياباتي كاتم للحرارة ، يعتمد على انضغاطية الماء المسامي) ، ثم عملية الدموج المسامي أو الدموج بترشيح الماء ، التي تعتمد على الماء المطرود من مسام التربة ، وأخيراً تضاف إلى ذلك عملية الدموج (الانضغاط) الثانوي أو زحف هيكل التربة ، التي تعتمد على الزحزحات غير المستعادة أو غير المتجددة للدقائق ومركبات الدقائق والأغلفة الغروانية المائية وغير ذلك ، عندما يصبح اعتصار أو طرد الماء قليلاً للغاية .

ولأجل التحديد التقريبي لبداية مرحلة التماسك المسامي أو الدموج بالترشيح ، سنشرح باختصار طريقة الأستاذ تايلور .

إن بداية التماسك المسامي أو الدموج بالترشيح ، تحدد بواسطة بداية قسم منحني الدموج ، المرسوم بالإحداثيين s_t و $\sqrt{t}$ (شكل ٩٦) . ولما كانت



شكل ٩٦ – تحديد الطور (أو المرحلة) الترشيحي لدموج التربة المشبعة بالماء :
أ – بداية الدموج بالترشيح ، ب – نهاية الدموج بالترشيح

عملية حدوث أو سريان الهبوط المسامي أو الهبوط الترشيحي ، متناسبة مع المقدار $\sqrt{t}$ ، إذن بمد القسم المستقيم من منحني الدموج إلى محور الهبوطات (شكل٩٦، أ) نحصل على النقطة المناظرة لبداية الدموج بالترشيح (أي $U=0$).

إن نهاية الدموج بالترشيح ($U=100\%$) تحدد (بطريقة كازاغراندي) من نفس المنحني السابق ، ولكن المرسوم في النظام الإحداثي نصف اللوغاريتمي (s_t و $\log t$) بإيجاد نقطة تقاطع القسم السفلي لمنحني الدموج بالترشيح مع القسم الأخير من المنحني ، المناظر للدموج أو التماسك الثانوي (شكل٩٦، ب) الذي سيكون استناداً إلى تجارب الأستاذ بيوسمان وغيره ، عند الفترات الزمنية الكبيرة ، مرتبطاً بعلاقة خطية مع المقدار $\log t$.

وهكذا ، فيمكن في الحدود التي حصلنا عليها ، أن نعتبر بأن تحديد عملية توطيد التربة المشبعة بالماء ، سيتم أساساً بواسطة الدموج بالترشيح أو الدموج الناجم عن الترشيح ، وتستمر بعد ذلك هذه العملية ، على حساب الدموج الثانوي أو الإضافي .

ويمثل الهبوط الناجم عن الترشيح ، على محور الهبوطات ، بالقطعة أو القسم 2–1 (شكل ٩٦ ، ب) .

ويمكن بسهولة معرفة أو تحديد نهاية عملية الدموج الناجم عن الترشيح (الدموج بالترشيح) بطريقة تجريبية أيضاً ، وذلك بواسطة القياس الدقيق للضغط المسامي الفائض أو الزائد . وإذا كانت زيادة الضغط المسامي ، مساوية للصفر عملياً ، عندئذ يمكن اعتبار عملية التوطيد أو الدموج بالترشيح ، منتهية أما الهبوط المستمر ، فيمكن اعتباره بمثابة تشوّه أو انفعال ناجم عن زحف هيكل التربة .

البند ٤ – المسألة المستوية والمسألة المجسمة لنظرية دموج التربة بالترشيح

المعادلات التفاضلية للدموج . لقد بحثنا في الفقرة السابقة المعادلة التفاضلية لدموج التربة بالترشيح ، للمسألة الأحادية البعد ، والحل الذي حصلنا عليه لهذه المعادلة لعدد من الحالات المختلفة . ويمكن التعبير عن هذه المعادلة بواسطة

دالة ضغوط الماء [الصيغة (5.13)] وذلك لسهولة مطابقتها مع الشرح اللاحق :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$$

حيث $c_v = \frac{k_f}{a_f \gamma_w}$ تمثل معامل الدموج للمسألة الأحادية البعد [الصيغة (5.2)] .

وبالنسبة للمسألتين المستوية والمجسمة ، نجد بأن المعادلات التفاضلية لنظرية الدموج بالترشيح ، قد وضعت أو صيغت بشكل أكثر بساطة ، من قبل الأستاذ فلورين :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c'_v \nabla^2 H \qquad (5.34)$$

حيث $c'_v = \frac{k_f (1 + \xi_0)}{2 \gamma_w a_f}$ تمثل معامل الدموج للمسألة المستوية ؛

ξ_0 — معامل الضغط الجانبي للتربة ، المسألة المستوية

Θ — مجموع الاجهادات الرئيسية في النقطة المبحوثة الناجمة عن تأثير الحمل الخارجي ؛

وللمسألة المجسمة أو الفراغية :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3\gamma_w} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial t} + c''_v \nabla^2 H \qquad (5.35)$$

حيث : $c''_v = \frac{k_f (1 + 2\xi_0)}{3 \gamma_w a_f}$ تمثل معامل الدموج للمسألة المجسمة ؛

$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$ تمثل عامل لابلاس .

ونشير هنا إلى أنه عند حساب معاملات دموج التربة ، تؤخذ في الصيغ المذكورة (5.13) ، (5.34) ، (5.35) بعض القيم المتوسطة للخواص أو العوامل الداخلة فيها وهي : معامل الترشيح ، معامل الانضغاطية النسبية ، معامل الضغط الجانبي للتربة في حالة السكون وغير ذلك .

إن حساب تغيّر أو تبدّل المعاملات المميّزة لخواص التربة المنضغطة ، لم ينتشر في الوقت الحاضر وذلك نظراً لصعوبته البالغة . ولكن هناك طريقة عامة (طريقة فلورين) لأخذ التكامل الحسابي للمعادلات التفاضلية للمسألتين المستوية والمجسمة للدموج . وتعطى هذه الطريقة إمكانية أخذ تغيّر خواص التربة في الاعتبار . أما الحلول المقفلة والحلول الجدولية ، فقد تم التوصل إليها بالنسبة لعدد قليل من الحالات فقط .

وإذا استطعنا بواسطة حل المعادلة التفاضلية المناظرة ، الخاصة بالدموج ، الحصول على قيمة علوّ الضغط الوقت المعيّن t ، عندئذ ستحدد قيمة الهبوط s_t في النقطة المبحوثة ، من الصيغة التالية :

$$s_t = s - (1 - \mu_f) \gamma_w a_f \sum_1^{h_a} H \Delta z \qquad (5.36)$$

حيث s — الهبوط النهائي التام (المستقر) ؛

h_a — العمق الفعال للانضغاط (راجع البند القادم) .

تأثير الحمل الموزّع بانتظام على المساحة المستطيلة . إن مسألة دموج التربة المشبّعة بالماء بتأثير الحمل الموضعي الموزع بانتظام ، في ظروف المسألة المجسمة للفراغ النصفي المتجانس (كتلة التربة المتجانسة) قد بحثت من قبل العالمين جيبسون وماك — نيمي . حيث تم التوصل إلى وضع الصيغة التالية لدرجة دموج النقطة الزاوية U_c من مساحة التحميل المستطيلة :

$$U_c = \frac{\int_0^T \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt} \qquad (5.37)$$

حيث $T = \frac{c''_v t}{L^2}$ — تمثل عامل الزمن (العامل الزمني) ؛

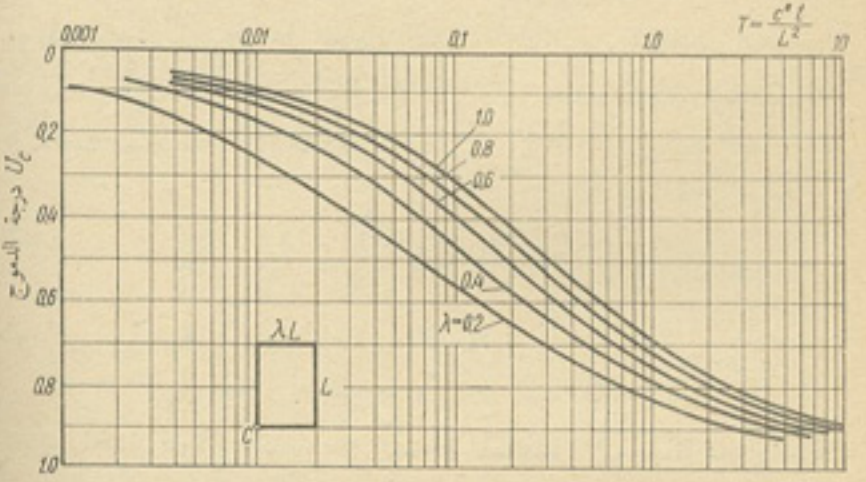
c''_v — معامل الدموج ؛

t — الزمن ؛

L — طول مساحة التحميل المستطيلة ؛

λ — نسبة أضلاع مساحة التحميل المستطيلة (نسبة العرض إلى الطول) .

ولتبسيط الحسابات ، تم وضع الرسم البياني (شكل ٩٧) الذي يمكن بموجبه ، أن نحدد بواسطة القيمة $T = c_v\, t/L^2$ ، درجة الدموج U_c لعدد من قيم λ (يتراوح من ٢ر٠ إلى ١ر٠) .



شكل ٩٧ – الرسم البياني الذي وضعه الأستاذ جيبسون لتحديد درجة دموج التربة المشبعة بالماء ، تحت النقطة الزاوية C لمساحة التحميل المستطيلة الشكل

أما فيما يتعلق بقيمة الهبوط الكلي للتربة s_c تحت زاوية مساحة التحميل المستطيلة ، فإنها يمكن أن تحدد من الصيغة (5.4) للفراغ النصفي الخطّي التشوّه ، التي تكون على الشكل التالي :

$$s_c = \frac{\omega_c\, p b\, (1 - \mu_c^2)}{E_t} \qquad (5.4')$$

حيث ω_c — معامل الشكل للنقطة الزاوية C (لاحظ الجدول ٢٥) ؛

p — وحدة الحمل المؤثرة على مساحة التحميل المستطيلة ؛

b — عرض مساحة التحميل .

وبمعرفة قيمة الهبوط s_c ودرجة الدموج U_c ، يمكن بسهولة حساب هبوط النقطة الزاويّة ، المناظر لأية فترة زمنية كانت مثل t :

$$s_t = s_c\, U_c \qquad (5.21')$$

وباستخدام طريقة النقاط الزاويّة والرسم البياني المذكور (شكل ٩٧) يمكن تحديد قيمة الهبوط لأية نقطة من نقاط التربة .

ونشير هنا إلى أن حساب قيمة s_c يمكن أن يبسط جداً ، إذا استخدمنا معاملات طبقة التربة المكافئة (راجع الجداول ٢٩ – ٣١ في البند رقم ٦) .

المسألة المتماثلة المحور لنظرية الدموج . لهذه المسألة أهمية عملية كبيرة ، مثلاً عند تصميم مصرف الماء الرأسي المستخدم لتعجيل دموج وتوطيد أو تقوية التربة المشبعة بالماء الرخوة .

وفي حالة المصرف الرأسي للماء ، يمكن كتابة المعادلة التفاضلية للمسألة المجسمة للدموج ، على الشكل التالي :

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) + c_z \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \qquad (5.38)$$

حيث c_r و c_z — معاملات الدموج (النصف قطري والرأسي المحوري) ؛

r — نصف قطر مصرف الماء الرأسي (الرملي) .

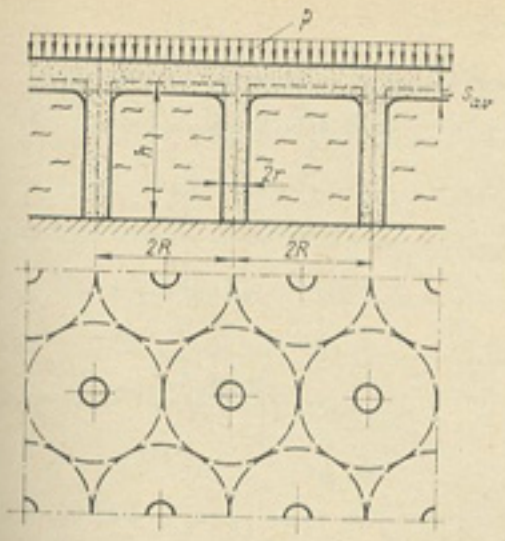
إن حل المعادلة (5.38) يستند إلى نظرية تحليل التيار نصف القطري (الشعاعي) الفراغي إلى تيارين أحدهما مستو والآخر خطّي (طريقة كاريللو ١٩٤٢) الأمر الذي يساعد باستخدام التكامل العددي ، الحصول على معطيات لرسم منحنيات درجة الدموج : نصف القطري U_r والمحوري U_z ، وبواسطتهما إيجاد الدموج العام للتربة U_Σ :

$$U_\Sigma = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \qquad (5.39)$$

أما إذا أخذنا في الاعتبار المقاومة البنيوية (التركيبية) لانضغاط التربة المتزوحة الماء أو المجففة p_{st} وظاهرة التدرج الابتدائي للضغط i_0 ، فسوف تتعقد المسألة عندئذ إلى حد كبير .

وسوف نقدم هنا الحل المقفل فقط ، الذي حصلنا عليه لحالة « التشوهات أو الانفعالات الرأسية المتساوية » وهو الحل الملائم للغاية والمستخدم حالياً في الحسابات العملية أو التطبيقية .

وإذا كان سطح كتلة التربة أو الهضبة المجففة ، مغطى بطبقة نافذة للماء (لايقل ثخنها عادة عن قطر مصرف الماءأو قناة الصرف ، شكل٩٨) ، فإن هذه الطبقة كما تبيّن التجارب ، تعدّل أو تسوّي الهبوطات ، ولهذا السبب عند إجراء حسابات المصرف الرأسي للماء ، يمكن الانطلاق من شرط التشوهات أو الانفعالات



شكل ٩٨ – الرسم التخطيطي للصرف الرأسي للماء (التجفيف الرأسي)

المتساوية أو المتعادلة ، أي بافتراض أن كل سطح القسم المجفف من كتلة التربة أو الهضبة ، يهبط بصورة متساوية .

وفي هذه الحالة تستبدل المعادلة (5.38) بمعادلة تفاضلية تقريبية من الرتبة الأولى ، يمكن وضع حلها المقفل (الذي قدمه الأستاذ أبيليف) للقيمة المتوسطة لدرجة الدموج النصف قطري U_r لكل الطبقة المجففة ، على الشكل التالي :

$$U_r \approx \left[1 - \frac{p_{st}}{p} - \frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_w i_0}{P} \left(R - \frac{r^3}{R^2} \right) \right] \left(1 - e^{-M' t} \right) + \frac{p_{st}}{p} \qquad (5.40)$$

حيث

$$M' \approx \frac{k_f}{a_f \gamma_w \left(\frac{R^2}{2} \ln \frac{R}{r} - \frac{3}{8} R^2 \right)}$$

R – نصف قطر تأثير مصرف الماء (نصف المسافة بين محاور مصرف الماء) ؛

r – نصف قطر مصرف الماء أو قناة الصرف ؛

p – الضغط الخارجي الموزع بانتظام (وحدة الحمل) .

وإذا كان التدرج الابتدائي للضغط أو علوّ الضغط ، مساوياً للصفر ($i_0 = 0$) الأمر الذي ينطبق في حالات كثيرة على التربة الرخوة ؛ عندئذ تأخذ المعادلة (5.40) الشكل التالي الأكثر بساطة :

$$U_r = \left[1 - \frac{p_{st}}{p} \right] \left(1 - e^{-M' t} \right) + \frac{p_{st}}{p}$$

أو الشكل

$$U_r \approx 1 - \frac{p - p_{st}}{p} e^{-M' t}$$

إن قيمة درجة الدموج U_r (الرأسي) تحدد من الصيغة (5.19) كما يلي :

$$U_r \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-M' t}$$

حيث

$$M = \frac{\pi^2 c_x}{4 h^2}$$

وفي الحالة المبحوثة أعلاه ، يتم تحديد الهبوط لأية فترة زمنية كانت ، من الصيغة السابقة (5.21) :

$$s_t = s\, U_\Sigma = h a_f p\, U_\Sigma \qquad (5.21^*)$$

حيث يتم تحديد قيمة U_Σ من الصيغة (5.39) .

ونشير هنا إلى أن حل المعادلة التفاضلية لمسألة الدموج المتماثلة المحور ، في الحالة أو الشرط الذي تكون فيه الهبوطات عنده ، بالقرب من مصرف المياه ، غير مساوية للهبوطات الحاصلة خارج مصرف المياه ، ولكن مع الأخذ في الاعتبار أن المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة p_{st} والتدرّج الابتدائي للضغط i_0 ، قد تم الحصول عليهما أيضاً ، ولكن بشكل أكثر تعقيداً – في دوال بيسيل ونيمان ، من رتبة الصفر والرتبة الأولى .

البند ٥ – حساب هبوطات الأساسات بطريقة الجمع الطبقي
(طبقة فطبقة)

إن لحساب هبوطات الأساسات أهمية عملية بالغة في الوقت الحاضر ، وذلك لأنه بدون معرفة قيمة الهبوط التصميمي ، لا يمكن تصميم الأساسات طبقاً للمتطلبات القياسية الخاصة بالتشوّهات أو الانفعالات القصوى (الحدية) للقواعد الأرضية .

إن هبوطات أساسات المباني أو الانشاءات ، هي عبارة عن تلك الإزاحات الرأسية ، الناجمة عن تشوّه قواعدها تحت تأثير الحمل الناتج عن الأساسات بالذات . وعند إقامة أو إنشاء الأساسات ، يتألف هبوطها العام أو الكلي ، في الظروف الإنشائية العصرية ، من ثلاث قيم للهبوط هي كالآتي : ١ – قيمة الهبوط غير المرن (البنيوي أو التركيبي) المتخلف أو الباقي كلياً ، مع تهصّر الطبقة العليا للتربة عند تحضير أو حفر الخندق بالحفارات أو مكنات الحفر ؛ ٢ – قيمة انبثاقات التربة الموضعية اللدنة (نتيجة لعدم استقامة أو تمهيد السطح) في لحظة وضع أو إقامة الأساسات وتحميلها ؛ ٣ – قيمة هبوطات التوطيد أو الدموج المتواصلة والزحف المتضائل للمنطقة المنضغطة من التربة تحت الأساسات .

إن النوعين الأولين من الهبوط ، الداخلين ضمن الهبوط العام أو الكلي ، بالرغم من ظهورهما في بداية عملية الإنشاء ، مع عدم انتظامهما ، مما يمكن نشوء قوى أو إجهادات إضافية في هذه الحالة ، لايؤخذان في الاعتبار عند تصميم الانشاءات ؛ ويجب تجنب هذه الهبوطات ، ولهذا الغرض يجب حفر وتجهيز الخندق بصورة دقيقة وجيدة .

والنوع الثالث من الهبوط الداخل ضمن الهبوط العام أو الكلي – التشوه أو الانفعال المستمر لدموج القواعد – سيكون أكبر أنواع الهبوط من حيث القيمة ، ويعتمد على خواص تربة منطقة الانضغاط الفعالة بأجمعها الواقعة تحت الأساسات ، التي تؤثر على سمكها أبعاد وجسوءة الأساسات ودموج التربة أو الأرض .

ومن المهم أن نشير هنا ، بأن التنبؤات الخاصة بهبوطات القواعد الأرضية أو قواعد التربة ، ستكون مطابقة تماما للواقع ، عندما تكون الخواص التصميمية للتربة قد حددت بدقة كافية وبالعدد اللازم من المرات أو التكرار ، وحددت بصورة صحيحة الشروط الحافيّة أو الحدوديّة ، عند الحل الدقيق للمسألة .

وقبل البدء في حساب هبوطات الأساسات ، يجب أن يتوفر لدينا مايلي : ١) التركيب الجيولوجي لموقع الإنشاء ، مع بيان سمك أو ثخن طبقات التربة المنفردة ، مستوى المياه الجوفية ، وحتماً الخواص الميكانيكية الطبيعية (الفيزيائية) لتربة القاعدة ، على مدى طبقة الانضغاط الفعالة بأكملها (معاملات المسامية ، الانضغاطية ، مقاومة القصّ ، وكذلك التربة المتماسكة – معاملات الترشيح ، المقاومة البنيوية أو التركيبية ، التدرج الابتدائي للضغط ؛ وللتربة الطينية الكثيفة واللزجة – بارامترات الزحف) ؛

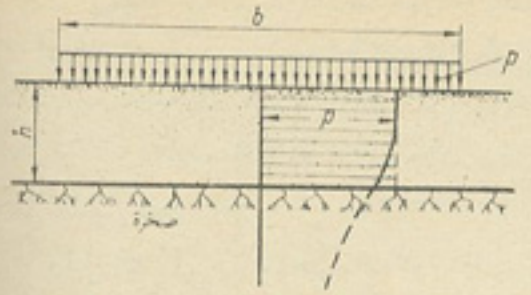
٢) أبعاد وشكل الأساسات (طبقاً للحسابات التمهيدية المسبقة) وحساسية الانشاءات نحو الهبوطات غير المنتظمة (الأساسات غير المتصلة أو غير المتواصلة ، الأساسات الهيكلية الجاسئة ، الأساسات الضخمة وغيرها) ؛

٣) المعطيات المتعلقة بعمق الأساسات والحمل المؤثر على التربة والناجم عن القطع الانشائية الواقعة فوق الأساسات .

والمعيار النهائي أو الأخير لاستخدام هذه الطريقة أو تلك ، لحساب هبوطات الأساسات ، هو نتائج المراقبات الطبيعية المباشرة لهبوطات الأساسات ومقارنتها مع القيم التصميمية للهبوطات .

التطبيق أو الاستخدام المباشر للمسألة الأحادية البعد . بالنسبة للانشاءات التي تشغل مساحة كبيرة في المسقط الأفقي والمقامة على طبقة من التربة المنضغطة ، الواقعة على صخور صلدة ، في حالة السمك أو الثخن غير الكبير لطبقة التربة (بالضبط عند ثخن يساوي $h \leqslant b/4$ وبصورة تقريبية عند ثخن يساوي $h < b/2$) يمكن بدون خطأ يذكر ، أن نستخدم لحساب قيم الهبوطات وتضاؤلها أو اضمحلالها بمرور الزمن ، نفس الحلول المبحوثة سابقاً للمسألة الأحادية البعد لدموج أو توطيد التربة (شكل ٩٩) .

ولكن تجدر الإشارة هنا ، إلى أن كافة الصيغ التي ذكرناها سابقاًلهبوطات القواعد الأرضية (قواعد التربة) ، ستكون صحيحة فقط لطور دموج أو توطيد التربة ، أي سيكون الشرط الضروري لتطبيق أو استخدام العلاقة المذكورة سابقاً للهبوطات ، كالآتي :



شكل ٩٩ – الرسم التخطيطي لاستخدام أو تطبيق المسألة الأحادية البعد لدموج التربة

$$p \leqslant p_{in\,cr} \qquad (5.41)$$

حيث p – الحمل الفعال المؤثر على التربة (الضغط الخارجي) ؛

$p_{in\,cr}$ – الضغط الحرج الابتدائي [الصيغة (4.2)] ، أي الضغط الذي عنده لا تظهر تحت الأساس مناطق التوازن النهائي (مناطق القص أو الزحزحة) .

وفي الحالة المبحوثة ، لأجل تعيين أو تحديد الهبوط الكلي المستقر للأساسات ستكون الصيغة (5.9) صحيحة لهذا الغرض ، أو الصيغة المطابقة لها (5.9′).

وهكذا سوف نحصل على العلاقتين الرئيسيتين التاليتين :

$$s = h a_v p$$

أو :

$$s = h \frac{\beta}{E_t} p$$

ولحساب تضاؤل أو اضمحلال هبوطات التربة الطينية المشبعة بالماء ، بمرور الزمن ، ستصح أو تنطبق على ذلك العلاقة أو الصيغة (5.22) المستنتجة في السابق :

$$s_t = s\left[1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9}\, e^{-9N}\right)\right]$$

وإذا كانت التربة ذات مقاومة بنيوية أو تركيبية p_{st} ، عندئذ يمكن

I7-863

اعتبار هبوطها مؤلفاً من حدين ، أي :

$$s' \approx h a'_v p_{st} + h a_v (p - p_{st}) \qquad (5.9'')$$

حيث a'_v – معامل الانضغاطية النسبية ، عند ضغوط تقل عن p_{st} .

وبما أنه دائماً لدينا $a'_v < a_v$ ، عندئذ يمكن إهمال الحد الأول من الصيغة (5.9″) نظراً لضآلته ، وبوضع $p - p_{st} = p_0$ نحصل على

$$s' \approx h a_v p_0 \qquad (5.9''')$$

وبالنسبة للتربة المتماسكة والمدمجة ، المتميزة بقيمة معينة لمعامل الضغط المسامي الابتدائي β_0 ، يجب أن نضع قبل القوسين المنحنيين في الصيغة (5.22) المضروب فيه B ، الذي يأخذ في الاعتبار الانتقال غير التام أو غير الكلي للضغط إلى هيكل التربة وتركيبه [الصيغتان (5.22′) و (5.33)] .

تأثير التدرج الابتدائي للضغط . إذا كان الترشيح في التربة المتماسكة ، لايمكن أن يحدث إلا عندما يكون التدرّج ، أكبر من التدرج الابتدائي المعين للضغط i_0 ، عندئذ سنجد بأن طبقة التربة المنضغطة (حتى في حالة المسألة الأحادية البعد ، عند ثبات ضغط التدميج أو الدموج p على امتداد العمق) سوف لا تتشوه تشوهاً كلياً ، بل جزئياً فقط .

ويبيّن الشكل ١٠٠ ، الرسوم البيانية للقيم النهائية للضغط (علو الضغط) في طبقة التربة في حالة الترشيح في اتجاهين (إلى الأعلى وإلى الأسفل) وتأثير الضغط المنتظم p kgf/cm² .

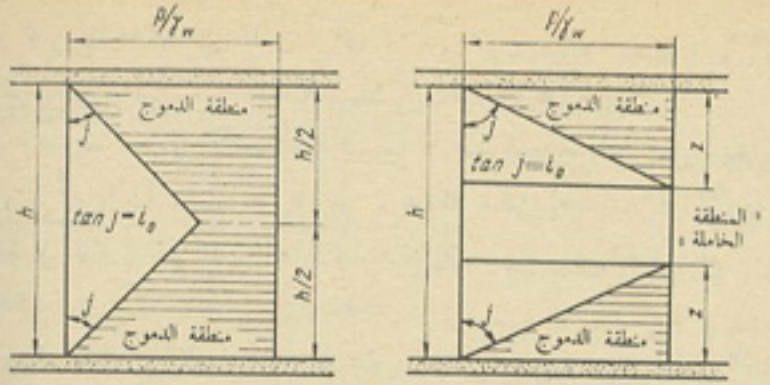
وقد عبر عن التدرج الابتدائي للضغط ، على الرسم البياني للضغوط الزائدة أو الإضافية p/γ_w ، بظل الزاوية j ، أي كما يلي :

$$\tan j = i_0 \qquad (E_1)$$

وسيبدأ ترشيح الماء ودموج التربة فقط بالنسبة لتلك المناطق التي سيكون فيها تدرج الضغط ، أكبر من التدرج الابتدائي ($i > i_0$) ، وهنا يمكن حدوث حالتين من الحالات (لاحظ الشكل ١٠٠ ، أ و ب) .

وللحالة الأولى ، نجد من الرسم التخطيطي (شكل ١٠٠ ، أ) أن

$$z = \frac{p}{\gamma_w} \cot j = \frac{p}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{\tan j} = \frac{p}{\gamma_w i_0} \qquad (E_2)$$



شكل ١٠٠ – الرسم التخطيطي لدموج التربة عند وجود التدرج الابتدائي للضغط :
أ – منطقة الدموج لا تصل إلى عمق $h/2$ ، ب – منطقة الدموج تمتد على مدى العمق كله ، ولكن الدموج لا يكون تاماً

وفي هذه الحالة ، سيكون العمق z أقل من نصف ارتفاع الطبقة – سيكون الهبوط الكلي مساوياً لمساحة المثلثات المظللة ، مضروبة في المقدار a_v ، أي

$$s_1 = 2\, a_v \frac{z\,p}{2} \qquad (E_3)$$

أو

$$s_1 = z a_v p \qquad (E_4)$$

وبتعويض قيمة z المأخوذة من الصيغة (E_2) نحصل على

$$s_1 = a_v \frac{p^2}{i_0 \gamma_w} \qquad (5.42)$$

ونفس الشيء تماماً بالنسبة للحالة الثانية (شكل ١٠٠ ، ب) عند القيمة الأصغر للتدرج ($i_0 = \tan j$) مع الأخذ في الاعتبار بأن هبوط التربة يساوي مساحة الضغوط الفعّالة (أي يساوي $ph - F_w\gamma_w$ ، حيث F_w تمثل مساحة الرسم البياني للضغوط الفائضة أو الزائدة في الماء المسامي) ، مضروبة في معامل الانضغاطية النسبية a_v ، نحصل عندئذ على

$$s_2 = a_v h\left(p - \frac{1}{4}\, i_0\, h\, \gamma_w\right) \qquad (5.43)$$

وهكذا نجد بأنه في الحالات المبحوثة ، سيكون الهبوط الخاص بالتربة المتماسكة ، أقل من الهبوط المحدد من الصيغة الرئيسية (5.9) .

ونشير إلى أن تحديد درجة الدموج أو التوطيد U في الحالات المبحوثة ، كما يمكن إثباته تحليلياً ، عند الترشيح في الاتجاهين (إلى الأعلى وإلى الأسفل) يتلخص أو ينحصر في الحالة الرئيسية O المبحوثة سابقاً [الصيغة (5.22)] أما في حالة الترشيح في اتجاه واحد (إلى الأعلى) للرسم البياني المخطط في الشكل ١٠٠ ، أ – ينحصر في الحالة الثانية (2) ، وللرسم البياني المخطط في الشكل ١٠٠ ، ب – ينحصر في الحالة (2 – 0) ، من حالات توزيع ضغوط الدموج على مدى العمق .

طريقة الجمع الطبقي الأولى . وتتلخص هذه الطريقة ، في أن هبوط التربة تحت تأثير الحمل الناجم عن الانشاء ، يحدد باعتباره مساوياً لمجموع هبوطات الطبقات الأولية للتربة ، التي لها من الثخن أو السمك ، مايجعل من الممكن بدون خطأ كبير ، أن نستخدم في الحسابات ، القيم المتوسطة للاجهادات العاملة (أو التقديرية) والقيمة المتوسطة للمعاملات المميّزة لخواص التربة .

ولنبحث الآن التربة المتجانسة على عمق كبير ، والتربة الطبقية (أو الرقائقية) ولكن المتميّزة بنفس دليل أومعامل الأنضغاطية والخواص الأخرى على امتداد سمكها أو ثخنها بأكمله ، أو لكل طبقة على انفراد . وفي كافة الحالات ، لمختلف مقاطع طبقة التربة ، الواقعة على مسافة مختلفة من موقع تسليط أو تأثير الحمل ، ستكون الاجهادات مختلفة .

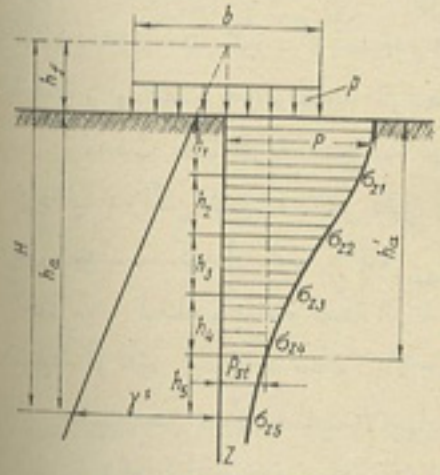
وفيما يتعلق بمسألة حساب الاجهادات للعناصر المنفصلة المستقلة (الطبقات المنفردة) للتربة المنضغطة ، يجب أن نبحث الطريقتين الرئيسيتين التاليتين :

١ – حساب اجهادات الانضغاط المحورية فقط σ_z ؛ ٢ – حساب كافة الاجهادات المتعامدة أو العمودية σ_z ، و σ_x و σ_y .

١ – إن حساب اجهادات الانضغاط المحورية فقط ، هو الأمر الذي تنصح به المواصفات القياسية للبناء في الاتحاد السوفييتي . وسوف نبحث هذه الطريقة الحسابية بالتفصيل .

إن المقدمات أو الفرضيات الأساسية لهذه الطريقة ، هي تحديد هبوطات التربة من شرط عدم حدوث تمدد جانبي محتمل في التربة ، والأخذ في الاعتبار – عند حساب الهبوطات – اجهادات الانضغاط المحورية القصوى فقط σ_z .

إن حساب اجهادات الانضغاط القصوى ، يعوض قليلاً عن عدم حساب التمدد الجانبي (التشوهات الجانبية للتربة ، التي يمكن أن تؤلف قسماً كبيراً من الهبوط العام أو الكلي) ، وبصورة عامة ، يبدو بأن الهبوط التصميمي أو المحسوب نظرياً (للتربة المتوسطة الكثافة والتربة الكثيفة) لا يختلف كثيراً عن الهبوط الذي يشاهد عملياً ، بالرغم من أنه يكون عادة على الدوام (باستثناء التربة الطينية الشديدة اللدونة والصلبة ، التي من الضروري بالنسبة لها ، أن يتم حساب i_0 و p_{st}) أقل من الهبوط المشاهد عملياً .



شكل ١٠١ – المخطط التصميمي
لاجهادات الانضغاط بطريقة الجمع الطبقي

وعند تحديد الهبوطات من شرط عدم حدوث تمدد جانبي محتمل في التربة ، يقتطع نظرياً في التربة تحت مركز قاعدة الأساس ، موشور رأسي أو عمودي ، مقطعه يساوي الوحدة القياسية ، وارتفاعه يؤخذ من مستوى القاعدة إلى عمق منطقة الانضغاط الفعالة (شكل ١٠١) أو إلى حد الصخور الصلدة الأساسية . وتحدد بالنسبة لمختلف مقاطع الموشور المقتطع من التربة (للمساحات الأفقية) قيمة اجهادات الانضغاط القصوى σ_z ، باستخدام نظرية الأجسام الخطية التشوه أو الانفعال (راجع الفصل الثالث) .

وبعد ذلك ، نعتبر بأن كل عنصر (طبقة) من التربة ، سيتعرض للانضغاط الرأسي فقط ، تحت تأثير الضغط المتوسط أو معدل الضغط

(اجهاد الانضغاط الأقصى σ_z) بدون حدوث تمدد جانبي محتمل . عندئذ ، ستستخدم لتحديد هبوط كل طبقة منفردة أو عنصر منفرد من التربة ، بغض النظر عن مقاومة الانضغاط البنيوية أو التركيبية (لأجل الاحتياط) ، الصيغة (5.9) أو الصيغة (5.9′) :

$$s \approx h a_r \sigma_z$$

أو

$$s \approx h \frac{\beta}{E_t} \sigma_z$$

ولمجموعة طبقات التربة بأكملها :

$$s = \sum_{i=1}^{i=h_a} h_i a_{ri} \sigma_{zi} \qquad (5.44)$$

أو من الصيغة المماثلة التالية :

$$s = \sum_{i=1}^{i=h_a} h_i \frac{\beta_i}{E_{ti}} \sigma_{zi} \qquad (5.44')$$

حيث h_i – ثخن أوسمك الطبقات المنفردة للتربة (لاحظ الشكل ١٠١) ؛

a_{ri} – معامل الانضغاطيّة النسبية للطبقة المنفردة من التربة ؛

β_i – معامل يعتمد على التمدد الجانبي للتربة [الصيغة (5.5)] وتختلف قيمته باختلاف أنواع التربة ، ويؤخذ عادة بموجب المواصفات القياسية للبناء مساوياً للمقدار ٨ر٠ لكافة أنواع التربة (وذلك باعتباره بمثابة معامل لا بعدي يحدد خواص المخطط الحسابي أو التصميمي المبسّط) .

E_{ti} – معامل التشوه العام أو الكلي للتربة .

إن علامة الجمع أو العلامة الإجمالية الموجودة في الصيغتين (5.44) و (5.44′) تنتشر أو تمتد على كل عمق منطقة الانضغاط الفعالة h_a .

وان عمق منطقة الانضغاط الفعالة h_a ، يناظر ذلك العمق ، الذي تحته

يمكن إهمال تشوهات طبقات التربة (عند حساب هبوطات الأساسات المعلومة الأبعاد) .

وطبقاً للمواصفات القياسية للبناء في الاتحاد السوفييتي ، نجد بأن هذا العمق يجب أن يحقق الشرط التالي :

$$\sigma_{z\max} \leqslant 0.2\,\gamma H \qquad (F_1)$$

أي أن الضغط الأقصى الناجم عن الحمل الخارجي ، يجب أن يكون أقل من ٢٠٪ من الضغط الناجم عن الوزن الذاتي لطبقة التربة التي ارتفاعها H ابتداء من المستوى الطبيعي للأرض إلى العمق الفعّال للانضغاط h_a (شكل ١٠١) .

واستناداً إلى المواصفات القياسية السوفييتية للبناء (بالنسبة للانشاءات الهندسية الايدرولية . ذات المساحة الكبيرة للقاعدة) ستكون المتباينة الخاصة بتحديد عمق منطقة الانضغاط الفعّالة ، مختلفة عن المتباينة المذكورة ، أي

$$\sigma_{z\max} \leqslant 0.5\,\gamma H \qquad (F_2)$$

في الوقت الذي يستخدم فيه بعض المؤلفين أو العلماء ، وخاصة الأجانب منهم ، المتباينة التالية

$$\sigma_{z\max} \leqslant 0.1\,p \qquad (F_3)$$

حيث P — تمثل الحمل الخارجي .

ويتضح مما ذكرناه أعلاه ، بأن جميع هذه النصائح والارشادات ، هي عبارة عن طرق حسابية أو تصميمية اصطلاحية . وان تحليل هذه المسألة ، الذي أجراه مؤلف الكتاب ، قد أثبت بأن قيمة منطقة الانضغاط الفعالة ، تعتمد على قيمة الاجهادات التي تتعرض لها التربة في الأعماق ؛ على توطيد أو دموج التربة (على كثافة التربة الرملية وقوام أو تماسك التربة الطينية) وعلى قيمة المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة ؛ وفي هذه الحالة يمكن اعتبار الإرشادات التي تتضمنها المواصفات القياسية للبناء في الاتحاد السوفييتي ، مناسبة فقط للأساسات ذات القاعدة الصغيرة المساحة (من ١ إلى ٢٥ م٢ تقريباً) المقامة على تربة رملية كثيفة والتربة الضخمة الهيكل . أما بالنسبة للتربة الطينية ، فإننا ننصح بتحديد منطقة الانضغاط الفعالة من الشرط أو

العلاقة التالية (شكل ١٠١) :

$$\sigma_{z\max} \geqslant p_{st} \qquad (F_4)$$

أي حساب انضغاط طبقات التربة ، فقط إلى عمق h_a' . حيث ستكون اجهادات الانضغاط الناشئة ، أكبر من المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة ؛ وهنا من الضروري بالنسبة للتربة اللزجة ، الشديدة اللدونة والصلبة ، أن يؤخذ في الاعتبار التأثير التناقصي للتدرج الابتدائي للضغط (راجع البند ٦ فيما بعد) ؛ أما قيم منطقة الانضغاط الفعالة الناتجة ، فيمكن عادة ألا تنطبق مع القيم التي نصح بأخذها . ولكنها ستطابق الطبيعة الفيزيائية للظاهرة ، وهذا ماتؤكده نتائج المراقبات أو الملاحظات الطبيعية ، أي على الطبيعة .

ونشير هنا إلى أنه من الضروري بالنسبة لطبقات التربة المتماسكة غير الثابتة البنية (مثل تربة اللوس . التربة الجمودية وغير ذلك) من الضروري أن تؤخذ في الاعتبار المقاومة البنيوية أو التركيبية المتخلفة فقط ، أي الباقية (بعد تبليل تربة اللوس أو ذوبان التربة الجمودية) .

إن صيغة تحديد الهبوط المستقر النهائي (5.44) للأساسات المقامة على تربة غير ثابتة البنية أو التركيب ، هي صيغة معقدة بعض الشيء .

وبالفعل ، طبقاً للصيغتين (5.8) و (5.41) [والصيغة الثانية صحيحة في حالة واحدة فقط هي عندما يتراوح الضغط من ٠٫٥ إلى ٢٫٥ - ٤ كجم ق / سم٢] سنحصل على مايلي :

$$s = h\,\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}$$

وكذلك

$$\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} = \frac{\Delta\,\varepsilon_z}{1 + \varepsilon_1} = \varepsilon_z = A_0 + a_z p$$

وإذا عوضنا في المعادلة الأولى المقدار $\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}$ للتربة الهابطة (الذي يساوي $A_0 + a_z p$) وفرضنا بأن $p = \sigma_z$ ، سنحصل على صيغة لتحديد الهبوطات المستقرة للتربة ، وهي :

$$s \approx \sum_{i=1}^{i=n} A_0\, h_i + \sum_{i-}^{i=n} a_{ri}\, h_i\, \sigma_{z_i} \qquad (5.45)$$

حيث A_0 — معامل الذوبان للتربة الجمودية أو معامل الهبوط لتربة اللوس عند التبليل بالماء ؛

a_{ri} — معامل الانضغاطية النسبية للتربة أثناء عملية هبوطها ؛

n — عدد طبقات التربة المأخوذة في الاعتبار ، ابتداء من قاعدة الأساسات إلى عمق الطبقات الهابطة من التربة .

٢ — إن حساب مركبات الاجهادات المتعامدة (العمودية) بطريقة الجمع الطبقي ، يعطي نتائج ، أكثر دقة ، بالمقارنة مع الطريقة التقريبية المبحوثة سابقاً لحساب اجهادات الانضغاط (الضاغطة) المحورية .

وكما هو معروف ، فإن التشوه أو الانفعال النسبي ، المنفصل على محور الطبقة ، سيساوي في الحالة العامة ما يلي :

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_t}\left[\ \sigma_z - \mu_r\,(\sigma_x + \sigma_y)\ \right] \qquad (G_1)$$

وبتقسيم الطرف الأيمن من الصيغة (G_1) إلى حدين ، ووضع المعادلة الرمزية التالية

$$\sigma_m = \frac{1}{3}\left(\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x\right) = \frac{\Theta}{3} \qquad (G_2)$$

حيث Θ — مجموع الاجهادات المتعامدة (الثابت الجبري الأول للاجهادات).

وبعد إجراء بعض التحويلات الصغيرة نحصل على

$$\varepsilon_z = \frac{1+\mu_r}{E_t}\,\sigma_z - \frac{\mu_r}{E_t}\,\Theta \qquad (G_3)$$

ولحساب قيمتي σ_z و Θ ، فقد تم وضع جداول إضافية خاصة (راجع الفصل الثالث) ولهذا فإن استخدام الصيغة (G_3) سهل ومريح للغاية .

وبما أنه $\varepsilon_z = s/h$ فإن هبوطات الأساسات ، المحدد بطريقة الجمع الطبقي ، مع الأخذ في الاعتبار كافة الاجهادات المتعامدة ، وبالتالي التشوهات الجانبية للتربة أيضاً ، يمكن أن نحصل عليه من الصيغة التالية :

$$S = \frac{1+\mu_r}{E_t}\sum_{i=1}^{i=h_a}\sigma_{z_i}\,h_i - \frac{\mu_r}{E_t}\sum_{i=1}^{i=h_a}\Theta_i\,h_i \qquad (5.46)$$

ونقدم الآن صيغاً لحساب الهبوط المستقر الكلي ، وضعها الأستاذ السوفييتي ماسلوف ، وفيها يؤخذ عوضاً أو بدلاً من خاصية الانضغاط ، ما يسمى بمعامل الهبوط ε_p ، أي قيمة التشوه النسبي ($\varepsilon_p = s/h$) عند الضغط الخارجي المعلوم P في ظروف عدم إمكانية حدوث تمدد جانبي في التربة ، وهو المعامل الذي يسمح بأن نأخذ في الاعتبار انحناء العلاقة بين تشوهات التربة والحمل .

إن هبوط الطبقة الأولية من التربة التي سمكها أو ثخنها h في حالة تأثير اجهادات الانضغاط في ثلاثة اتجاهات متعامدة على بعضها البعض ، وعدم إمكانية حدوث تمدد جانبي في التربة (مع الأخذ في الاعتبار أن $s = h\varepsilon_p$) سيساوي ما يلي :

$$s = h\left[\ \varepsilon_{pz} - \mu_r\,(\varepsilon_{px} + \varepsilon_{py})\ \right] \qquad (5.47)$$

حيث : ε_{py} ، ε_{px} ، ε_{pz} — معاملات الهبوط (التشوهات النسبية) في حالة التأثير المباشر والمنفصل للاجهادات المتعامدة على طبقة التربة الأولية ، وتعتمد هذه المعاملات على قيمة هذه الاجهادات .

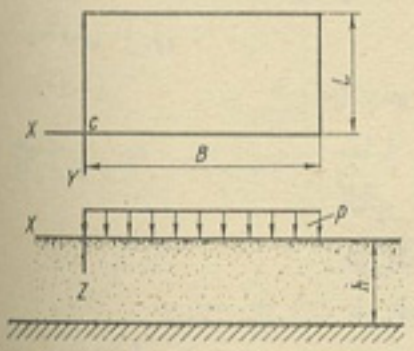
وعند تحديد قيم ε_{pz} ، ε_{px} ، ε_{py} مباشرة من تجارب الانضغاط أو الكبس [من المنحنيات $\varepsilon = f(p)$] يسمح بوجود بعض الهفوات الحسابية ، وذلك لأنه في الظروف الواقعية أو الفعلية ، سوف تقاوم التربة الحمل أو الضغط ، ليس مع عدم تعرضها للتمدد الجانبي ، بل مع حصر مقدار تمددها الجانبي . وللانتقال من شروط أو ظروف عدم إمكانية حدوث التمدد الجانبي ، إلى إمكانية حدوثه بصورة محدودة أو حصره في حدود معينة ، فقد أدخل الأستاذ السوفييتي ماسلوف ، في الطرف الأيمن من الصيغة (5.47) المعامل التالي $M_0 = 1/\beta$ ، حيث β تمثل نفس القيمة التي في الصيغة (5.5) . عندئذ سنجد بأن هبوط الطبقة الأولية من التربة ، سيساوي ما يلي :

$$s = M_0\, h\, [\, e_{pz} - \mu_r\, (e_{px} + e_{py})\,] \qquad (5.47')$$

وإذا لم يؤخذ التمدد الجانبي للتربة في الاعتبار ، عندئذ يجب أن نجعل $\mu_r = 0$ و $M_0 = 1$ وعندئذ سنحصل على ما يلي :

$$s = h e_{pz} \qquad (5.47'')$$

ولحساب هبوط كل المنطقة الفعالة للتربة ، يجب جمع هبوطات الطبقات الأولية . وتجدر الإشارة إلى أنه عند استخدام الطريقة التي سنشرحها فيما بعد (راجع البند ٦) وهي طريقة الطبقة المكافئة ، سوف يجري حساب كافة مركبات الاجهادات المتعامدة ، بواسطة علاقات أكثر بساطة (وللتربة المتجانسة بواسطة علاقات أكثر دقة) ، وهنا تعطى النتائج لكل المنطقة الفعالة ، على شكل نتائج مقفلة الحل ، لا تحتاج إلى عملية الجمع .

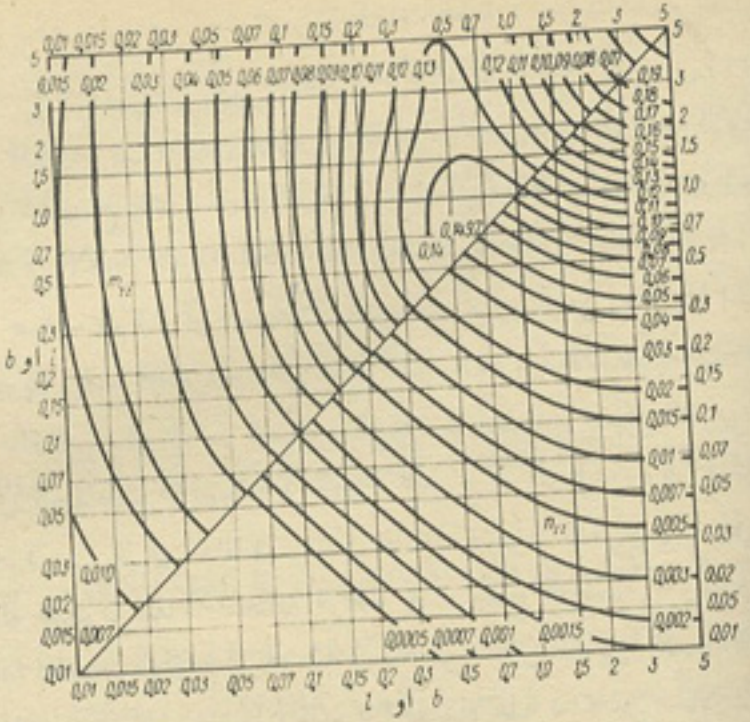


شكل ١٠٢ – الرسم التخطيطي لتأثير الحمل الموضعي عل طبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن

وبالنسبة لطبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن (شكل ١٠٢) الواقعة على قاعدة صخرية غير منضغطة ، فقد توصل كل من العالمين ديفيس وتيلور ، إلى حل دقيق لمسألة تحديد الإزاحات في أي اتجاه كان ، للنقطة الزاوية لمساحة التحميل المستطيلة ، ويشمل ثمان مصفوفات لمعاملات التأثير ، التي استخرجت قيمها بواسطة الآلات الحاسبة الألكترونية ، وهذه القيم قد ساعدت العالمين المذكورين على وضع رسوم بيانية حسابية مساعدة ، نجد أحدها في الشكل ١٠٣ .

إن تحديد هبوطات التربة تحت النقطة الزاوية C لمساحة التحميل المستطيلة ، لطبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن (لاحظ الشكل ١٠٢) يتم باستخدام الصيغة التالية :

$$s_c = h/E_t\, (\, 1 + \mu_r\,)\, [(1-\mu_r)\, m_{zz} + (\, 1 - 2\, \mu_r\,)\, n_{zz}\,]\, p \qquad (5.48)$$



شكل ١٠٣ – الرسم البياني لمصفوفات معاملات التأثير m_{zz} ، n_{zz}

حيث : m_{zz} و n_{zz} – يمثلان مصفوفات معاملات التأثير للازاحة الرأسية للنقطة الزاوية الواقعة تحت مساحة التحميل المستطيلة ، لطبقة التربة المحدودة السمك ، المحددة تبعاً للطول النسبي l وللعرض النسبي b للقسم المحمل ، علماً بأن (لاحظ الشكل ١٠٢) : $l = L/h$ و $b = B/h$ ؛

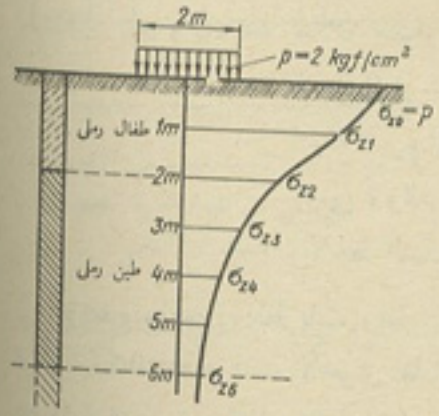
ويقدم واضع « نظريات وتطبيقات إنشاء الأساسات » بعض الرسوم البيانية لكافة المصفوفات الأخرى لمعاملات التأثير ، التي تسمح بتحديد إزاحة النقطة الزاوية ، في كافة الاتجاهات ، للطبقة المحدودة السمك ، الواقعة تحت تأثير الحمل الموضعي الموزّع بانتظام على المساحة المستطيلة ، ومن الإزاحة المستخرجة للنقطة الزاوية ، باستخدام طريقة النقاط الزاوية ، نوجد أيضاً لإزاحة أي نقطة كانت من طبقة التربة المحدودة السمك أو الثخن .

ويمكن تحديد هبوطات مجموعة طبقات التربة ، بطريقة الجمع الطبقي ، باستخدام نفس الصيغ التي استنبطناها سابقاً ، أي الصيغ ابتداء من (5.44) إلى (5.46) ؛ ولكن من الضروري فقط أن نختار حدود الطبقات الأولية ، بحيث تنطبق مع حدود أقسام الطبقات ذات الانضغاطية المختلفة ، وطبعاً مع الأخذ في الاعتبار القيمة المختلفة لمعاملات تشوّه مختلف طبقات التربة .

حساب تضاؤل أو اضمحلال الهبوطات بمرور الزمن . إن هذا الحساب في طريقة الجمع الطبقي ، يمكن أن يتم بصورة تقريبية فقط للتربة المتجانسة ، في حالة العمق غير الكبير للصخور الصلدة ، باستخدام الشكل التقريبي للرسم البياني لاجهادات الانضغاط (ضغوط الدموج أو التوطيد) وهو شكل شبه المنحرف (كما في الحالة 2 – 0 من حالات ضغوط الدموج) ؛ وفي هذه الحالة ستكون للنقاط المختلفة الواقعة تحت سطح التحميل ، رسوم بيانية مختلفة لضغوط الدموج أو التوطيد . أما الحل الدقيق المضبوط للمسألة المجسمة للتوطيد (كما أشرنا سابقاً) فقد تم الحصول عليه لعدد من الحالات القليلة فقط ، من التربة المتجانسة .

مثال ١١ : يطلب تحديد الهبوط المستقر النهائي ، لأساس مساحة قاعدته 2 × 4 m مقام على طبقة كثيفة من الطفال الرملي تخنها ٢ م ، تقع بدورها فوق طين رملي متجانس كبير العمق (شكل ١٠٤) .

المعطيات هي : الضغط المؤثر على قاعدة الأساس يساوي $p = 2\ kgf/cm^2$ ؛ معامل الانضغاطية النسبية للطفال الرملي يساوي $a_{v1} = 0.005\ cm^2/kgf$ والطين الرملي يساوي $a_{v2} = 0.01\ cm^2/kgf$.



شكل ١٠٤ – توزيع اجهادات الانضغاط القصوى في التربة الواقعة تحت الأساس

الحل : نستخدم الجدول ٩ (في الفصل الثالث) لتحديد قيم المعامل K_σ وحساب σ_z من الصيغة (3.9) ، بالاستكمال من الداخل للقيم المتقاربة z/b 2 و l/b للأعماق المختلفة (من 0 إلى 6 m) ابتداء من قاعدة الأساس .

وبعد اجراء تلك العمليات ، نحصل على ما يلي :

$\sigma_{z0} = 2\ kgf/cm^2$ ؛ $\sigma_{z1} = 1.60\ kgf/cm^2$

$\sigma_{z2} = 0.96\ kgf/cm^2$ ؛ $\sigma_{z3} = 0.59\ kgf/cm^2$

$\sigma_{z4} = 0.38\ kgf/cm^2$ ؛ $\sigma_{z5} = 0.19\ kgf/cm^2$

إن انضغاط الطبقات الواقعة على عمق يزيد على 6 m ، لا يؤخذ في الاعتبار .

وفي هذه الحالة سنجد بأن هبوط الأساس ، المحدد بطريقة الجمع الطبقي (بدون أخذ التمدد الجانبي للتربة في الاعتبار) بواسطة الصيغة (5.44) سيساوي ما يلي :

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} h_i\, a_{v_i}\, \sigma_{zi} = 0.005\left(\frac{2+1.60}{2}\cdot 100 + \frac{1.60+0.96}{2}\cdot 100\right) +$$

$$+ 0.01\left(\frac{0.96+0.59}{2}\cdot 100 + \frac{0.59+0.38}{2}\cdot 100 + \frac{0.38+0.19}{2}\cdot 200\right) \approx 3.4\text{cm}$$

البند ٦ – حساب هبوطات الأساسات بطريقة الطبقة المكافئة من التربة

إن طريقة الطبقة المكافئة ، تعتمد كذلك مثل بقية الطرق السابقة لحساب هبوطات الأساسات ، على نظرية الأجسام الخطية التشوه ، ولكنها تسهّل أو تبسّط إلى حد بعيد من التكنيك الحسابي ، في كل من حالة التربة المتجانسة الطبقات وحالة التربة الرقائقية أو المختلفة الطبقات ، وتعطي إمكانية تحديد الهبوط المستقر النهائي للأساسات ، بالإضافة إلى تحديد سريان الهبوط بمرور الزمن ، بتحويل أصعب مسألة فراغية أو مجسمة من مسائل نظرية دموج (تماسك) التربة إلى مسألة مكافئة أحادية البعد .

وبالنسبة للتربة المتجانسة الواقعة على عمق كاف ، يعتبر تحديد الهبوط المستقر الكلي للأساسات بطريقة الطبقة المكافئة ، بمثابة حل دقيق لنظرية دموج الفراغ النصفي (كتلة التربة) الخطي التشوه . أما للتنبؤ بهبوطات الأساسات المقامة على طبقات التربة الرقائقية وباضمحلال أو تضاؤل الهبوطات بمرور الزمن ، نجد بأن استخدام بعض المبادىء التبسيطية في هذه الطريقة ، وهي المبادىء التي تبرهن على صحتها مقارنة النتائج المستخرجة مع الحالات الخاصة التي نعرفها للحل المضبوط أو الدقيق (مثل حل الأستاذ جيبسون) ومعطيات أو نتائج المراقبات الطبيعية لملاحظة الهبوطات الحاصلة في الانشاءات (وهو

أمر مهم للغاية) ، يساعد هذا الاستخدام المذكور على اعتبار طريقة الطبقة المكافئة ، بمثابة طريقة هندسية للتنبؤ بهبوطات الأساسات يمكن استخدامها أو تطبيقها تماماً في الأغراض العملية .

استنتاج العلاقة الأساسية أو الرئيسية . سوف نطلق اسم الطبقة المكافئة للتربة ، على تلك الطبقة التي هبوطها الناجم عن الحمل الموزع أو الشامل ، يساوي تماماً هبوط الأساس القائم على كتلة كبيرة السمك من التربة ، أي تربة سميكة مصمتة (فراغ نصفي) .

ولتحديد سمك أو ثخن طبقة التربة المكافئة h_{eq} ، نساوي التشوه أو الانفعال الرأسي ε_z لطبقة التربة المنفردة عند تأثير الحمل الموزع ، مع التشوه الرأسي ε_h عند تأثير الحمل الموضعي على الفراغ النصفي (كتلة التربة) ، أي :

$$\varepsilon_z = \varepsilon_h \qquad (H_1)$$

وبما أن الهبوط النسبي لطبقة التربة عند تأثير الحمل الموزع أو الشامل [الفصل الخامس ، البند ٢ الصيغة (M_2)] يساوي مايلي :

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E_t}\left(1 - \frac{2\mu_r^2}{1-\mu_r}\right)$$

إذن بضرب التشوّه أو الانفعال النسبي في الارتفاع الكلي h_{eq} سنحصل على ما يلي :

$$s_r = \frac{p h_{eq}}{E_t}\left(1 - \frac{2\mu_r^2}{1-\mu_r}\right) \qquad (H_2)$$

ومن ناحية أخرى طبقاً للصيغة (5.4) نجد بأن

$$s_h = \frac{\omega p b\,(1-\mu_r^2)}{E_t} \qquad (H_3)$$

وإذا عوضنا في الصيغة (H_1) قيمتي المعادلتين (H_2) و (H_3) وقمنا بحل المعادلة لإيجاد قيمة المجهول h_{eq} ، سنحصل على ما يلي :

$$h_{eq} = \frac{(1-\mu_r)^2}{1-2\mu_r} \cdot \omega b \qquad (5.49)$$

وبالرمز للمعامل الثابت للتربة المعلومة بالرمز الواحد التالي :

$$A = \frac{(1-\mu_r)^2}{1-2\mu_r} \qquad (5.50)$$

سوف نحصل على الشكل البسيط التالي لصيغة تحديد سمك أو ثخن الطبقة المكافئة من التربة :

$$h_{eq} = A\omega b \qquad (5.51)$$

إن الصيغة (5.51) تدل على أن سمك أو ثخن الطبقة المكافئة من التربة ، يعتمد على التمدد الجانبي للتربة (على المعامل A) ، على شكل وجسوءة الأساس (المعامل ω) وتتناسب مع عرض قاعدة الأساس b .

وبمعرفة قيمة الطبقة المكافئة من التربة ، نقوم بتحديد هبوط الأساس المعلوم الأبعاد والشكل ، من الصيغة (5.9) بعد أن نعوض فيها عن قيمة h بقيمة h_{eq} فقط :

$$s = h_{eq}\, a_r\, p \qquad (5.52)$$

إن الصيغة التي حصلنا عليها الآن ، سهلة الاستخدام للغاية في التطبيق العملي ، لاسيما وقد قمنا بوضع الجدول ٢٩ ، الخاص بقيم معامل الطبقة المكافئة من التربة $A\omega$ ، لحساب الطبقة المذكورة ، لكل من القيمتين القصوى والمتوسطة لهبوط الأساسات المرنة أو القابلة للانثناء (بواسطة قيمتي $A\omega_0$ و $A\omega_\infty$) وهبوط الأساسات المطلقة الجسوءة (بواسطة قيمة $A\omega_{const}$) .

ونشير هنا إلى أنه لتحديد هبوطات الأساسات ذات المساحة الدائرية للقاعدة ، بدون خطأ كبير ، يمكن استخدام العلاقة أو الصيغة النسبية التالية :

$$\omega_{cir} \approx \omega_{sq}\sqrt{\pi/4} \approx 0.887\ \omega_{sq}$$

حيث ω_{cir} — معامل الشكل للأساس ذي المساحة الدائرية للقاعدة ؛

ω_{sq} — معامل الشكل للأساس ذي المساحة المربعة للقاعدة (عند $\alpha = l/b = 1$) .

وبالإضافة إلى ذلك ، توجد علاقة بسيطة بين معاملات الطبقة المكافئة ،

جدول ٢٩

قيم معامل الطبقة المكافئة $A\omega$

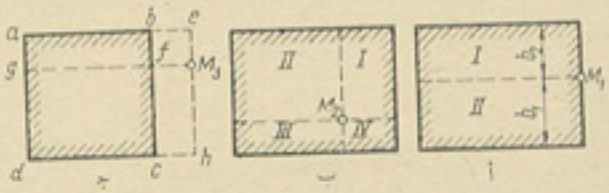
النسبة بين الأضلاع $\alpha = a/b$	الطين والطين الرملي الخفيف المدون $\mu_0 = 0.40$		الطين الرملي المدون $\mu_0 = 0.35$		الطين الرملي الصلب والمدن $\mu_0 = 0.30$		الرمال $\mu_0 = 0.25$		الطين والطين الرملي الصلبان وشبه الصلبين $\mu_0 = 0.20$		الحصى والرمل $\mu_0 = 0.10$		
	$A\omega_c$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_c$
1.0	1.58	2.02	1.71	2.44	1.24	3.21	2.75	4.00	3.53	5.13	4.39	6.57	5.62
1.5	1.94	2.76	2.34	3.34	1.72	4.39	3.76	5.47	4.82	7.01	6.00	8.98	7.68
2.0	2.20	3.21	2.75	3.92	2.01	5.13	4.39	6.39	5.62	8.18	7.00	10.48	8.96
3.0	2.59	3.79	3.29	4.70	2.42	6.17	5.28	7.68	6.76	9.84	8.42	12.60	10.78
4.0	2.90	4.25	3.63	5.18	2.67	6.80	5.82	8.47	7.45	10.85	9.28	13.90	11.89
5.0	3.10	4.53	3.88	5.54	2.85	7.27	6.22	9.05	7.96	11.59	9.92	14.85	12.71
6.0	—	4.73	4.05	5.78	2.98	7.59	6.50	9.45	8.32	12.11	10.36	15.51	13.28
7.0	—	4.88	4.18	5.97	3.07	7.83	6.70	9.75	8.58	12.49	10.69	16.00	13.70
8.0	—	4.99	4.27	6.10	3.14	8.00	6.85	9.96	8.77	12.76	10.92	16.35	14.00
9.0	—	5.08	4.35	6.21	3.20	8.14	6.97	10.14	8.92	12.98	11.11	16.63	14.24
10 واكثر	3.82	5.58	4.78	6.82	3.51	8.94	7.65	11.13	9.79	14.25	12.20	18.26	15.64
المعاملات	$A\omega_{cont}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_c$

لمركز المساحة المستطيلة للحمل المطلق المرونة ونقطته الزاوية ، وهي كما يلي :

$$A\omega_c = \tfrac{1}{2}\, A\omega_0$$

حيث $A\omega_c$ — معامل الطبقة المكافئة ، للنقاط الزاوية للمساحة المستطيلة للتحميل .

ولتحديد هبوطات الأساسات ذات المساحة المستطيلة القاعدة ، تستخدم طريقة النقاط الزاويّة (راجع الفصل الثالث أيضاً) ، التي بموجبها يرتب وضع النقطة المبحوثة بحيث تقع في الزاوية ، أي تكون نقطة زاويّة ؛ عندئذ سنجد بأن هبوط أية نقطة من نقاط سطح التربة ، واقعة تحت تأثير حمل موزع بانتظام ، يساوي المجموع الجبري لهبوطات التربة الناجمة عن مساحات التحميل المستطيلة ، التي تعتبر هذه النقطة بالنسبة لها ، بمثابة نقطة زاوية .



شكل ١٠٥ — الرسم التخطيطي لتشكيل مستطيلات التحميل عند تحديد الهبوطات الحاصلة في النقاط الزاوية ، بطريقة الطبقة المكافئة

وهنا يجب أن نبحث ثلاث حالات أساسية ، هي :

١) النقطة M_1 (شكل ١٠٥ ، أ) تقع على محيط مستطيل التحميل أو المستطيل المحمل ؛

٢) النقطة M_2 تقع داخل مستطيل التحميل (شكل ١٠٥ ، ب) ؛

٣) النقطة M_3 تقع خارج مستطيل التحميل (شكل ١٠٥ ، ج) .

في الحالة الأولى يحدد هبوط النقطة M_1 ، باعتباره مساوياً لمجموع هبوطات النقاط الزاوية للمستطيلين I و II ، أي :

$$s_1 = (h_{eqI} + h_{eqII})\, a_r P$$

حيث $h_{eqII} = (A\omega_c)_{II} b_1$; $h_{eqI} = (A\omega_c)_I b_1$

وفي الحالة الثانية ، نقسم مساحة التحميل إلى أربعة مستطيلات ، بحيث

جدول ٣٠

قيم المعامل $A\omega_c$

α	قيم μ_ε					
	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
1.0	0.568	0.598	0.631	0.687	0.790	1.010
1.1	0.595	0.627	0.662	0.720	0.828	1.059
1.2	0.621	0.654	0.690	0.751	0.863	1.104
1.3	0.611	0.679	0.716	0.780	0.896	1.146
1.4	0.667	0.702	0.740	0.806	0.927	1.185
1.5	0.687	0.724	0.764	0.832	0.956	1.222
1.6	0.707	0.745	0.785	0.855	0.988	1.257
1.7	0.725	0.764	0.806	0.878	1.009	1.289
1.8	0.743	0.783	0.825	0.899	1.033	1.321
1.9	0.760	0.800	0.844	0.919	1.057	1.350
2.0	0.775	0.817	0.862	0.938	1.079	1.379
2.1	0.791	0.833	0.878	0.957	1.100	1.406
2.2	0.805	0.848	0.895	0.974	1.120	1.431
2.3	0.819	0.863	0.910	0.991	1.139	1.456
2.4	0.832	0.877	0.925	1.007	1.158	1.480
2.5	0.845	0.890	0.939	1.022	1.176	1.502
2.6	0.857	0.903	0.953	1.037	1.193	1.524
2.7	0.869	0.916	0.966	1.052	1.209	1.546
2.8	0.881	0.928	0.979	1.066	1.225	1.566
2.9	0.892	0.940	0.991	1.079	1.241	1.586
3.0	0.903	0.951	1.003	1.092	1.256	1.605
3.2	0.923	0.972	1.026	1.117	1.284	1.641
3.4	0.942	0.993	1.047	1.140	1.311	1.675
3.6	0.961	1.012	1.067	1.162	1.336	1.708
3.8	0.978	1.030	1.086	1.183	1.360	1.738
4.0	0.994	1.047	1.105	1.203	1.383	1.767
4.2	1.009	1.064	1.122	1.222	1.404	1.795
4.4	1.025	1.079	1.139	1.239	1.425	1.821
4.6	1.039	1.094	1.154	1.257	1.445	1.847
4.8	2.052	1.109	1.169	1.273	1.464	1.871
5.0	1.065	1.122	1.184	1.289	1.482	1.894
5.5	1.096	1.155	1.218	1.326	1.524	1.948
6.0	1.124	1.184	1.249	1.360	1.568	1.998
6.5	1.150	1.211	1.277	1.391	1.599	2.044
7.0	1.178	1.236	1.304	1.420	1.632	2.086
7.5	1.195	1.259	1.328	1.446	1.663	2.125
8.0	1.216	1.281	1.351	1.472	1.692	2.162
8.5	1.236	1.302	1.373	1.495	1.719	2.197
9.0	1.251	1.321	1.393	1.517	1.744	2.230
9.5	1.272	1.340	1.413	1.538	1.769	2.261
10.0	1.288	1.357	1.431	1.558	1.792	2.290
11.0	1.319	1.389	1.465	1.595	1.831	2.344
12.0	1.347	1.419	1.496	1.629	1.873	2.394
13.0	1.372	1.446	1.525	1.661	1.909	2.440
14.0	1.396	1.471	1.551	1.689	1.942	2.482
15.0	1.418	1.494	1.576	1.716	1.973	2.522
16.0	1.439	1.516	1.599	1.741	2.002	2.559
17.0	1.459	1.537	1.621	1.765	2.029	2.594

تابع الجدول ٣٠

α	قيم μ_ε					
	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
18.0	1.477	1.556	1.641	1.787	2.055	2.626
19.0	1.495	1.575	1.661	1.808	2.079	2.657
20.0	1.511	1.592	1.679	1.828	2.102	2.687
25.0	1.583	1.668	1.759	1.915	2.202	2.814
30.0	1.642	1.730	1.824	1.986	2.284	2.912
35.0	1.692	1.782	1.880	2.047	2.353	3.007
40.0	1.735	1.827	1.927	2.099	2.413	3.084
50.0	1.807	1.903	2.007	2.186	2.513	3.212
60.0	1.865	1.965	2.072	2.257	2.594	3.316
70.0	1.915	2.017	2.128	2.317	2.664	3.404
80.0	1.958	2.063	2.176	2.369	2.723	3.481
100.0	2.030	2.139	2.256	2.456	2.824	3.600

تكون النقطة M_3 زاويّة الموقع (شكل ١٠٥ ، ب) عندئذ سيكون لدينا مايلي :

$$s_2 = (h_{eqI} + h_{eqII} + h_{eqIII} + h_{eqIV})\ a_\varepsilon p$$

حيث h_{eq1} — ثخن الطبقة المكافئة لكل مساحة تحميل حسب رقمها المناظر .

وفي الحالة الثالثة يتألف الهبوط من المجموع الجبري لهبوطات النقاط الزاوية لمستطيلات التحميل (شكل ١٠٥ ، جـ) :

$$I + aeM_3g\ ;\ II + gM_3hd\ ;\ III - beM_3f\ ;\ IV - fM_3hc$$

عندئذ سنجد بأن هبوط النقطة المبحوثة M_3 يساوي مايلي :

$$s_3 = (h_{eqI} + h_{eqII} - h_{eqIII} - h_{eqIV})\ a_\varepsilon P \qquad (I_3)$$

ونقدم هنا الجدول ٣٠ لقيم معاملات الطبقة المكافئة $A\omega_c$ لأية مساحات تحميل مستطيلة ، النسبة بين أضلاعها $\alpha = l/b$ (حيث l — طول مساحة التحميل المستطيلة ؛ b — عرضها) . وهو الجدول الذي يسهل جداً حسابات هبوطات الأساسات .

مثال ١٢ : يطلب تحديد الهبوط المستقر النهائي لأساس ضخم مصمت ، مساحة قاعدته $2 \times 6\text{m}$ عندما تبلغ قيمة وحدة الحمل المؤثرة على التربة $2.5\ \text{kgf/cm}^2$ ، إذا علمنا بأن معامل الانضغاطية النسبية للتربة يساوي $a_\varepsilon = 0.004\ \text{cm}^2/\text{kgf}$ ومعامل التشوه الجانبي هو $\mu_\varepsilon = 0.3$.

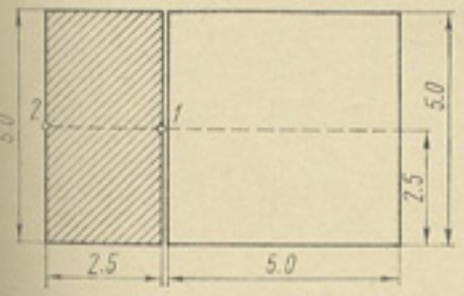
الحل : نجد من الجدول ٢٩ بأنه عند $\alpha = l/b = 6/2 = 3$ و $\mu_r = 0.3$ و $A\omega_m = 1.89$ عندئذ نستخدم الصيغة (5.51) لإيجاد عمق الطبقة المكافئة من التربة ، ويساوي ما يلي :

$$h_{eq} = A\omega_m \, b = 1.89 \times 2 = 3.78 \text{ m}$$

وفي نفس الوقت نجد من الصيغة (5.52) بأن الهبوط المستقر للأساس ذي الأبعاد المعلومة، مع أخذ التمدد الجانبي للتربة في الاعتبار ، والانضغاط الكلي للمنطقة المنضغطة تحت الأساس ، يساوي ما يلي :

$$s = h_{eq} \, a_r \, P = 378 \times 0.004 \times 2.5 = 3.8 \text{ cm}$$

مثال ١٣ : يطلب تحديد هبوط أساس مبنى منذ السابق، أبعاد مساحة قاعدته 2.5×5.0 m عندما يراد أن يقام إلى جانبه أساس جديد مساحة قاعدته 5×5 m ، والحمل المؤثر على التربة هو $p = 1$ kgf/cm² إذا كانت المعاملات المميزة للتربة هي : $a_r = 0.01$ cm²/kgf و $\mu_r = 0.3$.



شكل ١٠٦ – الرسم التوضيحي لمثال حساب هبوطات الأساسات بطريقة النقاط الزاوية

الحل : نستخدم طريقة النقاط الزاويّة لرسم المستطيلات الإضافية أو المساعدة ، بحيث تقع النقطتان 1 و 2 في موضعين زاويّين (شكل ١٠٦).وبالنسبة للنقطة 1 نجد بأن لكل مستطيل من مستطيلي التحميل الذي تبلغ مساحته 2.5×5 m عند $\alpha = l/b = 5/2.5 = 2$ و $\mu_r = 0.3$ ، يوجد معامل الطبقة المكافئة ، يستخرج من الجدول ٣٠ ، ويساوي $A\omega_c = 0.938$. عندئذ سيساوي هبوط النقطة 1 ما يلي :

$$s_1 = 2 \, (A\omega_c \, b) \, a_r \, p = 2 \times 0.938 \times 250 \times 0.01 \times 1 \approx 4.69 \text{ cm}$$

وللنقطة 2 ، نجد بأن الطبقة المكافئة تساوي ضعف الفرق بين الطبقتين المكافئتين للأساس الذي مساحة قاعدته 2.5×7.5 m والأساس الذي مساحة قاعدته 2.5×2.5 m .

وباستخدام المعاملات المدرجة في الجدول ٣٠ ، نحصل على ما يلي :

$$s_2 = [\, 2 \, (1.092 - 0.687) \, 250 \,] \, 0.01 \times 1 = 2.20 \text{ cm}$$

وهكذا نجد بأن الأساس القديم سيهبط في اتجاه الأساس الجديد ، هبوطاً غير منتظم يساوي :

$$\Delta s = 4.69 - 2.02 = 2.67 \text{ cm}$$

تغير الهبوطات بمرور الزمن : إن حساب تغير الهبوطات بمرور الزمن ، أي تحديد هبوطات الأساسات لأية فترة زمنية كانت مثل t ابتداء من بدء

التحميل ، يعتبر أعقد مسألة من المسائل المجسمة أو الفراغية (راجع البند٤)، التي لم يتوصل إلى حل لها ، إلا في بعض الحالات الخاصة فقط .

وسوف نشرح فيما يلي الطريقة الهندسية العامة للتنبؤ التقريبي بسريان أو حدوث هبوطات الأساسات بمرور الزمن ، انطلاقاً من أحد الرسوم البيانية العامة المتوسطة ، لضغوط الدموج ، المتناقصة بزيادة العمق ، وتستند هذه الطريقة إلى حساب الاتجاه الرئيسي لترشيح الماء ، الذي يطرده الحمل من مسام التربة المشبعة بالماء .

وسنعتبر بأن هيئة أو شكل الرسم البياني لضغوط الدموج لمجموعة طبقات التربة الواقعة تحت الأساس ، مشابهاً تقريباً لشكل المثلث (الأمر الذي يسهل كثيراً كافة حسابات الهبوطات) الذي قاعدته عند سطح التحميل ، تساوي شدة الحمل الخارجي ، وارتفاعه يحدد من شرط عدم تغيّر الهبوط المستقر النهائي ، بموجب الحل الدقيق لنظرية الأجسام الخطية التشوّه . إن الفرضية أو الافتراض المذكور هنا ، يساعد على الاستفادة من الحلول التي حصلنا عليها سابقاً ، بالشكل المقفل ، للمعادلة التفاضلية الأساسية للمسألة الأحادية البعد لنظرية الدموج ، لحالة التوزيع غير المنتظم لضغوط الدموج على امتداد العمق.

إن دقة استبدال أعقد الرسوم البيانية لضغوط الدموج (المحسوبة سابقاً باستخدام نظرية الفراغ النصفي الموحد الخواص المتجانس) بأبسط الرسوم البيانيّة لضغوط الدموج ، على شرط أن يكون ذلك الرسم مثلث الشكل ويكافيء تلك الرسوم البيانية المعقدة ، تعتبر (أي دقة الاستبدال) مقبولة أو مسوغة تماماً للأغراض العملية ، كما أثبتت الحسابات المقارنة للهبوطات ، ذات الحل الدقيق (مثل حل جيبسون – ماك نيمي) وكذلك حسابات الهبوطات التصميمية مع الهبوطات الملاحظة في الطبيعة بواسطة المراقبة (راجع البند الأخير من هذا الفصل) .

إن ارتفاع الرسم البياني المكافيء ، المثلث الشكل ، لضغوط التوطيد (شكل ١٠٧) سيساوي ما يلي :

$$H = 2 \, h_{eq} \qquad (5.53)$$

واستناداً إلى الشكل ١٠٧ ؛ سيكون معدل الهبوط مساوياً لما يلي :

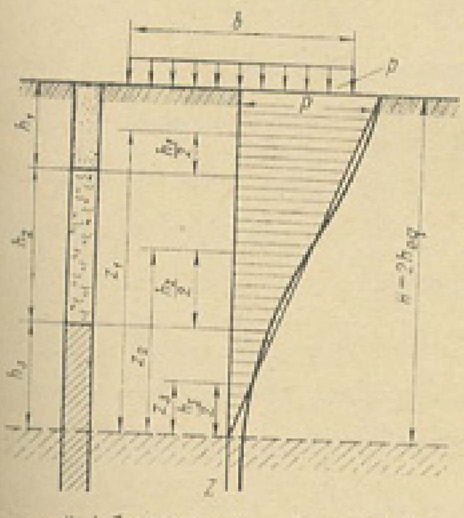
$$s = Ha_r \frac{p}{2}$$

ومن ناحية أخرى ، باستخدام الحل الدقيق [الصيغة (5.52)] سنجد بأن معدل الهبوط سيساوي

$$s = h_{eq} a_r p$$

وبمساواة الطرفين الأيمنين للصيغتين الأخيرتين، سنحصل على الصيغة (5.53) .

إن الرسم البياني المكافىء لضغوط الدموج ، يناظر هبوط الأساس ، الذي نحصل عليه إذا أخذنا في الاعتبار كل منطقة الانضغاط الواقعة تحت الأساس ، في ظروف التمدد الجانبي المحدود للتربة .



شكل ١٠٧ – الرسم التخطيطي لتشكيل الرسم البياني المكافىء ، لضغوط التدميج أو التوطيد

وإذا اعتبرنا شكل الرسم البياني المكافىء لضغوط الدموج ، بمثابة رسم مثلث الشكل ، نأتي إلى حساب سريان أو حدوث الهبوطات بمرور الزمن كما يلي : في حالة الترشيح في اتجاه واحد (إلى الأعلى فقط) – يحسب كما في الحالة الثانية (2) المبحوثة سابقاً ، من حالات ضغوط الدموج ، المتناقصة أو المتضائلة بزيادة العمق ، طبقاً لقانون المثلث الذي ارتفاعه $H = 2 h_{eq}$ ؛ وفي حالة الترشيح في اتجاهين (إلى الأعلى وإلى الأسفل عند وجود طبقات ترشيحية من التربة ، على عمق $2 h_{eq}$ أو أقل ، مع الخروج الحر أو الطليق للماء) – سيحسب كما في الحالة الرئيسية (O) ، أي حالة التوزيع المنتظم لضغوط الدموج (الحالة المطابقة حسابياً لحالة التوزيع المثلث لضغوط الدموج، ولكن في وضع الترشيح في اتجاهين) عند السمك أو الثخن المصمم لطبقة التربة ، الذي يساوي h_{eq} . وهكذا سوف نحصل على مايلي :

عند الترشيح في اتجاه واحد (إلى الأعلى) يحدد هبوط الأساس لأية فترة زمنية كانت t ، بأخذ الصيغة (5.25) في الاعتبار ، بواسطة الصيغة التالية :

$$s_t = h_{eq} a_r P \left\{ 1 - \frac{16}{\pi^2}\left[\left(1-\frac{2}{\pi}\right)e^{-N} + \frac{1}{9}\left(1+\frac{2}{3\pi}\right)e^{-N} + \dots\right]\right\} \quad (5.54)$$

حيث يكون لدينا بالنسبة للحالة المبحوثة ، مايلي :

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4 H^2} t$$

وكذلك

$$H = 2 h_{eq}$$

أما لحالة الترشيح في اتجاهين ، عند نفس الرسم البياني السابق لضغوط الدموج (مع قاعدة تساوي p وارتفاع قدره $2 h_{eq}$) فنجد بأن هبوط الأساس لأية فترة زمنية t ، مع أخذ الصيغة (5.19) في الاعتبار ، سيساوي مايلي :

$$s_t = h_{eq} a_r p \left[1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right)\right] \quad (5.55)$$

حيث :

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4 h_{eq}^2} t$$

$$c_v = \frac{k_f}{a_r \gamma_w}$$

ونشير إلى أن حساب الهبوطات s_t يمكن أن يتم ليس بواسطة الصيغتين (5.54) و (5.55) فقط ، باستخدام الجدول ٢٦ الخاص بقيم e^{-N} ، بل يتم أيضاً بإعطاء أو معرفة هذه الدرجة أو تلك من درجات الدموج أوالتوطيد U_2 أو U_0 (تبعاً للظروف الحدودية للترشيح) وباستخدام الجدول ٢٧ لتحديد القيم المناظرة N ؛ وهنا يتم تحديد الزمن أو الوقت اللازم للوصول إلى نسبة الدموج المعينة ، كما يلي :

في حالة الترشيح في اتجاه واحد

$$t = \frac{4\,H^2}{\pi^2\,c_v}\,N^2 \qquad (5.28')$$

وفي حالة الترشيح في اتجاهين

$$t = \frac{4\,h_{eq}^2}{\pi^2\,c_v}\,N_0 \qquad (5.28'')$$

ومن الضروري أيضاً أن نشير ، إلى أنه يجب أن نأخذ عوضاً عن قيمة الضغط p عند حساب هبوطات الأساسات ، قيمة الضغط الإضافي فقط ، أو الضغط المؤثر إلى أعلى الضغط الناجم عن الوزن الذاتي للتربة ، في مستوى قاعدة الأساس ، بفرض أن تشوّه التربة الناجم عن وزنها ، قد انتهى أي :

$$p = p_0 - \gamma h_f \qquad (5.56)$$

حيث p_0 — قيمة الضغط الكلي الناجم عن الانشاء ، في مستوى قاعدة الأساس أو (عند حساب المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة، غير المعرضة للتغيرات) مقابل طرح أو استثناء المقاومة التركيبية أو البنيوية .

γh_f — الضغط الناجم عن الوزن الذاتي للتربة في مستوى عمق إرساء الأساس h_f .

مثال ١٤ : يطلب رسم منحني تغير هبوطات قاعدة أساس ضخم مصمت ، بمرور الزمن، إذا علمنا ما يلي : مساحة قاعدة الأساس $2\times3\,m$ ؛ التربة طينية متجانسة تتميز بالمعاملات التالية: $a_v = 0.006\ cm^2/kgf$ ؛ $\mu_f = 0.4$ ؛ $k_f = 0.15\ cm/year$ ؛ الضغط المؤثر على التربة $p = 2.5\ kgf/cm^2$.

الحل : نستخدم الجدول ٢٩ [عند $\alpha = l/b = 3/2 = 1.5$ ؛ $A\omega_m = 2.07$] لتحديد ثخن أوسمك طبقة التربة المكافئة :

$$h_{eq} = A\omega_m\,b = 2{,}07 \times 2 = 4.14\ m = 414\ cm$$

عندئذ سيكون الهبوط المستقر الكلي مساوياً لما يلي :

$$s = h_{eq}\,a_v\,p = 414 \times 0.006 \times 2.5 \approx 6.2\ cm$$

وارتفاع الرسم البياني المكافىء ، الخاص بضغوط الدموج يساوي ما يلي :

$$H = 2\,h_{eq} = 2 \times 414 = 828\ cm$$

ولحساب الهبوطات المناظرة لأية فترة زمنية كانت (مثلاً $t = 1$ ، $t = 3$ ، $t = 5$ و $t = 10$ من السنوات) نستخدم الصيغة (5.54) .

وقبل كل شيء نحسب مسبقاً ما يلي :

$$c_v = \frac{k_f}{a_v\,\gamma_w} = \frac{0.15}{0.006\times0.001} = 25000\ cm^2/year$$

$$N = \frac{\pi^2\,c_v}{4\,H^2}\,t = \frac{9.87 \times 25000}{4 \times 828^2}\,t \approx 0.09\,t$$

والفترة الزمنية التي تساوي سنة واحدة أي لـ $t = 1$:

$$s_1 = 6.2\left\{1 - \frac{16}{\pi^2}\left[\left(1-\frac{2}{\pi}\right)e^{-0.09\times1} + \frac{1}{9}\left(1+\frac{2}{3\pi}\right)e^{-9\times0.09\times1}\right]\right\}$$

وباستخدام الجدول ٢٦ ، نحدد قيمة e^{-x} ، عندئذ سيكون لدينا ما يلي :

$$s_1 = 6.2\left[1 - 1.62\left(0.363\times0.914 + \frac{1}{9}\times1.212 + 0.445\right)\right] = 2.2\ cm$$

ولاجراء الحسابات التالية الأخرى ، نكتفي بالحد الأول من المصفوفة ، الواقع بين القوسين المعقوفين .

وبالنسبة للفترات الزمنية التي تساوي $t = 3$ ؛ $t = 5$ و $t = 10$ من السنوات، نجد مايلي :

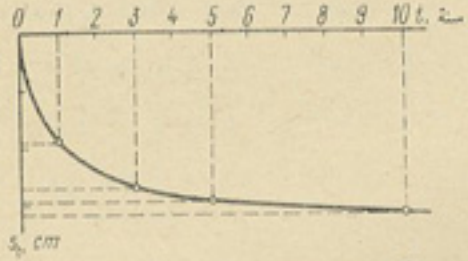
$$s_3 = 6.2\left[1 - \frac{16}{\pi^2}\left(1-\frac{2}{\pi}\right)e^{-N}\right] = 6.2\left[\left(1 - 1.62\times0.363\,e^{-0.09\times3}\right)\right] \approx$$

$$\approx 3.4\ cm$$

$$s_5 = 6.2\ (1 - 0.556\,e^{-0.09\times5}) = 3.9\ cm$$

$$s_{10} = 6.2\ (1 - 0.556\,e^{-0.09\times10}) = 4.7\ cm$$

إن منحني تغير هبوطات الأساس بمرور الزمن ، المرسوم استناداً إلى المعطيات الناتجة ، موضح في الشكل ١٠٨ .



شكل ١٠٨ – منحني تضاؤل أو اضمحلال هبوطات قاعدة الأساس بمرور الزمن

ويجب أن نشير إلى أن قيم الهبوطات ، المحسوبة بطريقة الطبقة المكافئة ، قريبة إلى حد كاف من القيم الناتجة عن الحل الدقيق (لاحظ الرسم البياني

للاستاذ جيبسون ، شكل ٩٧) . ولكن عند درجة الدموج أو التوطيدالكبيرة (أي عند $U > 0.8 - 0.9$) ، توجد أهمية كبيرة ، خاصة في حالة التربةالطينية الكثيفة أو المتينة ، للهبوط الناجم عن زحف هيكل التربة ، وهو الهبوط غير المحسوب بواسطة نظرية الدموج بالترشيح ، وسوف نبحث هذا الأمر في الفصل القادم .

تحديد منطقة الانضغاط الفعالة بطريقة الطبقة المكافئة . في حالة التربة غير المدمجة ، يمكن أخذ عمق منطقة الانضغاط الفعالة h_a ، مساوياً لارتفاع الرسم البياني المكافيء ، لضغوط الدموج أو التوطيد $H = 2\,h_{eq}$ ، وهنا كما تبيّن التصورات النظرية والمقارنات مع نتائج المراقبة العملية ، يجب أن تعتبر هذه القيمة بمثابة قيمة قصوى $\max h_a$ ، أي :

$$\max h_a \approx 2\,h_{eq} \qquad (5.53')$$

وبما أنه بالنسبة للتربة الصلبة والكثيفة أو المدمجة ، تتراوح قيمة المعامل a_r من 0.1 إلى 0.2 وللتربة الرخوة (التربة غير المدمجة واللدنة المائعة) تتراوح قيمته من 0.35 إلى 0.45 ، إذن طبقاً لمعطيات الجدول ٢٩ وبموجب الصيغتين (5.51) و (5.53′) سيكون العمق الأقصى لمنطقة الانضغاط الفعّالة ، المؤثر على هبوطات الأساسات ، للتربه الرخوة ، أكبر بكثير مما هو عليه في التربة المدمجة والصلبة ، وهذا ما تؤكده تماماً التجارب العملية أو التطبيقية .

وللتربة التي لها مقاومة بنيوية أوتركيبية ($P_{str} > 0$) ستكون منطقةالانضغاط الفعالة أقل ، وكما أشرنا سابقاً ، ستكون مناظرة فقط لذلك العمق ، الذي عنده تزيد قيمة اجهادات الانضغاط على P_{str} ، الأمر الذي يسمح لنا عند معرفة قيم P_{str} ، أن نحدد باستخدام الرسم البياني المكافيء لضغوط الدموج ، العمق المناظر للمنطقة الفعالة h'_a (شكل ١٠٩) ؛ وإذا كان ترشيح الماء في التربة المعلومة ، لايبدأ إلاعند تدرجات في الضغط تساوي : $i = \tan j > i_0$ عندئذ بالأخذ في الاعتبار ، أن علو الضغط النهائي في التربة الواقعة تحت الأساس ، سيساوي $H = (p - p_{str})\frac{1}{\gamma_w}$ ؛ سنحصل على منطقة الانضغاط الفعالة ، مصغّرة إلى حد h''_a .

ومن الشكل ١٠٩ (عند القيم الثابتة لكل من p_{str} و $i_0 = \tan j$ والحساب الآتي لهما) بفرض أن $p - p_{str} = p_0$ ، ينتج من العلاقات الهندسية أن عمق منطقة الانضغاط الفعالة h_a سوف يحدد بشكل عام من الصيغة التالية :

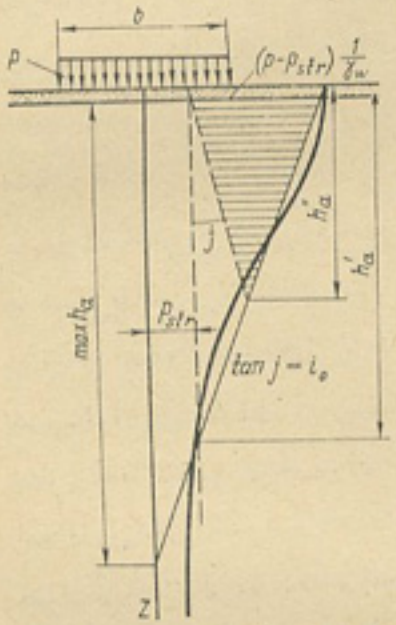
$$h''_a = 2\,h_{eq}\left(1 - \frac{i_0}{i_0 + \dfrac{p}{2h_{eq}\gamma_w}}\right)\frac{p_0}{p} \qquad (5.57)$$

وإذا أخذنا في الاعتبار المقدار p_{str} فقط ، عندئذ سوف نحصل على ما يلي :

$$h'_a = 2\,h_{eq}\,\frac{p - p_{str}}{p} \qquad (5.57')$$

ويجب أن نذكر هنا ، بأن شكل الرسم البياني لضغوط الدموج سيبقى في كافة الحالات المبحوثة ، على هيئة مثلث ، الأمر الذي يجعل من الممكن تحديد الهبوط المستقر للأساسات(الذي يساوي مساحة الرسم البياني لضغوط الدموج ، مضروبة في معامل الانضغاطية النسبية) من الصيغة

$$s = \frac{h_a\,a_r\,p}{2} \qquad (5.58)$$



شكل ١٠٩ – الرسم التخطيطي لتحديد منطقة الانضغاط الفعالة بطريقة الطبقة المكافئة

أما درجة الدموج أو التوطيد ، فيجب أن تحسب من الصيغ السابقة الذكر : في حالة الترشيح في اتجاه واحد الى الأعلى ، كما في الحالة 2 من حالات ضغوط الدموج [مثلا من الصيغة (5.25)] وفي حالة الترشيح في اتجاهين ، الى الأعلى والأسفل ، كما في الحالة 0 [من الصيغة (5.19)] .

الحساب التقريبي لحدود (العمق النهائي) لطبقات التربة المنضغطة . إذا كانت الصخور الصلدة غير المنضغطة ، واقعة على عمق معين ، تدعو الضرورة

عندئذ إلى أن يؤخذ في الاعتبار ، الظرف الحدودي الجديد ، أي العمق النهائي للطبقات المنضغطة .

ويمكن أن نفترض بعد ذلك ، بأن التربة الواقعة على عمق يزيد على $2\,h_{eq}$ ، هي تربة غير منضغطة ، عند الأبعاد المعلومة لمساحة التحميل ، وذلك لأن هبوطها لايؤخذ في الاعتبار أو لايحسب . وبالإضافة إلى ذلك ، إذا كانت المقاومة البنيوية أو التركيبية للتربة ، على عمق معيّن من قاعدة الأساسات ، ستصبح أكبر من الضغوط ، الناجمة عن تأثير الحمل الخارجي المسلط على الأساسات ، إذن يمكن أن تعتبر هذه التربة ، عند تأثير الضغوط المعلومة ، بمثابة تربة غير منضغطة أيضاً .

وعند النخن أو السمك المحدود للطبقات المنضغطة ، سيكون المعامل ω في صيغة طبقة التربة المكافئة (5.51) عبارة عن قيمة متغيرة ، تعتمد على نسبة نخن الطبقة المنضغطة إلى عرض الأساس . وللحساب التقريبي لحدود أو محدودية الطبقة المنضغطة ، من شرط تطبق التربة غير المنضغطة ، على عمق يساوي تماماً ضعف نخن أو سمك الطبقة المكافئة ، قام العالم السوفييتي دالماتوف ، استناداً إلى الحلول المتوفرة ، بتحديد قيم المقدار $A\omega'$. وفي هذه الحالة سيكون مقدار أو عمق الطبقة المكافئة المحدودة السمك ، مساوياً لما يلي :

$$h'_{eq} = A\,\omega'\,b \qquad (5.51')$$

حيث : $A\omega'$ — معامل الطبقة المكافئة ، للنخن المحدود لطبقة التربة المنضغطة ، الذي تم الحصول على قيمه بطريقة التقريبات المتتالية ، وهذه القيم مدرجة في الجدول ٣١ المختصر نوعاً ما من قبل المؤلف .

وفي هذه الحالة يتم تحديد الهبوط المستقر الكلي من الصيغة التالية :

$$s = h'_{eq}\,a_z\,p \qquad (5.52')$$

وبمقارنة القيم المذكورة لمعامل الطبقة المكافئة $A\omega'$ مع القيم الأساسية ، مثلاً عند $\mu_z = 0.3$ (لاحظ الجدول ٢٩) ، نجد بأن أخذ محدودية الطبقات

جدول ٣١

قيم $A\omega'$ لطبقات التربة المنضغطة المحدودة النخن أو السمك

μ_z	النسبة بين أضلاع المساحة المستطيلة للقاعدة $\alpha = l/b$						
	1	1.5	2	3	5	7	وأكثر 10
0.1	0.60	0.76	0.82	0.94	1.02	1.07	1.14
1.2	0.67	0.83	0.92	1.05	1.15	1.23	1.26
0.3	0.83	1.00	1.13	1.29	1.44	1.53	1.59
0.4	1.34	1.67	1.85	2.12	2.49	2.65	2.79

المنضغطة في الاعتبار ، سيقلل كثيراً من سمك أو نخن طبقة الانضغاط الفعّالة للتربة ، المؤثر على هبوط القواعد .

وإذا كان العمق الحقيقي لتطبق الصخور غير المنضغطة h_{rock} ، أقل من المقدار $2\,h'_{eq}$ ، المستخرج من شروط محدودية الطبقات المنضغطة ، إذن تدعو الضرورة هنا ، إلى حساب النخن التصميمي للطبقة المكافئة ، مع الأخذ في الاعتبار العمق الحقيقي أوالفعلي لتطبق الصخور غير المنضغطة ؛ والقيمة ω التي سنرمز إليها بالرمز ω_{mh} ، يجب أن تحدد باعتبارها دالة (النسبتان l/b ؛ h_{rock}/b) في الطرف الأيمن من الجدول ٢٥ .

ونتصور أنه من الممكن أن ننصح باستخدام الحساب التقريبي لمحدودية الطبقات المنضغطة عند التطبّق غير العميق (الذي يساوي أو يقل عن $2\,h_{eq}$) للصخور الصلدة والصخور غير الموطدة بصورة عامة ، وعند المساحة الكبيرة (أكبر من ٢٥ إلى ٥٠ م٢) لقاعدة الأساسات ، وذلك لأن طريقة الطبقة المكافئة للتربة المتجانسة ، لمساحات التحميل الكبيرة وخاصة عند أخذ تأثير الأساسات المجاورة في الاعتبار ، تعطي قيماً للهبوط مرتفعة نوعاً ما .

حساب هبوطات الأساسات المقامة على الطبقات الرقائقية من التربة . في حالة الطبقات الرقائقية للتربة ، لاتعتبر طريقة الطبقة المكافئة بمثابة طريقة دقيقة أو مضبوطة ، كما في حالة الفراغ النصفي المتجانس (وبهذه المناسبة ، ليست هناك حلول أخرى دقيقة أو مضبوطة) ، ولكن إذا حولنا التربة إلى

تربة شبه متجانسة (استناداً إلى النظرية أو الفرضية الخاصة بالمعامل النسبي المتوسط للانضغاطية ومعامل الترشيح المتوسط لطبقات التربة) عندئذ يمكن استخدام هذه الطريقة بدقة كافية للأغراض العملية ، باعتبارها طريقة هندسية للتنبؤ بهبوطات الأساسات .

وبالرمز إلى القيم المتوسطة للمقادير المحددة ، بالرمز m (في الدليل السفلي) وبالاستعاضة بعد ذلك عن سمك أو ثخن طبقات التربة ، المؤثر على الهبوطات ، بعمق المنطقة الفعّالة $H = 2\,h_{eq}$ ، نشتق الصيغ الخاصة بتحديد القيم المتوسطة لمعامل الانضغاطية النسبية a_m ومعامل الترشيح k_{fm} .

إن النظرية الخاصة بالمعامل النسبي المتوسط للانضغاطية ، يجب أن تأخذ في الاعتبار عند الاشتقاق ، انضغاط طبقات التربة المنفردة التابعة لمنطقة الانضغاط بأكملها ، ثخن أو سمك تلك الطبقات ، والضغط الذي يؤثر على كل طبقة منها ، نتيجة للأحمال الخارجية الواقعة عليها .

وإذا اتخذنا الرسم البياني المثلثي المكافىء لضغوط الدموج (شكل ١٠٧) أساساً للحساب ، يمكن عندئذ أن نعتبر بأن الضغط المتوسط أو معدل الضغط المؤثر في وسط أو منتصف كل طبقة من الطبقات ، يساوي مايلي :

$$p_i = \frac{P\,z_i}{2\,h_{eq}} \qquad (J_1)$$

حيث p — الضغط الخارجي المؤثر في مستوى قاعدة الأساس ؛

z_i — المسافة من النقطة المناظرة للعمق $2\,h_{eq}$ إلى منتصف الطبقة المبحوثة (لاحظ الشكل ١٠٧) .

ويمكن السماح بالأمر الأخير ، أو الاستنتاج الأخير ، وذلك لأنه عادة عند إجراء حسابات الهبوطات ، يعتبر معامل الانضغاطية غير معتمد على قيمة الضغط الخارجي ، ولهذا السبب فإن القليل من عدم الدقة في تحديد الضغوط ، يؤثر قليلاً فقط على قيمة الهبوط التصميمي المحسوب ، ولكن الرسم التخطيطي المستخدم هنا ، يبسط أو يسهل الحسابات إلى درجة كبيرة جداً .

إن الهبوط الكلي للطبقة المنضغطة من التربة ، يساوي كما يتضح هنا ، مجموع هبوطات الطبقات المنفردة . وإذا أخذنا بدلاً من سمك منطقة

الانضغاط الفعالة للتربة ، القيمة $2h_{eq}$ ، واعتبرنا الضغط المؤثر على كل طبقة من طبقات التربة ، مساوياً في المعدل للمقدار p_i [الصيغة (J_1)] عندئذ سنحصل على ما يلي :

$$h_{eq}\,a_{rm}\,p = h_1\,a_{r1}\,\frac{p\,z_1}{2\,h_{eq}} + h_2\,a_{r2}\,\frac{p\,z}{2\,h_{eq}} + \cdots \qquad (J_2)$$

وبتقسيم المعادلة على p وحلها لإيجاد قيمة المجهول a_{rm} ، نحصل على ما يلي :

$$a_{rm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i\,a_{ri}\,z_i}{2\,h^2_{eq}} \qquad (5.59)$$

وإذا علمنا عمق منطقة الانضغاط الفعالة h_a ، مثل العمق المستخرج من الصيغة (5.57′) عندئذ سنحصل على ما يلي :

$$a_{rm} = \frac{2\,\Sigma\,h_i\,a_{ri}\,z_i}{h_a^2} \qquad (5.59')$$

إن نظرية إيجاد معامل الترشيح المتوسط لطبقات التربة الرقائقية k_{fm} ، تشتق استناداً إلى المبدأ الذي ينص على أن فقدان الضغط في طبقات التربة المبحوثة بأكملها ، يساوي مجموع فقدان الضغط الحاصل في طبقات التربة على انفراد ، أي :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \cdots \qquad (K_1)$$

وبما أنه طبقاً لقانون الترشيح ، نجد بأن كمية الماء المصروف q_f عن طريق وحدة مساحة المقطع العرضي تساوي

$$q_f = k_{fi}\,\frac{\Delta H_i}{H} \qquad (K_2)$$

حيث k_{fi} — معامل الترشيح ؛

H — طول الطريق الذي يقطعه الماء ؛

عندئذ سنحصل على المعادلات أو الصيغ التالية :

$$\Delta H = \frac{q_f H}{k_{fm}} \quad ; \quad \Delta H_1 = \frac{q_f h_1}{k_{f1}} \quad : \quad \Delta H_2 = \frac{q_f h_2}{k_{f2}} \qquad (K_3)$$

حيث h_1 ، h_2 ، ... — تمثل سمك الطبقات المنفردة .

وفي هذه الحالة ، استناداً إلى المعادلة (K_3) نحصل على ما يلي :

$$\frac{q_f H}{k_{fm}} = \frac{q_f h_1}{k_{f1}} + \frac{q_f h_2}{k_{f2}} + \frac{q_f h_3}{k_{f3}} + \ldots \qquad (K_4)$$

ومن هذه المعادلة نحصل على مايلي :

$$k_{fm} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{h_i}{k_{fi}}} \qquad (5.60)$$

ونشير هنا ، إلى أن H تعتبر معادلة أو مساوية لسمك منطقة الانضغاط الفعّالة بأكملها .

وبمعرفة قيم a_{rm} و k_{fm} يمكن بسهولة تحديد قيمة الهبوط المستقر s_m والهبوطات الحاصلة في أية فترة زمنية كانت t ، أي قيمة s_t ، لكل الطبقات الرقائقية ، باعتبارها طبقات شبه متجانسة :

$$s_m = h_{eq}\, a_{rm}\, P \qquad (5.52')$$

$$s_t = s_m\, U \qquad (5.51')$$

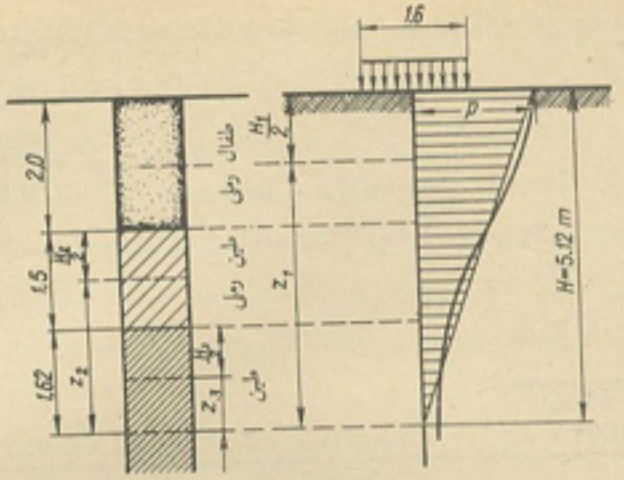
حيث تحدد درجة الدموج U تبعاً للتجانس أو للحركة ذات الاتجاهين للتيار الرئيسي لترشيح الماء المسامي وقيمة معامل الدموج ، التي في هذه الحالة تساوي ما يلي :

$$c_{vm} = \frac{k_{fm}}{a_{rm}\, \gamma_w} \qquad (5.11')$$

مثال ١٥ : يطلب تحديد قيمة الهبوط المستقر الكلي لأساس ذي قاعدة مستطيلة المساحة ($b = 1.6$ m ; $l = 3.2$ m) عندما يبلغ عمق الأساس $h_f = 1.5$ m ؛ والضغط المؤثر على التربة $p_0 = 2$ kgf/cm² ووحدة وزن التربة فوق قاعدة الأساس $\gamma = 1.8$ tf/m³ .

والأساس مقام على طبقات رقائقية من التربة (تخن الطبقات مبين في الشكل ١١٠) وتتميز هذه الطبقات بما يلي :

I9-863



شكل ١١٠ — الرسم التوضيحي لحساب هبوطات الأساس القائم على الطبقات الرقائقية لتربة (التربة الطبقية)

الطبقة الأولى (طفال رملي) — $a_{r1} = 0.008$ cm²/kgf

الطبقة الثانية (طين رملي) — $a_{r2} = 0.012$ cm²/kgf

الطبقة الثالثة (طبقات سميكة من الطين) — $a_{r3} = 0.015$ cm²/kgf .

الحل : عندما تكون النسبة بين أضلاع مساحة القاعدة كما يلي :

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{3.2}{1.6} = 2$$

نجد من الجدول ٢٩ ، للهبوط المتوسط (عند $\mu_r = 0.3$) أن

$$A\, \omega_m = 1.6$$

عندئذ سنجد بأن سمك طبقة التربة المكافئة ، سيساوي

$$h_{eq} = A\omega_m\, b = 1.6 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}$$

وارتفاع الرسم البياني المكافىء ، لضغوط الدموج ، يساوي

$$2\, h_{eq} = 2 \times 2.56 = 5.12 \text{ m}$$

ومن الصيغة (5.56) نجد بأن قيمة الضغط التصميمي أو المصمم (الأعلى من الضغط الجوي) المؤثر على التربة ، سيساوي

$$P = P_0 - \gamma h_f = 2 - 0.0018 \times 150 = 1.73 \text{ kgf/cm}^2$$

ولتحديد الهبوط المستقر الكلي للأساس ، يجب معرفة قيمة المعامل النسبي المتوسط للانضغاطية ، على امتداد منطقة الانضغاط الفعالة بأكملها .

وطبقاً للمقطع الجانبي لطبقات التربة (شكل ١١٠) نحدد المسافة z من منتصف كل طبقة إلى عمق $2\,h_{eq}$:

$$z_1 = 5.12 - 1 = 4.12 \text{ m}$$
$$z_2 = 5.12 - 2.0 - 0.75 = 2.37 \text{ m}$$
$$z_3 = 1.62/2 = 0.81 \text{ m}$$

ونحسب قيمة معامل الانضغاطية النسبي المتوسط ، من الصيغة (5.59) :

$$a_{rm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} h_i\, a_{ri}\, z_i}{2\,h^2_{eq}} =$$

$$= \frac{2 \times 0.008 \times 4.12 + 1.5 \times 0.012 \times 2.37 + 1.62 \times 0.015 \times 0.81}{2 \times 2.56^2} =$$

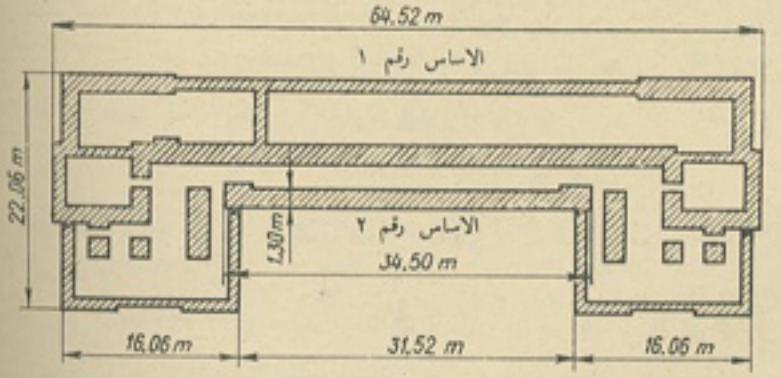
$$= 0.0098 \text{ cm}^2/\text{kgf}$$

عندئذ سنجد بأن قيمة الهبوط المستقر الكلي للأساس المقام على تربة مؤلفة من ثلاث طبقات ، تساوي ما يلي :

$$s = 256 \times 0.0098 \times 1.73 \approx 4.3 \text{ cm}$$

بعض المقارنات الخاصة . نقدم فيما يلي مقارنة للهبوطات التصميمية للأساسات مع نتائج بعض القياسات المباشرة على الطبيعة .

يبيّن الشكل ١١١ ، المسقط الأفقي لأساسات بناية إحدى المدارس ، وهي الأساسات التي حسبت هبوطاتها ، وخلال فترة سنتين تم قياس مقاديرها على الطبيعة .



شكل ١١١ – المسقط الأفقي لأساسات بناية إحدى المدارس

وتربة قواعد الأساسات المبحوثة ، تتألف من ثلاث طبقات (طبقة الطفال الرملي – ٣ر٥ م ؛ طبقة الطين الرملي – ٩ر١ م وطبقة الطين الرقائقي – أكثر من ٤ م) ، وتتميز طبقات التربة بمعامل نسبي متوسط للانضغاطية على امتداد منطقة الانضغاط الفعالة بأكملها ، يساوي $a_{rm} = 0.0223$ cm²/kgf ، وهو ما يعطي قيمة محسوبة للهبوط المستقر الكلي تساوي : $s = 13.5$ cm ، وحدوث أو سريان الهبوطات بمرور الزمن يؤخذ طبقاً للمعطيات المدرجة في الجدول ٣٢ . إن قيم الهبوطات المقاسة للأساسات مدرجة في الجدول ٣٣ .

جدول ٣٢

قيم الهبوطات s_t للأساسات : رقم ٢ (لاحظ الشكل ١١١)
المحسوبة بطريقة الطبقة المكافئة

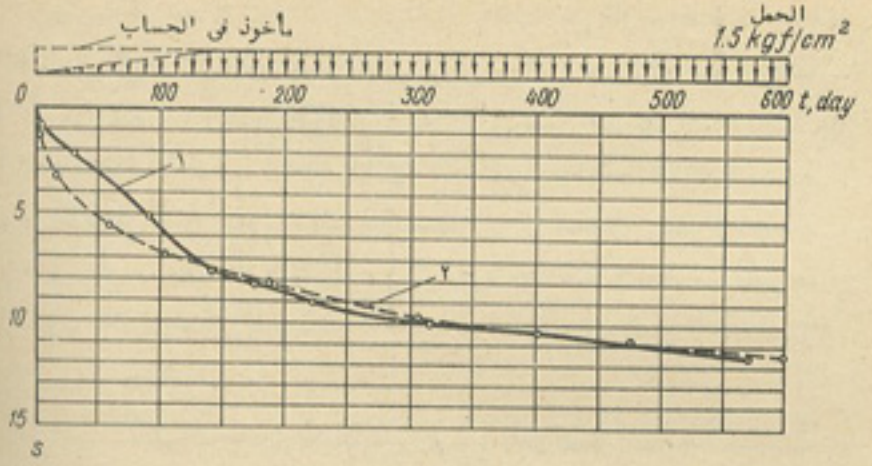
درجة التموج U	0.25	0.40	0.50	0.70	0.80	0.85	0.90
s_t الهبوط بالسنتمترات	3.4	5.4	6.7	9.4	10.8	11.5	12.2
t الزمن بالأيام	13	57	106	305	477	600	787

جدول ٣٣

الهبوطات الفعلية أو الحقيقية للأساس : رقم ٢

s_t بالسنتمترات	2.3	5.1	7.6	8.3	8.7	9.8	10.4	11.4
t بالأيام	30	88	136	171	220	313	404	572

إن مقارنة الهبوطات الفعلية (المقاسة) مع الهبوطات التصميمية أو المحسوبة نظرياً ، لمختلف الفترات الزمنية ابتداء من إقامة الانشاء أو المبنى ، المدرجة أو المبينة في الشكل ١١٢ ، تبيّن وجود تطابق أو تشابه جيد بين الهبوطات التصميمية (المحسوبة بطريقة الطبقة المكافئة) والهبوطات المقاسة على الطبيعة ، لأساسات المباني ، حتى في حالة التربة الرقائقية أو الطبقية . ويمكن إيضاح بعض التفاوتات الحاصلة في بداية عمليات المراقبة ، بأن حساب هبوطات الأساسات قد تم على أساس تأثير الحمل الكلي منذ بداية عملية إقامة



شكل ١١٢ – مقارنة الهبوطات الفعلية (١) مع الهبوطات التصميمية (٢) بطريقة الطبقة المكافئة ، للأساس رقم (٣) (لاحظ الشكل ١١١)

الأساسات ، في الوقت الذي نجد فيه بأن الحمل في الطبيعة قد ازداد زيادة تدريجية خلال فترة تساوي ٥ أشهر تقريباً .

ونقدم هنا أيضاً بعض المعطيات الحديثة جداً . فطبقاً للمعطيات المنشورة في المؤتمر الخاص بإقامة المباني على التربة الرخوة أو الضعيفة ، المعقود في مدينة تالين في الاتحاد السوفييتي عام ١٩٦٥ ، وفي التقارير العلمية المنشورة من قبل العالمين السوفيتيين دالماتوف وسيتنيكوف (معهد الهندسة المدنية في لينينغراد) ، نجد بأن هناك تشابهاً جيداً بين الهبوطات المقاسة على الطبيعة والهبوطات المحسوبة بطريقة الطبقة المكافئة ، بالنسبة لعدد كبير من المباني والانشاءات . وعلى سبيل المثال نجد بأن الهبوط التصميمي أو المحسوب نظرياً طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية للبناء (طريقة الجمع الأولى بدون أخذ التمدد الجانبي للتربة في الاعتبار) الخاص بمبنى المجلس البلدي في مدينة لينينغراد ، يساوي ٢٠٫٨ سم ، والهبوط المقاس خلال فترة ٢٦ سنة (لقد تكررت القياسات عدة مرات وذلك لأن الهبوطات زادت) يساوي ٣٨٫٨ سم ؛ أما الهبوط المستقر المحسوب بطريقة الطبقة المكافئة فيساوي ٤٢ سم .

وبالنسبة لأساسات أو قواعد فندق « روسيا » في لينينغراد أيضاً ، نجد

بأن الهبوط المقاس طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية يساوي ١٥ سم ، والمقاس بطريقة الطبقة المكافئة يساوي ٤٣ سم ، والهبوط الكلي المقاس عملياً يساوي ٤٥٫٣ سم . والهبوط المقاس طبقاً للمواصفات القياسية السوفييتية لبناية مؤلفة من ١٢ طابقاً (في نفس الظروف تقريباً) يساوي ٣١ سم ؛ والمقاس بطريقة الطبقة المكافئة يساوي ٥١ سم والهبوط المقاس عملياً بعد سنة واحدة من بدء إقامة الأساسات يساوي ٣٥ سم .

وبهذا الشكل ، يمكن أن نعتبر الأمر التالي من الأمور الثابتة ، وهو إذا تم تحديد الخواص التصميمية للتربة بصورة دقيقة ، واختيرت الظروف أو الشروط الحدودية للمسألة اختياراً صحيحاً (الرسوم التخطيطية الحسابية) فسوف نجد بأن القيم المحسوبة أو المتوقعة للهبوطات ، ستتفق مع قيم الهبوطات الملاحظة في الطبيعة ، بدرجة من الدقة تكفي للأغراض الهندسية أو الإنشائية .

الفصل السادس

العمليات الانسيابية في التربة وأهميتها

إن ذلك الفرع من العلم ، الذي يبحث مجرى أو حدوث تشوهات (انفعالات) مختلف المواد بمرور الزمن ، تحت تأثير القوى المؤثرة عليها ، يسمى بعلم الانسياب *، وهذا الاسم مأخوذ عن كلمة ρεο ** اليونانية التي تعني الانسياب أو التسيّل ، أي دراسة انسياب أو تسيّل المواد .

إن الأبحاث الخاصة ببعض المسائل المنفردة للانسياب بدأت منذ مدة طويلة (أبحاث الأستاذ بنهام — ١٩٢٢ ، الأستاذ ريسنير ١٩٤٣ وغيرهما) ولكنها لم تتطور تطوراً واسعاً للغاية إلا في السنوات العشر الأخيرة ، نظراً لاستخدام المواد المختلفة عند ضغوط مرتفعة ودرجات حرارة عالية واستخدام المواد اللدائنية أي البلاستيك والراتنجات وغير ذلك . وقد اكتسبت هذه الأبحاث أهمية عظيمة في علم الجيولوجيا وميكانيكا التربة — في المسائل المتعلقة بالتأثير الطويل الأمد للأحمال ، في الحالة التي يمكن فيها أن تتجمع في التربة والصخور الصلدة ، تشوهات أو انفعالات زحف كبيرة جداً ، أو عندما تضعف أو تتضاءل الاجهادات الحاصلة فيها (أي عند حدوث الاسترخاء).

ومن الضروري معرفة انخفاض مقاومة التربة ، لأجل اختيار المقاومات التصميمية للتربة ، كقواعد ومادة للانشاءات . ان تشوهات أو انفعالات الزحف يمكن أن تصل في بعض أنواع التربة عند الضغوط المناسبة ، إلى قيمة

---

* وهو علم يبحث مسائل المرونة والزوجة واللدونة — المترجم .

** وتلفظ بالعربية (ريو) — المترجم .

كبيرة . ولهذا فإنها خطرة عند استخدام الانشاءات ، وخاصة بالنسبة للانشاءات المعرّضة لأحمال القصّ الساكنة .

وهكذا على سبيل المثال ، فقد أثبتت تجاربنا التي أجريناها في معهد الهندسة المدنية في موسكو ، بأن تشوهات أو انفعالات الزحف للتربة الطينية المدمّجة أو الموطدة تصل إلى نسبة تتراوح من ٣٦٫٤ إلى ١٦٥٪ (لاحظ الجدول ٣٤ الذي سيأتي فيما بعد) من قيمة التشوهات في حالة دموجها الناجم عن الترشيح ، أي لا بد من أخذ هذه القيم في الاعتبار بطبيعة الحال ، خاصة عند إقامة الانشاءات والمباني على التربة الطينية شبه الصلبة والصلبة الشديدة اللدونة . وقد أشار قبل ذلك الأستاذ السوفييتي بوزيريفسكي عام ١٩٣٤ ، إلى أهمية حساب زحف التربة الطينية بالنسبة إلى استقرار ومقاومة الانشاءات الساندة أو المحتجزة ، والسفوح الطبيعية المائلة . وقد نشر عدد من الأبحاث العلمية المتعلقة بهذه المسائل ، من قبل علماء سوفييت آخرين نذكر منهم الأساتذة : ماسلوف ، جولدشتين ، تير — ستيبانيان . أما مسائل الانسياب العام للتربة — الدائمة التجمد والتربة المتجمدة في البداية ، ثم بعد ذلك للتربة الطينية الكثيفة ، فقد بحثت من قبل العلماء السوفييت : فيالوف ، ميسجيان ، زاريتسكي وغيرهم . وفيما يتعلق بميكانيكا الصخور الجبلية الجوفية ، اشتهرت أبحاث الأستاذين يرجانوف وزاريتسكي ، وأخيراً الأبحاث المتعلقة بانسياب الأجسام المشتتة ، التي أجراها الأساتذة ريبندير ، فولوروفيج ، غوركوفا وغيرهم .

إن هذا السرد الموجز وغير التام لأسماء العلماء السوفييت ، الذين بحثوا مسألة الانسياب في علم ميكانيكا التربة ، يدل على أهمية هذه المسألة ، التي عقدت في السنوات الأخيرة عدة مؤتمرات واجتماعات وندوات لبحثها (مثل الندوة العالمية الخاصة بموضوع « الانسياب في ميكانيكا التربة » المعقودة في مدينة غرينوبل في فرنسا عام ١٩٦٤ ، والاجتماع التنسيقي الخاص بالانسياب المعقود عام ١٩٦٦ في معهد الجيولوجيا للبحوث العلمية السوفييتي وغير ذلك) . وسوف نبحث في هذا الفصل العمليات الانسيابية ، التي تحدث بصورة خاصة أو رئيسية في التربة الطينية ، وأهميتها في علم ميكانيكا التربة .

إن هذه العمليات تجري بالنسبة للتربة الطينية المشبعة بالماء ، في وقت واحد مع عملية الدموج بالترشيح ، ولكنها لا تنتهي معها في نفس الوقت ، بل تستمر أحياناً لوقت طويل للغاية عقب انتهاء عملية الدموج بالترشيح ؛ ولا يمكن بحث زحف هيكل التربة « في شكله الخالص » إلا بعد انتهاء عملية الدموج بالترشيح .

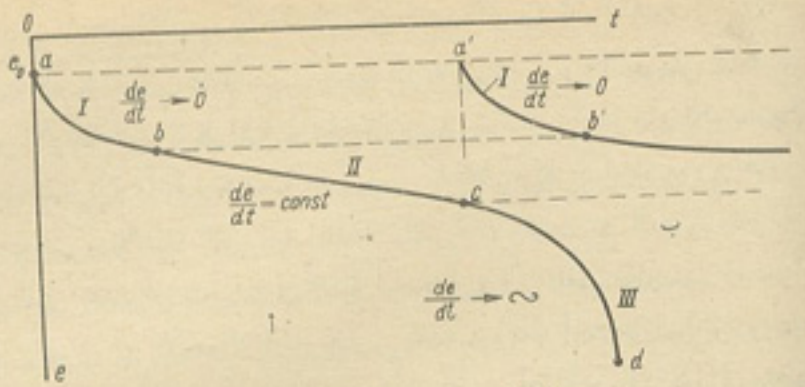
ولنبحث الآن الأسباب الطبيعية (الفيزيائية) التي تتحكم بمجرى العمليات الانسيابية الرئيسية في التربة الطينية : ارتخاء الاجهادات وتشوهات أو انفعالات الزحف .

إن التجارب المباشرة الخاصة بالانضغاط الوحيد المحور والثلاثي المحاور ، القص والالتواء ، تدل على أن مقاومة التربة الطينية المتماسكة للقوى أو الأحمال الخارجية ، تعتمد على مدة تأثير الحمل : تبلغ المقاومة قيمتها القصوى عند الزيادة السريعة للحمل ، وتقل عند الزيادة البطيئة والتأثير الطويل الأمد للحمل ، وفي هذه الحالة ، تتطور حتى عند عدم تغير الحالة الطبيعية أو الفيزيائية للتربة ، تشوّهات متزايدة مع مرور الزمن (زحف هيكل التربة) .

وكما بينا في الفصول السابقة ، فإن التربة الطينية هي عبارة عن نظام خاص معقد جداً من الأجسام المشتتة ، يحتوي على نوعين من الأربطة الداخلية هما : الأربطة الجاسئة — وهي أربطة متبلورة مسمنتة والأربطة اللزجة — وهي أربطة غروانية مائية ، وهنا يكون عدم تجانس الأربطة الداخلية للتربة ، معتمداً على وجود أخلاط دقائق التربة المتباينة التماسك والمتباينة المقاومة .

وعند تأثير الأحمال الخارجية ، نجد بأن الأربطة الجاسئة تنهار تدريجياً ، بقدر زيادة القوى المؤثرة عليها (في البداية تنهار الأربطة الأقل مقاومة ثم تليها الأربطة الأكثر مقاومة) ، وتنشأ في أخلاط الدقائق الترابية أو دقائق التربة ، شقوق دقيقة مع ظهور أربطة جديدة غروانية مائية وتلامسية جزيئية في نفس الوقت ، تكتسب أهمية ملموسة نتيجة لقلة أو تناقص المسافة الموجودة بين دقائق التربة .

إن انخفاض مقاومة التربة يحدث أثناء عملية تشوهها . ولنبحث الآن منحني تغير تشوهات (انفعالات) التربة الطينية بمرور الزمن ، عندما لا تتغير



شكل ١١٣ – منحنيات الزحف :
أ – الزحف غير المضمحل ، ب – الزحف المضمحل

عملياً حالتها الطبيعية أو الفيزيائية (عندما تكون عملية الدموج بالترشيح قد انتهت) وعند تأثير حمل تزيد قيمته على P_{lim} . وعلى منحني الزحف (شكل ١١٣) يجب بالإضافة إلى التشوّه اللحظي Oa ، أن نميّز المراحل الثلاث التالية (راجع كذلك البند ١ من الفصل الرابع) : المرحلة I (الممثلة بالقسم ab) — وهي مرحلة الزحف غير المستقر ؛ المرحلة II (الممثلة بالقسم bc) — وهي مرحلة الزحف المستقر أو التسيّل اللدن ، المصحوب بسرعة تشوّه ثابتة عملياً ؛ والمرحلة III (الممثلة بالقسم cd) — وهي مرحلة التسيّل المتزايد مع سرعة التشوّه المستمرة في الزيادة .

وقد بيّنت الأبحاث الخاصة بذلك (بما فيها الأبحاث البصرية البلورية) التي أجراها الأساتذة جولدشتين وبابيتسكايا ، شوشيرينا ، فيالوف ، بيكارسكايا وماكسيمياك ، لاريونوف ، وكذلك الأبحاث التي أجراها مؤلف الكتاب في معهد الهندسة المدنية في موسكو ، وغيرها من الأبحاث الأخرى ، بأن العوامل الرئيسية التي تتحكم بمراحل الزحف ، هي : إعادة تنظيم بنية التربة (مع انقطاع الأربطة البنيوية أو التركيبية القديمة وتكوّن أربطة جديدة) ونشوء وتطوّر الشقوق الدقيقة .

في المرحلة الأولى (مرحلة الزحف المتضائل أو المضمحل) يحدث نقصان (إنسداد) في الشقوق الدقيقة الموجودة . ويلاحظ نقصان في حجم التربة .

وفي المرحلة الثانية (مرحلة التسيّل اللزج اللدن) تحدث فقط إعادة تنظيم في بنية التربة ، مع عدم تغيّر حجم التربة عملياً ، وهنا يعوّض تماماً عن انهيار الأربطة البنيوية الراهنة ، الجاسئة وشبه الجاسئة ، بنشوء أو تكوّن أربطة جديدة غروانية مائية وتلامسية جزيئية ، أما التشوّه اللزج الجاري (وبصورة رئيسية تشوّه الأغلفة الغروانية المائية ، القوية الارتباط مع الدقائق المعدنية) فهو الذي يحدد أو يتحكم في البنية الجديدة ، التي تقل مقاومتها باستمرار لتأثير القوى أو الأحمال الخارجية : يحدث وكأن أخلاط الدقائق وبعض الدقائق المنفردة الأخرى ، تنتظم في اتجاه القوى أو الأحمال المؤثرة ، وتظهر في الدقائق الطينية القشرية ، شقوق دقيقة في اتجاه القوى (تجارب الأستاذ توروفسكي وغيره)

وفي المرحلة الثالثة (مرحلة التسيل المتزايد) يزداد حجم التربة وتقل مقاومتها العامة نتيجة لظهور شقوق دقيقة جديدة (عند قيمة معينة للازاحات النسبية لدقائق التربة وأخلاطها) تستمر بالاتساع مع العيوب والشقوق الدقيقة الموجودة من قبل ، وتؤدي بالتربة إلى الانهيار القصيف أو التحول إلى حالة التسيل اللزج ، المصحوب بكبس التربة ودفعها بعيداً عن سطح التحميل .

وقد أثبت الأستاذ فيالوف عام ١٩٥٩ ، وأثبتت التجارب والأبحاث التي أعقبت ذلك ، بأن الزحف المستقر يتحول دائماً إلى زحف متزايد ، ولكن عند الفترات الزمنية المختلفة لتأثير الحمل : كلما زادت الفترة الزمنية أو مدة تأثير الحمل ، أمكن حدوث الزحف المتزايد عند حمل أقل ، وطبقاً لتجارب المؤلف وغيره ، لا يحدث ذلك إلا عند وصول التشوّه إلى قيمة معينة بالنسبة للتربة المعلومة ولحالتها الطبيعية المعروفة أيضاً .

ويجب أن نلاحظ بأنه كما أثبتت أبحاث التربة المتجمدة التي أجريت في جامعة موسكو (من قبل الأستاذة شوشيرينا بين عامي ١٩٦٤ – ١٩٦٦) ، نجد بأن معامل التشوّه الجانبي النسبي μ_r أثناء عملية الزحف ، لا يعتبر قيمة ثابتة ، بل يعتمد على درجة التشوه ، وبالنسبة للتسيل المتزايد ، يمكن أن تزيد قيمته على النصف ، أي $\mu_r \geqslant 0.45 - 0.5$ ، الأمر الذي يدل على تفكك أو انتفاخ التربة في مرحلة الزحف المتزايد .

ونشير أيضاً إلى أن قيمة μ_r التربة الطينية ، تعتمد على قوامها ، وذلك بتغيّر هذه القيمة في طور الدموج أو التوطيد من $\mu_r = 0.1$ (التربة الطينية الصلبة) إلى $\mu_r = 0.5$ (التربة الطينية المائعة أو المتسيلة) .

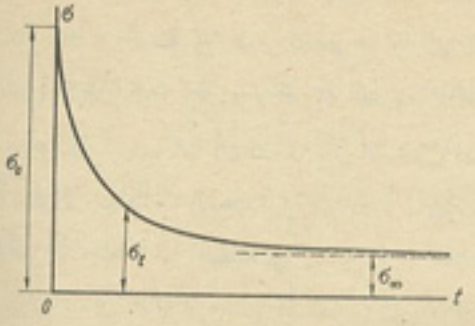
ولكن يجب هنا أن ندرك بأن الزحف المستقر ، لا ينشأ أو يظهر إلا عندما تكون الاجهادات الناجمة في التربة ، أكبر من حد معيّن ، أما في حالة القيمة الأقل للاجهادات الفعالة (الحمل) ، نجد بأن الزحف لا يتحول إلى حالة السيولة (أي حالة الزحف المستقر) أي أن التربة ستتمتع بمقاومة طويلة الأمد ، وخلال أية مدة زمنية لتأثير الحمل ، ستكون تشوهاتها (انفعالاتها) عبارة عن تشوهات متضائلة (شكل ١١٣ ، ب) .

البند ١ – ارتخاء الاجهادات والمقاومة المستمرة للتربة المتماسكة

الشروط الطبيعية الأولية . بما أن تشوهات التربة الطينية ، تزداد بمرور الزمن في طور أو مرحلة الزحف ، إذن فلكي نحافظ على قيمة معينة للتشوهات نحتاج بمرور الزمن إلى قيمة أقل للاجهادات العاملة (الافتراضية) . إن عملية تقليل أو خفض الاجهادات العاملة بمرور الزمن (اضعاف الاجهادات) في حالة التشوهات غير المتغيرة ، تسمى بارتخاء أو استرخاء الاجهادات .

إن استرخاء الاجهادات ، المعتمد على انهيار الأربطة البنيوية أو التركيبية في التربة المتماسكة (التربة الطينية ، التربة المتجمدة وغيرها) يحدث دائماً أثناء عملية الزحف ، غير أن قيم الاجهادات لا تهبط إلى الصفر ، ولكنها تهبط إلى قيمة معينة فقط ، تبقى فيما بعد مستقرة أو ثابتة . ومع ذلك وجدت هناك فكرة (للأستاذين ميسيجيان ، جوكوف وغيرهما) مفادها أن مقاومة التربة الطينية لا تنخفض أثناء عملية الزحف الناجم عن القص ، بل تزداد ، ولكن هذه الفكرة لم تثبت بالتجارب الخاصة التي أجريت في معهد الأبحاث العلمية للقواعد والأساسات في موسكو (من قبل الأستاذ فيالوف والأستاذة بيكارسكايا عام ١٩٦٦) ؛ وطبقاً لهذه التجارب وجد بأنه أثناء عملية زحف التربة الطينية ، تكون مقاومتها عند تأثير الأحمال المستمرة للغاية ، أقل دائماً من المقاومة العابرة أو اللحظية .

واستناداً إلى ذلك ، يجب تمييز العوامل الخاصة التالية لمقاومة التربة، التي لها خواص الانسياب : المقاومة العابرة أو اللحظية σ_0 – وهي المقاومة العابرة أو اللحظية للتربة من الناحية العملية ، في لحظة بدء التحميل ؛ المقاومة النهائية أو القصوى ، أي المقاومة المتغيرة بمرور الزمن σ_t ، التي تؤدي إلى انهيار التربة خلال فترة زمنية معينة t ؛ والمقاومة المستمرة أو المتواصلة σ_∞ ، أو الحد الأدنى للمقاومة عند ارتخاء الاجهادات (شكل ١١٤) التي لاتنخفض المقاومة دون مستواها .



شكل ١١٤ – منحني المقاومة الدائمة أو المتواصلة للتربة المتجمدة

وللتنبؤ أو لمعرفة تغيرات مقاومة التربة بمرور الزمن σ_t ، يمكن استخدام الصيغ التي اقترحها كل من الأستاذين فيالوف (الصيغة 6.1) وزاريتسكي (الصيغة 6.2) :

$$\sigma_t = \frac{b}{\ln t/B} \qquad (6.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_\infty)\frac{t}{T_p + t} \qquad (6.2)$$

حيث b ، B و T_p – هي عبارة عن بارامترات المعادلتين (6.1) و (6.2) المحددة بطريق التجربة .

إن انخفاض أو تقليل الاجهادات عند ثبات التشوّه (الاسترخاء) للتربة المختلفة البنية أو التركيب والمختلفة القوام ، يختلف اختلافاً كبيراً جداً : حيث يتراوح بالنسبة للتربة الصلبة وشبه الصلبة بين حدود تصل إلى ١٠ – ٢٠٪ ، وللتربة اللدنة إلى ٣٠ – ٦٠٪ وللتربة اللدنة المائعة يصل الانخفاض إلى ٨٠٪ ، وللتربة الجليدية المتجمدة والتربة الدائمة التجمد – إلى خمس مرات فما فوق .

الأبحاث التجريبية . إن أبحاث ارتخاء أو استرخاء الاجهادات وتحديد المقاومة المتواصلة أو المستمرة للتربة ، يمكن أن تنجز بعدة طرق منها :

١ – طريقة القياس المباشر لارتخاء الاجهادات (التي وضعها الأستاذ كوستيرين من معهد الهندسة المدنية في موسكو عام ١٩٥٧) ؛

٢ – طريقة التحديد الديناموميتري لتغيّر المقاومة (التي وضعها الأستاذ فيالوف عام ١٩٦٦) ؛

٣ – طريقة الدمغة الكروية (التي وضعها مؤلف الكتاب الأستاذ تسيتوفيچ عام ١٩٤٧) .

إن الطريقة الأولى تستخدم بصورة رئيسية في حالة الأبحاث المختبرية (أو المعملية) وذلك لأنها تتطلب وجود جهاز قياس دقيق ؛ أما الطريقتان الثانية والثالثة ، فهما من الطرق البسيطة ، التي تعطي إمكانية التحديدالتلقائي تقريباً لمقاومة التربة المستمرة ، باستخدام عيّنة جوفية (قلبية) من التربة المتماسكة ، ولذلك يمكن أن ننصح باستخدامهما في القياسات التطبيقية أو العملية ، لأنهما بسيطتان جداً وتتطلبان وقتاً غير طويل (بالرغم من أنه أطول قليلاً من الحالة الأولى) للتجارب ، ونشير هنا إلى أن الطريقة الثالثة ، أي طريقة الدمغة الكروية ، تستخدم الآن بنجاح في المجالات العملية أو التطبيقية.

وفي طريقة القياس المباشر لارتخاء الاجهادات ، يستخدم الجهاز المبيّن في الشكل ١١٥ ، ويتميّز عن مكبس التدميج أو التوطيد العادي ، بأنقضبان الشد في الجهاز ، مصنوعة على هيئة مواسير مجزأة على امتداد المحور إلى أربعة أجزاء متساوية ، تلصق عليها أجهزة الإحساس السلكية للمقاومة (ونصف هذه الأجهزة ، وهي أجهزة الإحساس بدرجات الحرارة ، تكون مقطوعة من أحد أطرافها) لقياس ارتخاء أو استرخاء الاجهادات في عينة التربة ، في حالة القيمة المعلومة غير المتغيّرة لتشوّه العينة .

وقد أثبتت التجارب ، بأنه في ظروف التمدد الجانبي المطلق للتربة المتماسكة ، ستكون العلاقة التالية (مع التصحيح الخاص لقيمة σ_∞) صحيحة في هذه الحالة :

$$(\sigma_t - \sigma_\infty) = (\sigma_0 - \sigma_\infty)\, t^{-n} \qquad (6.3)$$

حيث σ_t — الاجهاد في اللحظة المعينة من الزمن ؛

t — الزمن ابتداء من بدء التجربة ؛

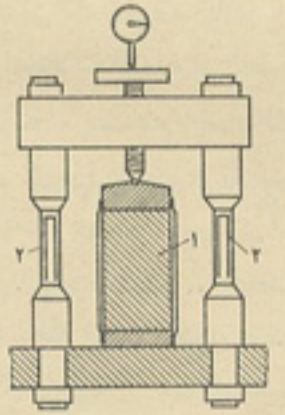
σ_0 — الاجهاد الابتدائي ؛

σ_∞ — الاجهاد المستمر إلى النهاية ؛

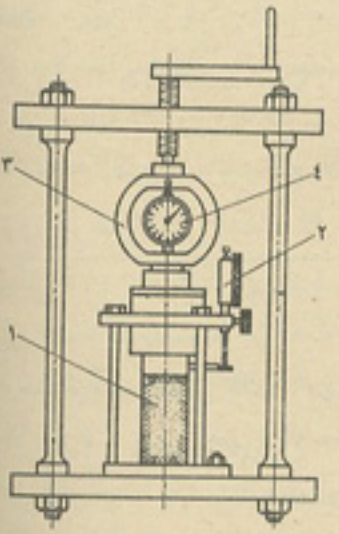
n — بارامتر يوضح سرعة ارتخاء الاجهادات ($n < 1$) .

ومن الجدير أن نذكر هنا ، بأن قيمة بارامتر ارتخاء الاجهادات ، المستخرجة للمركبات الضخمة الجزيئات حسب المعطيات المختبرية لأكاديمية العلوم السوفييتية (أبحاث الأستاذ ديرياغين وغيره) ، هي أقل من الواحد أيضاً .

وبالإضافة إلى ذلك فقد أثبتت التجارب التي أجريت في معهد الهندسة المدنية في موسكو عام ١٩٥٧ ، حدوث انهيار في الأربطة البنيوية أو التركيبية ، عند قيمة معينة للتشوهات النسبية للتربة .



شكل ١١٥ – جهاز للقياس المباشر لارتخاء الاجهادات في عينات التربة الطينية :
١ – العينة المختبرة ،
٢ – قضبان الشد الخاصة بالقياس ،
مع أجهزة احساس (ثبائط) المقاومة الملحقة بها



شكل ١١٦ – جهاز دينامومتري :
١ – عينة التربة ،
٢ – مبين قياس تشوهات العينة ،
٣ – دينامومتر ،
٤ – مبين الدينامومتر

وفي الطريقة الدينامومترية ، يستخدم الجهاز * المبيّن في الشكل ١١٦ ، من تصميم المهندس يرماكوف ، وباستخدام هذا الجهاز ، يمكن بطريقة الأستاذ فيالوف ، أن نحدد مباشرة وبصورة تلقائية تقريباً ، المقاومة المستمرة أو المتواصلة للتربة المتماسكة . ولهذا الغرض ، يسلط الحمل على عينة التربة بواسطة دينامومتر (وهذا الحمل يقل قليلاً عن قيمة المقاومة العابرة أو اللحظية) وتتم قياسات تشوهات أو انفعالات عينة التربة وحسابات بيانات الدينامومتر ، إلى أن نحصل (في الحالة المستقرة) على المقاومة المتواصلة للتربة.

واستناداً إلى نتائج القياسات المباشرة ، نحدد ما يلي :

λ''_0 — التشوه أو الانفعال الابتدائي لعينة التربة ؛

λ'_t — التشوه النهائي للدينامومتر ؛

P_0 — الحمل الابتدائي المؤثر على عينة التربة ؛

P_t — الحمل النهائي (المستقر) المؤثر على عينة التربة (المحسوب بواسطة الدينامومتر) .

وفي هذه الحالة ، سنجد بأن قيمة المقاومة المستمرة أو المتواصلة للتربة P_{pro} مع أخذ تصحيح تشوه الدينامومتر في الاعتبار (طريقة الأستاذ فيالوف) ستساوي ما يلي :

$$P_{pro} = P_t \frac{P_0}{A_{in}\,(\lambda'_t)^m} = P_t \left(\frac{\lambda''_0}{\lambda'_t}\right)^m \qquad (6.4)$$

والمقاومة العائدة لوحدة المساحة F تساوي :

$$p_{pro} = \frac{P_{pro}}{F} \qquad (6.4')$$

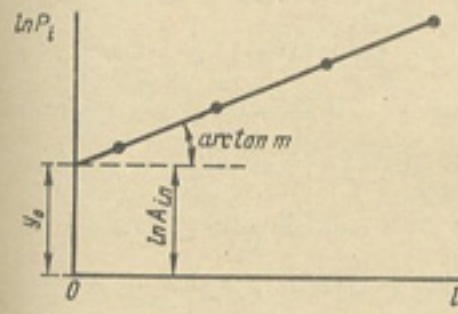
حيث يحدد البارامتر A_{in} (معامل التشوه الابتدائي للتربة) والبارامتر m (معامل التقوية أو التوطيد) من الرسم البياني المخطط بإحداثيات الضغط اللوغاريتمية P_t وتشوهات التربة λ''_t ، المقاسة مباشرة (شكل ١١٧) :

* لقد اقترح مؤلف الكتاب قبل ذلك (عام ١٩٣٨) تصميم جهاز مماثل لهذا الجهاز ، لبحث واستقصاء الخواص الميكانيكية للتربة المتجمدة .

$$A_{\ln} = e^{y_0}$$

$$m = \frac{\Delta\ (\ln P_0)}{\Delta\ (\ln \lambda''_0)}$$

إن طريقة الدمغة الكروية ، مشروحة في البحث الخاص بتحديد تلاصق أو التصاق التربة ، في الفصل الثاني من الكتاب . وسوف نشير هنا فقط ، إلى أنه عند تحميل الدمغة الكروية بحمل ساكن معين (لقد أشير إلى الحدود المرغوبة لهذا الحمل ، المناظرة للثوابت الجبرية للقيم المستخرجة ، في الفصل الثاني من الكتاب) يجب قياس تشوهات أو انفعالات التربة (هبوطات الدمغة الكروية) إلى حد استقرارها ، وهنا تتوقف التشوهات تلقائياً ، في الوقت الذي تصبح فيه الدمغة في حالة توازن . إنّ وحدة الضغط التي نتوصل إليها في هذه الحالة ، هي المقاومة المستمرة أو المتواصلة للتربة بالذات .



شكل ١١٧ – تحديد بارامترات ارتخاء أو استرخاء الاجهادات بواسطة الرسم البياني اللوغاريتمي

ومعدل الضغط (الضغط المتوسط) الواقع على أثر الدمغة في التربة ، يساوي ما يلي :

$$p_m = \frac{P}{\pi\ D\ s_t} \qquad (6.5)$$

حيث P – الحمل الخارجي المؤثر على الدمغة الكروية ؛

s_t – هبوط الدمغة الكروية في التربة ، لأية فترة زمنية كانت ؛

D – قطر الدمغة الكروية .

وإذا عوضنا عن الهبوط s_t ، بالقيمة s_{pro} ، أي بقيمة الهبوط المستقر أو المتواصل ، وأخذنا في الاعتبار زيادة الضغط النهائي أو الأقصى (المقاومة القصوى) للتربة ، على امتداد العمق ، وعلى أقل تقدير بما يساوي قيمة الحمل

20-863

الضمني الجانبي γh_t (حيث h_t تمثل عمق الأساس) عندئذ سنحصل نهائياً على ما يلي :

$$p_{max.pro} = \frac{P}{\pi D s_{pro}} + \gamma\ h_t \qquad (6.5')$$

ونشير هنا إلى أن الصيغة (6.5) المحددة للمقاومة المستمرة أو المتواصلة للتربة المتماسكة (التي تزيد على $p_{lim.c}$) تكون كما أثبتت التجارب العديدة التي أجريت على التربة المتماسكة (بما في ذلك التربة المتجمدة) قابلة للتطبيق تماماً عندما يراد تقييم المقاومة المستمرة أو المتواصلة للتربة ، وتساعد بنفس المدلول على تحديد هذه الطبيعة المعقدة لخواصها الانسيابية . وبطبيعة الحال ، يجب أن تجرى التجربة البسيطة بواسطة الدمغة الكروية ، بعدد كاف من المرات أو التكرار لأجل الحصول على نتائج متوسطة ، ولاتوجد في ذلك أية صعوبات كبيرة . وكمثال على ذلك ، يبيّن الشكل ٣٤ (راجع الفصل الثالث) منحنى استرخاء قوى التصاق التربة المتماسكة ، عند التأثير المستمر أو المتواصل للحمل.

ونشير هنا ، إلى أن سبب استرخاء اجهادات التربة ، طبقاً للأبحاث التي أجراها الأستاذ ريلتوف وغيره ، يعود إلى تحول قسم من التشوهات أو الانفعالات المرنة (المتحولة) بمرور الزمن ، إلى تشوهات لدنة غير قابلة للتحول ، ويحدث ذلك على الأغلب ، على حساب انخفاض قوى التصاق التربة (طبقاً لأبحاث الأستاذ ماسلوف) .

البند ٢ – تشوهات أو انفعالات الزحف في التربة وطرق وصفها

لقد بيّنا في البند السابق ، بأن هناك أهمية جوهرية من الناحية العملية (وخاصة في حالة التربة الطينية الشديدة اللدونة ، شبه الصلبة والصلبة) للزحف المتضائل أو المضمحل (المرحلة I في الشكل ١١٣) وفي بعض الحالات (للانشاءات التي يسمح فيها بوجود قيمة معينة لتشوهات القاعدة ، المتجمعة بمرور الزمن خلال فترة أو مدة وجود الانشاء) توجد أهمية جوهرية للزحف المستقر (المرحلة II في الشكل ١١٣) أو للتسيّل اللزج اللدن لتربة القاعدة بسرعة ثابتة ، أما بالنسبة للتسيّل المتزايد أو المتطور (المرحلة III في

الشكل ١١٣) في قواعد الانشاءات أو المباني ، فلا يمكن السماح بحدوثه بتاتاً ، وذلك لأنه يؤدي إلى حدوث تشوهات مدمّرة في القواعد .

وعند بحث الزحف غير المستقر المتضائل للتربة يجب أن نفرق بين الزحف الحجمي (الذي يحدث عند الانضغاط الموضعي أو العام ، مثلاً عند الكبس) وبين زحف القصّ أو الزحف الناجم عن القصّ ، عند التأثير المستمر أو المتواصل للقوى الأفقية في قواعد الانشاءات أو المباني (مثل الإنشاءات الساندة أو المحتجزة — الجدران الواقية ، السدود الترابية ، سدود الماء وغيرها) .

إن الزحف المتضائل أو المضمحل يحدث في قواعد الانشاءات ، فقط عندما لا تزيد قيمة الضغوط الخارجية على حد معيّن ، يناظر بداية مرحلة التسيّل اللزج اللدن . وفي مرحلة أو عملية الزحف المتضائل ، يزداد باستمرار معامل لزوجة التربة الطينية ، نتيجة لتوطد وتقوية الأغلفة الغروانية المائية للدقائق المعدنية ، انسداد الشقوق الدقيقة ونشوء أربطة بنيوية أو تركيبيةجديدة.

ولنبحث الآن الزحف المتضائل للتربة الطينية ، الذي يتحكم فيما يسمى بالدموج الثانوي للتربة (دموج الزحف اللزج) .

إن تشوه أو انفعال الزحف اللزج ، ينشأ كما ذكرنا سابقاً (راجع البند الخامس من الفصل الأول) نتيجة لتشوهات أو انفعالات زحف هيكل التربة، وهنا تكون أكثر نظريات الزحف انطباقاً على التربة الطينية (استناداً إلى التجارب العديدة التي أجراها الأستاذ ميسجيان وغيره) هي النظرية التكاملية للزحف المتأصل الخطي (نظرية بولتسمان — والتر ، المطبقة لأول مرة على التربة من قبل الأستاذ فلورين ، في التفسير الرياضي الذي وضعه الأستاذان ماسلوف — اروتونيان) التي لها أكبر صفة جامعة ، بالمقارنة مع نماذج الزحف الانسيابية المتعددة العناصر .

إن المعادلات الأساسية المستخدمة لحل مسائل نظرية الزحف المتأصل الخطي ، هي معادلات حالات هيكل التربة [مثل الصيغة (2.38)] وصيغة انضغاط الماء المسامي الحاوي للغازات [الصيغة (2.40)] .

وسوف تكون معادلة حالة الاجهاد والتشوّه أو الانفعال للتربة ، عند

الزحف المتضائل والتحميل الأحادي [الصيغة (2.38)] على الشكل التالي :

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{\text{ins}}} + \overline{K}(t - t_0)\,\sigma(t_0)\,\Delta t_0$$

حيث يرمز الحد الأول من الطرف الأيمن للمعادلة ، إلى التشوه أو الانفعال اللحظي (العابر) في اللحظة الزمنية t (عندما يكون معامل التشوه أو الانفعال اللحظي هو E_{ins}) ، أما الحد الثاني فيوضح التشوه أو الانفعال ، الذي يتجمع بمرور الزمن ، ويتناسب طردياً مع كل من الاجهاد $\sigma(t_0)$ ، الفترة الزمنية البينية للتأثير Δt_0 ومع دالة معينة هي $\overline{K}(t - t_0)$ معتمدة على الوقت الذي مرّ منذ اللحظة t_0 (قلب الزحف) .

وفي حالة التحميل المتواصل [الصيغة (2.38′)] نجد ما يلي :

$$\epsilon(t) = \frac{1}{E_{\text{ins}}}\left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - t_0)\,\sigma(t_0)\,dt_0\right]$$

حيث : $K(t - t_0) = \overline{K}(t - t_0)\,E_{\text{ins}}$

ومن أكثر قلوب الزحف المثبتة بالتجربة ، بالنسبة للتربة الطينية ، هو القلب الذي يكون كما أشرنا سابقاً [راجع الصيغة (2.39)] على الشكل التالي :

$$\overline{K}(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1 (t - t_0)}$$

حيث δ و δ_1 — بارامترات الزحف (معامل قلب الزحف δ ومعامل تضاؤل أواضمحلال الزحف δ_1)المحددة بواسطة التجربة .

تحديد بارامترات الزحف . عند تحديد بارامترات زحف التربةالطينية، استناداً إلى نتائج تجارب التجفيف والكبس ، يجب تأمين التشبع التام لعيّنات التربة بالماء ، وهذا ما سيكون مناظراً لعدم وجود فقاعات الهواء في الماء المسامي (يتم إشباع عينات التربة بالماء ، بتأثير التفريغ الهوائي وتحدد الأشياء التالية ، لكل درجة من درجات التحميل :

١) معامل الضغط المسامي الابتدائي [الصيغة (5.29)]

$$\beta_0 = \frac{p_{w0}}{p}$$

حيث p_{w_0} — الضغط المسامي الابتدائي للماء ، المقاس بعد التحميل مباشرة ؛

p — الضغط الكلي عند درجة التحميل المعلومة .

٢) معامل الانضغاطية النسبية للتربة في الحالة النهائية المستقرة ، لدرجة التحميل المعلومة (معامل الانضغاطية النسبية النهائية) $a_{r\,fin}$ ، المحدد من الصيغة التالية :

$$a_{r\,fin} = \frac{s_\infty}{p_1 h_1}$$

حيث s_∞ — الهبوط المستقر للتربة عند درجة التحميل المعلومة ؛

p_1 — الضغط الكلي لدرجة التحميل المعلومة ؛

h_1 — ارتفاع طبقة التربة المبحوثة .

٣) معامل الانضغاطية النسبية في لحظة تسليط الحمل (معامل الانضغاطية النسبية الابتدائية) a_r' ، المحدد تبعاً للخواص الانضغاطية والترشيحية للتربة ، بواسطة الصيغة المشتقة من المعادلة (5.11) :

$$a_r' = \frac{k_1}{\gamma_w c_v}$$

حيث k_1 و c_v — معاملا الترشيح والدموج على التوالي ، في بداية الدموج الانضغاطي ، (مثلاً عند درجة الدموج التي تساوي : $U_0 = 0.2$ أو $U_0 = 0.3$) .

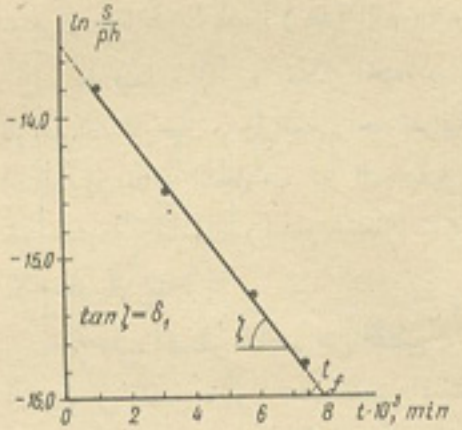
وبمعرفة المعاملات التالية β_0 ، $a_{r\,fin}$ و a_r' ، يمكن بواسطة مراقبة أو تتبع هبوط عينة التربة المختبرة ، بعد هبوط الضغط المسامي إلى الصفر ($p_w = 0$) ، أن نحدد السرعات النسبية للهبوط ، على حساب زحف هيكل التربة لمختلف الفترات الزمنية ، وبواسطتها يمكن تحديد قيمة معامل تضاؤل أو اضمحلال الزحف δ_1 .

ولهذا الغرض ، يخطط الرسم البياني (شكل ١١٨) للعلاقة بين لوغاريتم سرعة الهبوط النسبي الناجم عن وحدة الضغط ($\ln \frac{\dot{s}(t)}{h\dot{p}}$ ؛ حيث

$\dot{s}(t) = \frac{\Delta s}{\Delta t}$) وبين الزمن t ، عندئذ سيكون ظل زاوية ميل المستقيم نصف اللوغاريتمي الناتج لدينا مع المحور t (كما يستنتج من الشكل المأخوذ لقلب الزحف) ، مساوياً عددياً لمعامل تضاؤل أو اضمحلال الزحف δ_1 (1/min) وهكذا يكون لدينا :

$$\delta_1 = \tan \xi \ (1/\text{min}) \qquad (6.6)$$

وبمعرفة قيمة معامل تضاؤل الزحف δ_1 ، يمكن تحديد معامل قلب الزحف δ من الصيغة التالية :



شكل ١١٨ — رسم بياني لتحديد معامل اضمحلال أو تضاؤل الزحف بواسطة t و $ln s/ph$

$$\delta = \delta_1 \cdot \frac{a_r''}{a_r'} \qquad (6.7)$$

حيث a_r'' — المعامل الثانوي للانضغاطية النسبية (على حساب زحف هيكل التربة) .

واستناداً إلى العلاقة الأسية (اللوغاريتمية) المتخذة هنا لقلب الزحف المتضائل ، يمكن تحديد القيمة الأخيرة أعلاه ، باستخدام الصيغة التالية :

$$a_r'' = \frac{a_{r\,fin} - a_r'}{1 - e^{-\delta_1 t_f}}$$

حيث t_f — الزمن الخاص بالهبوط المستقر الكلي من الناحية العملية (عند درجة التحميل المعلومة) .

إن الصيغ المبينة هنا ، تساعد بنفس المدلول على تحديد بارامترات الزحف المتضائل ، الضرورية لوصف أو إيضاح عملية الزحف (في نسبة الاجهادات) طبقاً لنظرية الزحف المتأصل الخطي ، المستخدمة في حسابات الهبوطات الإضافية للقواعد الأرضية ، الناجمة عن زحف التربة ، وهذا ما سوف نبحثه في البند التالي .

ومع ذلك من الضروري أن نشير هنا ، بأنه لتحديد بارامترات الزحف δ و δ_1 بواسطة نتائج تجارب الكبس والتجفيف ، نحتاج إلى قياسات دقيقة تستغرق مدة طويلة نسبياً (عدة أيام) لهبوطات عينات التربة المختبرة .

وكما بيّنا سابقاً ، يمكن اختصار الوقت اللازم للمراقبة عند تحديد بارامترات الزحف ، إلى يوم واحد تقريباً ، إذا أجرينا عملية تحديد البارامترات استناداً إلى نتائج التجارب غير التجفيفية (طبقاً للنظام المقفل) لعينات التربة غير المشبعة كلياً بالماء (الحاوية للغازات) مع قياس الضغط المسامي أثناء عملية الاختبار أو التجربة .

الزحف المستقر الناجم عن القصّ . هناك أهمية جوهرية للزحف المستقر الناجم عن القص ، أو زحف القص المستقر ، بالنسبة لعدد كبير من الانشاءات السائدة أو المحتجزة ، المعرّضة للتأثير الدائم لقوى القص (مثل الكورنيشات ، السدود ، السدود الواقية ، الجدران السائدة أو المحتجزة وغيرها) .

إن تغيّر التشوه أو الانفعال النسبي للقص بمرور الزمن (نسبة التشوه أو الانفعال المطلق إلى ثخن طبقات التربة المعرضة للقص) ، عند تأثير حمل القص الساكن ، يعبر عنه (أي عن التغيّر) بواسطة منحنٍ مماثل للمنحنى المبيّن في الشكل ١١٣ ، أ (يجب فقط أن نعوض عن التشوه الناجم عن الانضغاط النسبي ε ، بالتشوه الناجم عن القص النسبي « Γ » ،) ويمكن أن تكتب الصيغة العامة لذلك ، على الشكل التالي :

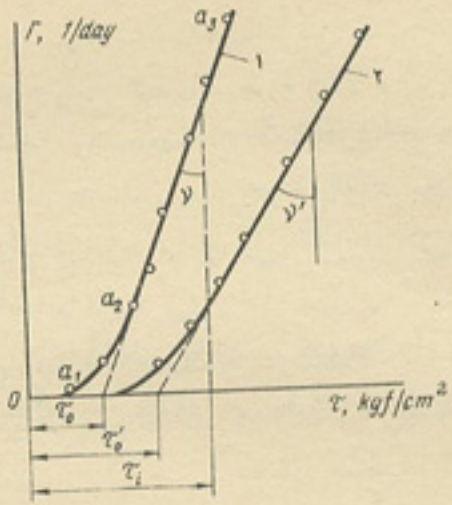
$$\Gamma = \Gamma_{ins} + \omega\,(t)$$

حيث Γ_{ins} — التشوه اللحظي (المتجدد) الناجم عن القص ؛

$\omega\,(t)$ — مقياس الزحف (الدالة اللاحظية للمقدار t) الذي يبين كلاً من القسم المضمحل والقسم المستقر من تشوهات أو انفعالات القص .

إن التشوهات أو الانفعالات الناجمة عن الزحف المتضائل أو المضمحل للقصّ ، يمكن أن توضح بمعادلة مماثلة للمعادلة (2.38) ؛ أما تشوهات أو انفعالات التسيل اللزج اللدن ، باعتبارها أخطر التشوهات بالنسبة للانشاءات السائدة أو المحتجزة ، فإنها تتطلب بحثاً أكثر تفصيلاً .

وإذا وضعنا على أحد المحورين (المحور الرأسي) قيمة السرعة النسبية للتشوهات أو الانفعالات الناجمة عن القص (لكل وحدة من ثخن الطبقات المعرضة للقص) وهي $\dot{\Gamma}$ ، ووضعنا على المحور الثاني (المحور الأفقي) قيمة إجهادات القصّ τ ؛ فإننا سنحصل عندئذ على ما يسمى بالمنحني الانسيابي للقص أو منحنى الانسياب الناجم عن القص (شكل ١١٩).وعلى هذا المنحنى ، يمكن تمييز الأقسام الثلاثة الخاصة التالية :



شكل ١١٩ — منحنى الانسياب (المنحني الانسيابي) للتربة الطينية عند القص :
١ — عند ضغط يساوي $p = 1$ kgf/cm² ،
٢ — عند ضغط يساوي $p = 2$ kgf/cm²

القسم Oa_1 — ويمثل مقاومة القص القصوى الابتدائية (أو كما عبر عنه الأستاذ ماسلوف ، بحد الزحف الناجم عن القص) ؛

القسم a_1a_2 — وهو القسم الابتدائي للزحف ؛

القسم a_2a_3 — ويمثل التسيل اللزج اللدن المستقر .

وطبقاً للشكل ١١٩ ، نحصل على المعادلة التالية لمرحلة التسيل اللزج اللدن المستقر :

$$\tau_1 - \tau_0 = \dot{\Gamma} \tan \nu$$

وباستخدام الرمز $\gamma_1 = \tan \nu$ لمعامل اللزوجة ، المناظر للحالة الطبيعية المعلومة للتربة ، والرمز τ_0 لمقاومة القص الابتدائية ، نحصل على المعادلة التالية :

$$\tau_1 = \tau_0 + \gamma_1 \dot{\Gamma} \qquad (6.8)$$

وهذه المعادلة هي معادلة أو صيغة التسيل اللزج اللدن المستقر ، المعروفة بصيغة بنهام – شفيدوف ، التي ثبتت صحة تطبيقها على التربة الطينية في تراوح واسع النطاق للرطوبة (لقوام التربة الطينية) ، بتجارب العديد من الباحثين والعلماء(مثل الأستاذ ريبندير وتلامذته ، الأستاذ ما سلوف ، الأستاذ جولدشتين وغيرهم ، وكذلك التجارب التي أجريت في معهد الهندسة المدنية في موسكو من قبل الأساتذة كوستيرين ، جوكوف ، باتفاردخان وغيرهم) .

وبما أن السرعة النسبية لتشوهات أو انفعالات القص (لكل وحدة من وحدات ثخن الطبقة المعرضة القص) تساوي ما يلي :

$$\dot{\Gamma} = \frac{v}{z}$$

إذن سرعة الإزاحة الناجمة عن القص v ستساوي ما يلي :

$$v = \frac{\tau_1 - \tau_0}{\gamma_1} z \qquad (6.9)$$

حيث z – ثخن أو سمك طبقة التربة المعرضة للقص أو للإزاحة ؛

$(\tau_1 - \tau_0)$ – زيادة اجهاد القص (إلى حد يفوق الاجهاد الابتدائي) .

وتجدر الإشارة إلى أنه أثناء الحسابات ، يجب أن تؤخذ عوضاً عن قيمة مقاومة القص الابتدائية ، مقاومة القص المستمرة للنهاية ، أي يجب أن نفترض بأن $\tau_0 = \tau_{pro}$.

وإذا أردنا بحث القص المستوي على عمق معيّن لطبقة التربة z ، يجب عندئذ أن نعوض عن τ_1 بالمقدار τ_{zx} ، وعوضاً عن $(\tau_0 - \tau_{0z})$ بالمقدار :

$$v_z = \frac{\tau_{zx} - \tau_{0z}}{\gamma_1} z \qquad (6.9')$$

وعند حساب سرعة إزاحة الانشاءات الساندة أو المحتجزة بطريقة الأستاذ ما سلوف ، يتم تحديد قيمة τ_{zx} باستخدام نظرية الأجسام الخطية التشوّه ، أما مقاومة القص الابتدائية – حد الزحف τ_{0z} – فإنها تناظر مقاومة القص القصوى أو النهائية في الحالة غير المجفقة وغير المدمّجة للتربة المعلومة الرطوبة. ولحالة أو ظروف المسألة المستوية ، لدينا ما يلي :

$$\tau_{zx} = \frac{2q}{\pi}\left(\text{arc tan}\ \frac{b_1}{z} - \frac{bz}{z^2 + b_1^2}\right)$$

حيث q – الحمل الأفقي الموزع بانتظام ؛

b_1 – نصف عرض قاعدة الانشاء الساند أو المحتجز ؛

$$\tau_{0z} \geqslant (\sigma + \gamma z)\ \tan \varphi_w + c_0$$

حيث σ – اجهاد الانضغاط المتوسط لطبقة التربة المبحوثة (عند السمك غير الكبير لطبقة التربة المعرضة للقص أو الإزاحة يمكن اعتبار قيمة هذا الاجهاد مساوية للضغط الخارجي p)؛

φ_w – زاوية الاحتكاك الداخلي في الحالة غير المجففة وغير المدمجة ، المناظرة لرطوبة التربة المعلومة ؛

c_0 – الالتصاق البنيوي غير المتحول – الالتصاق القصيف والمتبلور – (يعتبر الالتصاق اللزج c_w مرتخياً إلى حد الصفر ، أي $c_w \to 0$) .

وبعد ذلك ، بتحديد عمق المنطقة الفعالة للزحف المستقر الناجم عن القص d ، من الشرط $\tau_{zx} = \tau_{0z}$ ، وبتعويض قيمتي τ_{zx} و τ_{0z} في الصيغة (6.9') نحصل على سرعة إزاحة الإنشاء الساند أو المحتجز عند تعرضه للقص أو الإزاحة :

$$v = \frac{d}{\pi}\left\{\frac{2q}{\gamma_1}\ \text{arc tan}\ \frac{b_1}{d} - \left[\left(\sigma + \frac{\gamma d}{2}\right)\ \tan \varphi_w + c_0\right]\right\} \qquad (6.10)$$

ونذكر هنا بأنه يمكن التعويض عن الحد الثاني في الطرف الأيمن (بين القوسين المعقوفين) بالقيمة المتوسطة لمقاومة القص المستمرة للنهاية τ_{pro} ، للتربة المبحوثة .

تغيّر لزوجة التربة أثناء عملية القص أو الزحزحة .عند صياغة أو اشتقاق الصيغة (6.10) اعتبر معامل اللزوجة ثابتاً . ولكن كما بيّنت الأبحاث التي أجريت فيما بعد (من قبل الأستاذ ما سلوف ، الأستاذ سوتنيكوف وغيرهما في معهد الهندسة المدنية في لينينغراد ؛ والأستاذة ماجيليفسكايا في معهد أبحاث التربة السوفييتي ومن قبل كل من مؤلف الكتاب والأستاذ باتفاردخان وغيرهما)

في معهد الهندسة المدنية في موسكو نجد بأن معامل اللزوجة η يتغير تغيراً كبيراً أثناء عملية التسيل اللزج المرن للتربة الطينية ؛

وإذا أخذنا تغيّر معامل اللزوجة ، طبقاً لصيغة الأستاذ ما سلوف التالية :

$$\eta_t = \eta_f - (\eta_f - \eta_0)\, e^{-rt}$$

حيث η_0 وη_f — هما معاملا اللزوجة الابتدائي والنهائي على التوالي ، للتربة الطينية ؛

r — بارامتر يعكس خواص التربة ويساوي ما يلي :

$$r = \frac{1}{t} \ln \frac{\eta_t - \eta_0}{\eta_f - \eta_t}$$

عندئذ سنحصل على العلاقة التالية ، لإزاحة الانشاءات الساندة أو المحتجزة ، مع الأخذ في الاعتبار بأن سرعة الإزاحة تساوي : $v = d\lambda/dt$ (حيث λ تمثل إزاحة أو زحزحة الانشاء) :

$$\lambda = d \left\{ \left[\frac{2q}{\pi} \operatorname{arc\,tan} \frac{b_1}{d} \right] - \left[\left(\sigma + \frac{\gamma d}{2} \right) \tan \varphi_w + c_0 \right] \right\} \times$$

$$\times \left\{ \frac{t}{\eta_f} + \frac{1}{r\eta_f} \ln \frac{[\eta_f - (\eta_f - \eta_0)]\, e^{-rt}}{\eta_0} \right\} \qquad (6.11)$$

وقد تم الحصول على نتائج جيدة بعد مقارنة نتائج الملاحظات أو المراقبات المتواصلة في معهد أبحاث التربة لإزاحات القص في الانشاءات الساندة أو المحتجزة ، (على سبيل المثال المحطة الايدرولية لتوليد الطاقة الكهربائية فارخادسكايا) مع المعطيات الحسابية (ماجيليفسكايا) باستخدام الصيغة (6.11)

البند ٣ — حساب زحف التربة عند التنبؤ بهبوط الانشاءات

عند اجراء حسابات هبوط قواعد الانشاءات (قيمها وسريانها بمرور الزمن مع أخذ زحف التربة في الاعتبار) يكون من المهم أن نحدد متى نستخدم هذه النظرية أو تلك من نظريات تشوّه أو انفعال التربة : هل نستخدم نظرية زحف التربة بمفردها ، أم مع الحساب الآني للدموج الناجم عن الترشيح ،

أم مع حساب انضغاطية الماء المسامي ، بنية التربة وغير ذلك من العوامل الأخرى .

وهنا من الضروري أن نبحث بالدرجة الأولى قيمة عاملين أساسيين من العوامل هما : دموج التربة ودرجة تشبع التربة بالماء .

وبالنسبة للتربة اللدنة المائعة وكذلك للتربة اللدنة المائعة القوام (طبقاً للتصنيف الوارد في المواصفات القياسية السوفييتية) ، التي تحتوي مسامها على ماء طليق أو ماء ضعيف التماسك مع الهيكل المعدني للتربة ، ايدرولي الاستمرارية ، مع عدد قليل جداً أو مهمل من الأربطة البنيوية أو التركيبية (الطين الرملي غير المدمج ، الطفال الرملي ، الرمال الناعمة للغاية ، الغرين والأطيان الرخوة تحت مستوى المياه الجوفية) ستطبق في هذه الحالة النظرية التقليدية للدموج الناجم عن الترشيح أو الدموج بالترشيح ، ولكن فقط بالنسبة للدرجة الأولى من التحميل أو الحمل ، أو عند التحميل الأحادي . أما إذا كانت هذه الأنواع من التربة بالذات ، ستكون سابقة التدميج أو مدمجة مسبقاً بحمل معيّن ، فسنجد بأنها عند درجات التحميل التالية ، ستحتوي عند ذاك على أربطة بنيوية أو تركيبية ، نشأت عند التحميل الأول (تكون على الأغلب أربطة غروانية مائية) وسيصبح من الضروري عند حساب هبوطات قواعد الانشاءات ، أن تؤخذ في الاعتبار بنية التربة أو تماسكها التركيبي : الانتقال غير التام للضغط إلى الماء المسامي في اللحظة الأولى للتحميل ($\beta_0 < 1$) ، المقاومة البنيوية أو التركيبية ($p_{st} > 0$) والتدرج الابتدائي للضغط ($i_0 > 0$) .

ولإثبات ما ذكرناه أعلاه ، نقدم هنا بعض نتائج تجارب الأستاذ تير — مارتيروسيان التي أجراها في معهد الهندسة المدنية في موسكو عام ١٩٦٥ (جدول ٣٤) الخاصة ببحث الدموج الثانوي (الزحف) لعينات من الطين مأخوذة من منطقة ساراتوف في الاتحاد السوفييتي ($I_W = 0.98$ ؛ $\gamma_s = 2.78$ ؛ $W_0 = 68\ \%$ ؛ $W_{la} = 32\ \%$) .

وكما يتضح من المعطيات المقدمة هنا ، عند درجة التحميل الأولى ، تراعى بدقة نظرية أو مبدأ تير تساغي — غير سيفانوف ، حول الانتقال الكلي للضغط

جدول ٣٤

درجة التحميل kgf/cm^2 من — إلى	الضغط العامل أو الافتراضي kgf/cm^2	الضغط المسامي الأقصى kgf/cm^2	نسبة الهبوطات: $\frac{S_{creep}}{S_{consolid}}$ %	مدة استمرار التجربة (بالأيام)
0—1	1	1.0	6.0	21
1—2	1	0.53	36.4	13
3—4	1	0.26	52.7	16
7—8	1	0.12	165.0	19

الخارجي إلى الماء المسامي في اللحظة الأولى للتحميل ؛ إن حصة تشوهات الزحف ، تؤلف قسماً صغيراً من الهبوط ، يعتمد على الدموج بالترشيح . ولكن كلما زاد دموج التربة الطينية ، كلما زادت حصة الهبوط الكلي ، المعتمدة على زحف هيكل التربة ، حتى تصل إلى ما يتراوح من عشرات إلى مائتين أو ثلاثمائة بالمائة (في المثال المبحوث تصل إلى ١٦٥٪) من الهبوط ، عند الدموج الناجم عن الترشيح .

وبالنسبة للتربة الطينية ذات القوام الشديد اللدونة ، شبه الصلب والصلب ، عند وصف عملية دموجها أو توطيدها ، سوف لا تكفي نظرية الدموج بالترشيح وحدها ، وذلك لأن هذه التربة تكون منذ بداية التحميل واقعة تحت التأثير الفعلي لبنيتها ولقابلية تشوّه كافة مركباتها ، وخاصة تأثير زحف هيكل التربة .

وعند استخدام هذه الحلول أو تلك من حلول نظرية الدموج وزحف التربة ، لحساب هبوطات قواعد الانشاءات ، توجد أهمية كبيرة للغاية لدرجة التشبع بالماء (أو لدرجة الرطوبة كما تعرف في المواصفات القياسية) في التربة الطينية ، التي تحدد بواسطة معامل التشبع بالماء I_w (راجع الفصل الأول) .

وتبعاً لدرجة تشبع التربة بالماء ، واستكمال أو انجاز عملية الدموج بالترشيح ، يجب النظر إلى التربة باعتبارها : ١ — نظاماً وحيد المركب (أو شبه أحادي الطور) من أنظمة الدقائق ؛ ٢ — نظاماً ثنائي المركب (كتلة التربة أو الأرض) ؛ ٣ — نظاماً ثلاثيّ المركبات . وبالإضافة إلى ذلك ، يمكن

وجود أنظمة تحولية أو انتقالية من أنظمة الدقائق ، مثلاً عندما يتحول النظام الثلاثي المركبات أو النظام الثنائي المركب بمرور الزمن (عند الجفاف على سبيل المثال) إلى نظام وحيد المركب ، أو عندما يتحول النظام شبه أحادي الطور ، أثناء عملية الدموج والزحف إلى نظام ثنائي الطور أو متعدد الأطوار (المركبات) وغير ذلك .

إن الحلول الخاصة بالأنظمة الأساسية متوفرة الآن ، أما حلول الأنظمة التحولية أو الانتقالية ، فتحتاج إلى تحديد تجريبي إضافي لشروط أو ظروف تحول نظام ما إلى نظام آخر .

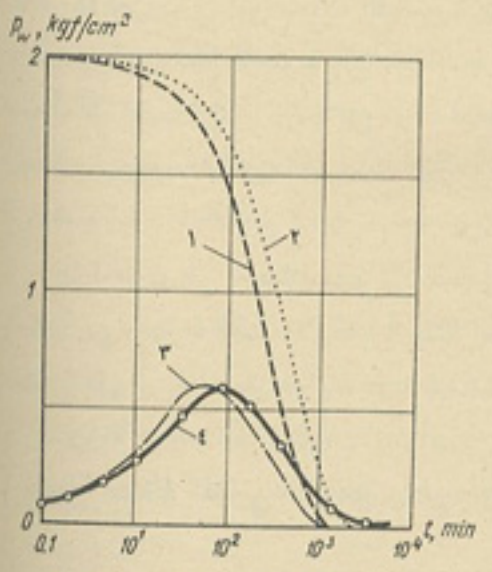
ويدل التحليل الخاص بذلك ، على إمكانية استخدام الحلول المستخرجة للأنظمة الوحيدة المركب أو بصورة أدق للأنظمة شبه أحادية الطور (المركب) في الحالات التالية : عند وجود تربة رملية نقية أو تربة جافة غليظة (خشنة) الهيكل ، عند وجود تربة غير مشبعة بالماء (أو التربة الرطبة ولكن غير المشبعة بالماء كما تعرف في المواصفات القياسية — $I_w < 0.80$) وكذلك المشبعة بالماء تماماً تقريباً ، ولكن المحتوية على كمية صغيرة جداً من الغازات (أقل من ١٪ عملياً ، أي عند $I_w \geqslant 0.99$) على شرط الانجاز التام لعملية الدموج بالترشيح . وسوف تكون الخصائص الضرورية لتشوه التربة في هذه الحالة ، هي بارامترات الزحف δ و δ_1 فقط .

إن الحلول التي حصلنا عليها للأنظمة الثنائية المركب وشبه ثنائية الطور (مثلاً من « نظرية الكتلة الأرضية أو كتلة التربة » و« نظرية القوى الحجمية ») ستنطبق على التربة المشبعة تماماً بالماء ($I_w = 1$) ، ولكن مع أخذ زحف هيكل التربة في الاعتبار (الخاصيتين أو البارامترين δ و δ_1) وبنية أو تركيب التربة (معامل الضغط المسامي الابتدائي $\beta_0 < 1$ ومعامل التدرج الابتدائي للضغط $i_0 > 0$) .

وتعتبر حلول مسائل الأنظمة الثلاثية الأطوار المشبعة بالماء ، من أعم الحلول ويجب استخدامها عندما تبلغ درجة تشبع التربة الطينية بالماء $I_w > 0.9$ ، مع أخذ زحف هيكل التربة في الاعتبار (أي المعاملين δ و δ_1) انضغاطية الماء المسامي (أي المعامل α_w) والبنية الطبيعية للتربة (أي المعاملين β_0 و i_0) .

ويتم تحديد أو تثبيت الحد الأخير لمعامل التشبع بالماء ($I_w \approx 0.9$)بصورة مسبقة استناداً إلى تجارب الأستاذ ماليشيف ، الذي أثبت بأنه عندما تقل درجة التشبع بالماء عن ٨٥ر٠ لا يمكن اعتبار الماء المسامي ايدرولي الاستمرارية واستخدام قوانين الترشيح لدراسة حركته .

ويوضح الشكل ١٢٠ ، منحنيات الدموج والزحف لعينة من التربة الطينية مأخوذة من منطقة ساراتوف في الاتحاد السوفييتي (المنحني رقم ٤ الناتج بالتجربة ؛ والمنحنيات المرسومة بالحساب : ١ — بطريقة الدموج الخالص بالترشيح وهي طريقة تيرتساغي — غيرسيفانوف ؛ ٢ — بطريقة فلورين مع أخذ زحف هيكل التربة والدموج بالترشيح فقط في الاعتبار ؛ ٣ — وهو المنحني المحسوب بأخذ كل من الدموج بالترشيح ، زحف هيكل التربة وانضغاطية الماء المسامي في الاعتبار في وقت واحد ، أي كما هي الحالة بالنسبة للنظام الثلاثي الأطوار .



شكل ١٢٠ — منحنيات دموج وزحف
عينة من تربة منطقة ساراتوف (الضغط يساوي $p = 2$ kgf/cm² ، ارتفاع الطبقة $h = 4$ cm ، معامل الانضغاطية النسبية $\alpha_r = 0.0775$ cm²/kgf ومعامل الترشيح يساوي $k_f = 2 \times 10^{-7}$ cm/min)

وتشير المعطيات المذكورة أعلاه ، إلى الأهمية العظيمة للحساب الآني لكل من زحف هيكل التربة وانضغاطية الماء المسامي ، في عملية دموج أو توطيد التربة(لاحظ المنحنيين ٣ و ٤ في الشكل ١٢٠) .

وتجدر الإشارة هنا ، إلى أنه بالنسبة للأنظمة التحولية أو الانتقالية الزحف والدموج ، يجب أن نبيّن بالتجربة بصورة إضافية ، تحت أية درجة من التشبع بالماء وتحت أية ظروف أو شروط للدموج وأي زمن أو مدة زمنية لتأثير حمل التدميج

أو التوطيد ، يتم انتقال أو تحول نظام ما إلى نظام آخر .

المسألة الأحادية البعد لنظرية زحف التربة شبه الأحادية الطور ، ثنائية الطور والمتعددة الأطوار . لنبحث أولاً المسألة الأحادية البعد ، أي مسألة تحديد هبوطات طبقة التربة (الإزاحات الرأسية) عند تأثير الحمل الموزّع أو الشامل ، إذا كانت الطبقة المنضغطة ، عبارة عن نظام منوع من أنظمة الدقائق ، من وجهة نظر الحساب .

١ — بالنسبة للنظام شبه الأحادي الطور (وكذلك النظام الأحادي المركب) يتم تحديد هبوطات الطبقة المنفردة من التربة ، بفرض أن الهبوط يحدث على حساب زحف هيكل التربة فقط ، المتميّز بقلب معين للزحف ، طبقاً لنظرية الزحف المتأصّل .

وكما ذكرنا سابقاً (الصيغة (2.39)) فإن أكثر شكل مبرهن عملياً وسهل من أشكال قلوب الزحف ، هو الشكل المعبر عنه بالصيغة التالية :

$$\overline{K}\,(t - t_0) = \delta e^{-\delta_1 (t - t_0)}$$

حيث δ و δ_1 — معاملا الزحف أو بارامترات الزحف ، وقد بحثت طريقة تحديدهما بالتفصيل في البند السابق ؛

t و t_0 — الزمن الجاري والزمن الابتدائي المحسوبان .

ولما كان قلب الزحف ، يمثل سرعة زحف التربة ، عند وحدة الاجهاد الثابتة ، نجد بأن الزحف يؤثر فقط على سريان الهبوطات بمرور الزمن ، أما صيغة الهبوط الكلي المستقر للتربة ، في حالة المسألة الأحادية البعد ، فستكون على نفس الشكل السابق ، أي كما يلي :

$$s_t = h a_{sk} p \qquad (5.91^{IV})$$

حيث a_{sk} — معامل الانضغاطية النسبية لهيكل التربة عند الزحف .

وكما ينتج من طريقة تحديد بارامترات الزحف المتضائل المبحوثة في البند السابق ، وكما أشرنا سابقاً في أبحاثنا المنشورة عام ١٩٦٥ ، يمكن التعبير عن معامل الانضغاطية النسبية لهيكل التربة عند الزحف a_{sk} ، بواسطة المعادلة التالية :

$$a_{sk} = a'_r + a''_r \left(1 - e^{-\delta_1 t} \right) \qquad (6.12)$$

حيث a'_r و a''_r — معاملا الدموج الأولى والثانوي للتربة .

أو بواسطة المعادلة التالية :

$$a_{sk} = a_r' \left[1 + \frac{a''_r}{a'_r} \left(1 - e^{-\delta_1 t} \right) \right] \qquad (6.12')$$

وبما أنه طبقاً للصيغة (6.7) لدينا مايلي :

$$\frac{\delta}{\delta_1} = \frac{a''_r}{a'_r}$$

إذن بتعويض الصيغة (6.12) في الصيغة (5.9IV) ، نحصل على الصيغة التالية التي تصف أو توضح عملية سريان هبوط الزحف بمرور الزمن، للتربة شبه الأحادية الطور والتربة الوحيدة المركب أيضاً :

$$s_t = h a'_r P \left[1 + \frac{\delta}{\delta_1} \left(1 - e^{-\delta_1 t} \right) \right] \qquad (6.13)$$

ونشير هنا إلى أنه في حالة تأثير الحمل الموضعي (من أساسات الانشاءات) يجب التعويض عن قيمة h بقيمة الطبقة المكافئة h_{eq} [الصيغة (5.51)] .

٢ — لحالة النظام الثنائي الطور للتربة ، تم الحصول على الحل العام للمسألة الموحدة لنظرية الزحف والدموج أو التوطيد ، من قبل الأستاذ زاريتسكي ، على أساس النموذج العام للقوى الحجمية (نموذج فلورين — بيو) مع الأخذ في الاعتبار التأثير المتبادل أو الفعل المتبادل لأطوار التربة ، تغير حالة الاجهاد العامة بمرور الزمن ، في أية نقطة من التربة ، والضغوط الإضافية في الماء المسامي ، وكذلك الانتقال غير التام للضغط الخارجي إلى الماء المسامي المنضغط .

إن هذا الحل ، يكتب على الشكل أو الصيغة التالية ، للمسألة الأحادية البعد :

$$s_t = h a'_r P \left[1 + \int_0^t K (t - t_0) \, d t_0 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1;3;\ldots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} \bar{\psi} (t) \right] \qquad (6.14)$$

حيث تحدد دالة الزحف ، مع الأخذ في الاعتبار الفعل المتبادل للأطوار ، وقلب الزحف المأخوذ طبقاً للصيغة (2.39) ، من المعادلة أو الصيغة التالية :

$$\bar{\psi} (t) = e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} + \frac{\delta}{\delta_1} \cdot \frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{c_v}{\delta_1}} \qquad (6.15)$$

حيث $c_v = \frac{k_f}{a_r \gamma_w}$ — تمثل معامل دموج التربة الثنائية الطور ؛

$2h$ — ثخن أو سمك طبقة التربة عند التصريف في الاتجاهين .

δ و δ_1 — بارامترات الزحف .

وكما اقترح مؤلف الكتاب ، في عام ١٩٦٥ في كتابه المسمى بـ «القواعد والأساسات وميكانيكا التربة » يمكن تصور الصيغة الخاصة بهبوط التربة الثنائية الطور (المركبات) على الشكل التالي البسيط للغاية :

$$s_t = ph \left[a'_r \, U_{0.first} + a''_r \, U_{0.second} \right] \qquad (6.16)$$

حيث $U_{0.first}$ و $U_{0.second}$ — تمثلان درجة الدموج الابتدائي ودرجة الدموج الثانوي للتربة على التوالي :

وهكذا نجد بأن قيمة الهبوط بمرور الزمن تتألف من حدين هما : الهبوط الأول أو الابتدائي والهبوط الثانوي .

إن درجة الدموج الابتدائي U_{0first} (الانضغاط الابتدائي) تحدد بواسطة الصيغة السابقة الذكر كما يلي :

$$U_{0first} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1;3,\ldots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} \qquad (5.19')$$

أما درجة الدموج الثانوي $U_{0.second}$ (الانضغاط الثانوي) ودرجة الدموج الاجمالي (على حساب الدموج الناجم عن الترشيح وزحف هيكل التربة في نفس الوقت $U_{0.\Sigma} = s_t/s_\infty$) فتحددان من الصيغتين التاليتين ، الموضوعتين من قبل الأستاذ زاريتسكي :

$$U_{0\,\text{second}} = 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1;3;\ldots}^{m=\infty} \frac{1}{m^2} \cdot \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 c_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - \left(\frac{\pi m}{2h}\right)^2 \frac{c_v}{\delta_1}} \right] \quad (6.17)$$

$$U_{0.\Sigma} = \frac{U_{0\ \text{fisrt}} + \frac{\delta}{\delta_1} U_{0.\text{second}}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \quad (6.18)$$

وكمثال على ذلك ، يبيّن الشكل١٢١ ، أ الرسوم البيانية لتغيّر الدرجة الاجمالية للدموج $U_{0.\Sigma}$ ، أما الشكل١٢١ ، ب فيبيّن الرسوم البيانية لتغيّر دالة الضغط $H_{h,t}$ (علو الضغط) لطبقة التربة ذات النظام الثنائي الطور ، التي يبلغ ثخنها أو سمكها $2h$ عند التوزيع المنتظم لضغوط الدموج على امتداد العمق ، وهو التوزيع المميّز ببارامترات الزحف التالية :

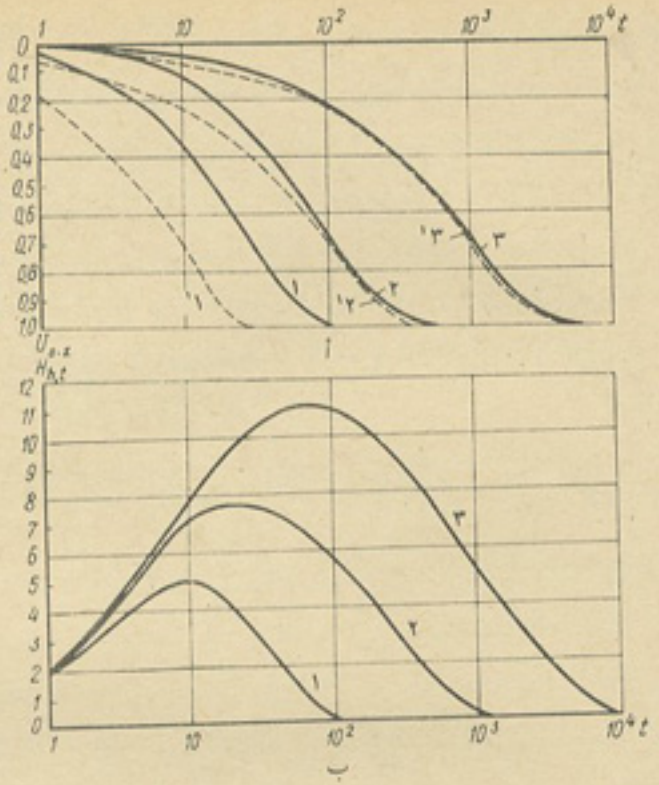
$$\delta = 1.0 \left[\frac{1}{T}\right] \text{ و } \delta_1 = 0.1 \left[\frac{1}{T}\right]$$

حيث $\left[\frac{1}{T}\right]$ تمثل علامة وحدة قياس البارامترات في أية وحدات زمنية كانت . وهذه الرسوم البيانية ، مخططة لعدة قيم مختلفة للمقدار :

$$M = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} \left[\frac{1}{T}\right]$$

وتوجد على الرسم البياني الموضح في الشكل١٢١ ، أ أيضاً ، منحنيات (منقطة) لدرجة الدموج بدون أخذ زحف هيكل التربة في الاعتبار ، ومقارنة هذه المنحنيات مع الرسوم البيانية ، لدرجة الدموج الإجمالية ، تبيّن بأنه عند المعامل التالي $M \geqslant 0.1 \left[\frac{1}{T}\right]$ ، (المنحنيان ١ و ١') ، أي عند القيم الصغيرة لسمك طبقة التربة المنضغطة . تكون الاختلافات في درجة الدموج ، كبيرة جداً .

وتساعد الرسوم البيانية الموضحة في الشكل ١٢١ ب ، على حساب قيمة الضغط المسامي ، للنسب المبحوثة هنا ، بواسطة الصيغة التالية :



شكل ١٢١ – الرسوم البيانية لكل من :

أ – درجة الدموج الاجمالية $U_{0.\Sigma}$ ؛ ب – دالة الضغط أو علو الضغط $H_{h,t}$ للمسألة الأحادية البعد للانضغاط المنتظم لطبقة التربة الواقعة بين سطحين مجففين ، عندما تبلغ قيم عامل الزمن ما يلي : ١) $M = 0.1 \left[1/T\right]$ ؛ ٢) $M = 0.01 \left[1/T\right]$ ؛ ٣) $M = 0.01 \left[1/T\right]$

$$p_w = pH_{h,t} \quad (6.19)$$

حيث P – قيمة الضغط الخارجي ؛

$H_{h,t}$ – دالة الضغط (علوّ الضغط) ، المحددة بواسطة الصيغة التالية :

$$H_{h,t} = \frac{4}{\pi} \sum_{m=1;3;\ldots}^{m=\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{\pi m}{2h} \bar{\psi}(t) \quad (6.20)$$

وهنا يكون المقدار $\bar{\psi}(t)$ مناظراً للصيغة (6.15) . ونشير إلى أنه لأجل القيام

بحسابات أكثر تفصيلاً لدرجة الدموج الإجمالية لطبقة التربة في ظروف المسألة الأحادية البعد ، وضعت جداول مساعدة مفصّلة .

وعند قيم درجة الدموج الاجمالية التي تبلغ : $U_{0.\Sigma} > 0.2$ يمكن أن نكتفي بالحد الأول من المتتالية ، في الصيغتين (5.19) و (6.17) (للدرجتين الابتدائية والثانوية من درجات الدموج) . وعندئذ سنحصل على المعادلة التالية ، بالنسبة للتربة ذات النظام الثنائي الطور في ظروف المسألة الأحادية البعد ، عند التوزيع المنتظم لضغوط الدموج أو التوطيد ، على امتداد العمق (الحمل الموزع أو الشامل) :

$$s_t = ha_r p \frac{1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-mt} + \frac{\delta}{\delta_1}\left\{\left(1 - e^{-\delta_1 t}\right) - \frac{8}{\pi^2}\left[\frac{e^{-mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \cdot \frac{c_v}{\delta_1}}\right]\right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \qquad (6.21)$$

حيث :

$$M = \frac{\pi^2 c}{4h^2} \; ; \quad c_v = \frac{k_f}{\gamma_w a_r}$$

إن الصيغة (6.21) تساعد بدون أية صعوبات ، على حساب هبوط التربة الثنائية الطور في أية لحظة زمنية مع الأخذ في الاعتبار الفعل المتبادل للأطوار وزحف هيكل التربة .

وقد تم الحصول في الوقت الحاضر على حل بالنسبة لأنظمة التربة الثلاثية الأطوار ، للتربة الرطبة إلى حد كاف فقط ، ولكن غير المشبعة تماماً بالماء : في حالة تغيّر معامل التشبع بالماء I_w في حدود $1 > I_w > 0.95$.

ولتحديد الهبوط المناظر لأية فترة زمنية t (أي s_t) ، للمسألة الأحادية البعد لدموج وزحف التربة غير المشبعة تماماً بالماء (ذات الماء المسامي الحاوي للغازات) ستكون العلاقة الأصلية ، هي العلاقة الموضحة بواسطة الصيغة (6.21) ، ولكن عند قيمة أخرى لمعامل الدموج c_v ، تساوي c_w ، وتحدد من الصيغة (5.31) ، أي :

$$c_w = \frac{k_f}{a_r \gamma_w} \beta_0$$

مع إدخال المضروب فيه β ، في الحدين الثاني والثالث من بسط الصيغة (6.21) وهذا المضروب فيه يساوي ما يلي طبقاً للصيغة (5.33) :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{a_\omega}{a_r} n \beta_{str}}$$

وعلى وجه الخصوص :

$$s_t = ha_r p \frac{1 - B\frac{8}{\pi^2} e^{-mt} + \frac{\delta}{\delta_1} B\left\{\left(1 - e^{-\delta_1 t}\right) - \frac{8}{\pi^2}\left[\frac{e^{-mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M \cdot \frac{c_v}{\delta_1}}\right]\right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \qquad (6.21')$$

الطريقة الهندسية للتنبؤ بالهبوطات الاجمالية للدموج والزحف في قواعد أساسات المباني والانشاءات . ذكرنا سابقاً في البند السادس في الفصل الخامس ، بأنه عند تحديد هبوطات الأساسات المعينة الجسوءة ومساحة انتقال الضغط من الإنشاء إلى التربة ، يمكن بدقة كافية للأغراض العملية ، أن نحول المسألة الفراغية أو المجسمة ، بطريقة الطبقة المكافئة ، إلى مسألة أحادية البعد مكافئة للمسألة المجسمة ، ولكن مع الشكل المثلث للرسم البياني لضغوط الدموج ، ذي القاعدة الواقعة عند مستوى قاعدة الأساسات ، المساوية لوحدة الضغط p ، المؤثرة على التربة ، والارتفاع المساوي لعمق منطقة الانضغاط الفعّالة h_a .

ونعيد إلى الذاكرة هنا ، بأنه عند تحديد عمق منطقة الانضغاط الفعّالة [وقيمته القصوى تساوي $2h_{eq}$ ، حيث h_{eq} تمثل سمك الطبقة المكافئة من التربة ، المحدد من الصيغة (5.51)] ، تؤخذ في الاعتبار أيضاً (لاحظ الشكل ١٠٩) بالإضافة إلى أبعاد ومساحة قاعدة الأساسات (على امتداد العمق h_{eq}) قوام التربة (بقيمة μ_r) ، مقاومتها البنيوية أو التركيبية p_{st} وقيمة التدرج الابتدائي للضغط أو علو الضغط i_0 .

وهكذا عند تأثير الحمل الموضعي على التربة (الناجم عن أساسات الانشاء أو المبنى) ، يمكن بالنسبة لهبوط قواعد الأساسات ، المحدد بأخذ كل من دموج التربة بالترشيح ، انضغاطية الماء المسامي ، بنية أو تركيب

ودموج التربة (المقاومة البنيوية أو التركيبية β_{st} ، معامل التدرج الابتدائي للضغط المسامي β_0 وقيمة التدرج الابتدائي للضغط i_0) ، أن تطبق بصورة صحيحة ، الصيغ المذكورة سابقاً ، الخاصة بالهبوط الإجمالي للدموج بالترشيح وزحف هيكل التربة ، ولكن على أن تؤخذ في الاعتبار الرسوم البيانية المناسبة أو المناظرة لتوزيع ضغوط الدموج أو التوطيد على امتداد العمق ، وخاصة كما يلي :

١ — لحالة الترشيح في الاتجاهين (عندما يكون للماء منفذ تصريف إلى الأعلى عند قاعدة الأساسات ، وإلى الأسفل على عمق يساوي أو يقل عن عمق الحد السفلي لمنطقة الانضغاط الفعالة ، أي يساوي أو يقل عن ارتفاع الرسم البياني المثلث الشكل ، لضغوط الدموج أو التوطيد) تتحول المسألة إلى الحالة الرئيسية أو الأساسية لتأثير الحمل الموزّع أو الشامل ، ولكن عند الرسم البياني المثلث لضغوط الدموج ، ولحساب الهبوطات المناظرة لأية فترة أو مدة زمنية ابتداء من لحظة التحميل ، يمكن استخدام الصيغة التقريبية التالية ، التي تنطبق على هذه الحالة بصورة صحيحة :

$$s_t = \frac{h_a a_r P}{2} \times \left\{ 1 - B\frac{8}{\pi^2} e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left\{ (1 - e^{-\delta_1 t}) - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M\frac{c}{\delta_1}} \right] \right\} \right\} \times \frac{1}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \tag{6.22}$$

٢ — لحالة الترشيح في اتجاه واحد إلى الأعلى فقط نحو قاعدة الأساس (مثلاً في حالة التربة المتجانسة على امتداد العمق والطبقة البينيّة المرشحة للماء عند قاعدة الأساس) تتحول المسألة إلى الحالة الثانية (2) المبحوثة سابقاً ، وهي حالة توزيع ضغوط الدموج أو التوطيد ، المتناقصة خطياً طبقاً للرسم البياني المثلث الشكل ، ذي القاعدة التي تساوي p والارتفاع المساوي لسمك أو ثخن منطقة الانضغاط الفعالة h_a .

وطبقاً للحل العام المذكور أعلاه في الصيغتين (6.17) وكذلك الصيغة (6.18) ، سوف نحصل للحالة المبحوثة هنا ، على الصيغة التالية :

$$s_t = \frac{h_a a_r p}{2} \cdot \frac{1 - \frac{16}{\pi^2} B \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-Mt} + \frac{\delta}{\delta_1} B \left\{ \left(1 - e^{-\delta_1 t}\right) - \frac{16}{\pi^2}\left(1 - \frac{2}{\pi}\right)\left[\frac{e^{-Mt} - e^{-\delta_1 t}}{1 - M\frac{c}{\delta_1}}\right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \tag{6.23}$$

ونذكر هنا مرة أخرى ، بأن معامل الدموج في الصيغتين (6.22) و (6.23) [طبقاً للصيغة (5.31)] للتربة الثلاثية الأطوار ، غير المشبعة تماماً بالماء ، يساوي ما يلي :

$$e_w = \frac{k_f}{a_r \gamma_w} \beta_0$$

ومعامل تأثير انضغاطية الماء المسامي ، يساوي ما يلي :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{a_w}{a_r} n \beta_{str}}$$

وللتربة الثنائية الطور ، غير المحتوية على الهواء في الماء المسامي . ستكون انضغاطية الماء صغيرة جداً ($a_w \approx 0$) وتصبح قيمة المعامل β مساوية للواحد (أي $B=1$) ، وللتربة الثنائية الطور ، غير الموطدة والتي ليس لها مقاومة تركيبية أو بنيوية (الواقعة في حالة الكتلة الأرضية أو كتلة التربة الجوفية) يجب أن نعوّض المقدار $\beta_0=1$ في الصيغة الخاصة بمعامل الدموج .

بعض الاستنتاجات الخاصة . إن لعمليات الانسياب المبحوثة في هذا الفصل بشكل مختصر للغاية ، المعتمدة على زحف التربة ، أهمية عملية جوهرية لكافة أنواع التربة الطبيعية .

وبالنسبة للتربة السائبة (كالتربة الرملية ، الحصباوية ، الفتاتية أو الشقيفة الخشنة وغيرها) يؤثر الزحف فقط عند الضغوط الكبيرة جداً ، وينجم في

الحالة الجافة لهذه التربة ، عن عملية الانسياب أو التسيّل في نقاط التلامس وعن تطور الشقوق الدقيقة في دقائق التربة ، حيث تنشأ ضغوط موضعية كبيرة جداً .

أما بالنسبة للتربة المتماسكة (كالتربة الطينية والغرينية) فإن زحف الهيكل يؤثر عند أي حمل كان ، ولكن عند الضغوط الكبيرة ، يكون العامل الحاسم هو عملية سريان أو حدوث التشوهات بمرور الزمن ، وبالنسبة للتربة الطينيّة الشديدة اللدونة ، شبه الصلبة والصلبة ، قد يكون زحف هيكل التربة ، السبب في حدوث قسم كبير للغاية من التشوه ، وأحياناً يكون السبب في حدوث التشوّه بأكمله .

وعند دراسة حالة الاجهاد والتشوه في التربة ، يؤدي حساب زحف الهيكل إلى الحصول على نتائج تطابق إلى حد كبير الواقع الفعلي ، وهذا ما ينجم عن الحلول المستندة إلى نظرية الانموج الخالص بالترشيح فقط .

ولهذا السبب ، فإنه بدون دراسة عمليات الانسياب الناشئة في التربة تحت تأثير القوى الخارجية وفي حالات خاصة نتيجة لوزنها الذاتي ، غالباً لا يمكن تقييم التربة على أنها قواعد ووسط لمختلف الانشاءات .

الفصل السابع

مسائل ديناميكا التربة المشتتة*

البند ١ – معلومات عامة حول التأثيرات الدينامية في التربة

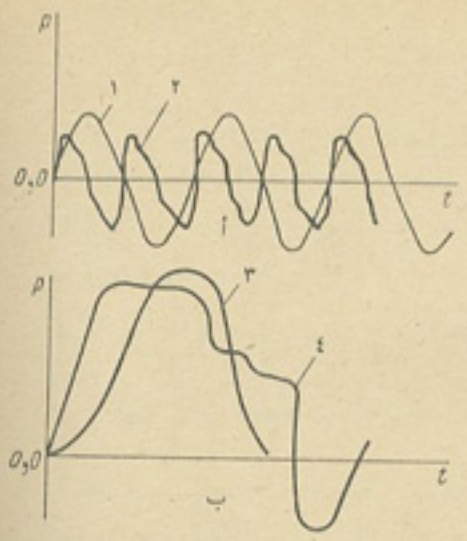
خصصت الفصول السابقة من هذا الكتاب ، لدراسة حالة الاجهاد والتشوهات في التربة ، تحت تأثير القوى الاستاتية ، أي القوى التي لا تتغير بمرور الزمن أو المتغيّرة بصورة بطيئة للغاية . وسوف نبحث في هذا الفصل مسائل تأثير مختلف أنواع المؤثرات الدينامية ، التي تولدها الأحمال الدينامية الناجمة عن المكنات غير المتوازنة ، تأثير الانفجارات ، الهزّات الأرضية ، حركة وسائل النقل وغيرها ، المؤثرة على سلوك التربة المشتتة .

الأحمال الدينامية الناشئة عند اشتغال المكنات غير المتوازنة . إن هذه الأحمال تؤدي إلى حدوث ذبذبات أو اهتزازات في الأساسات التي ثبتت عليها المكنات المذكورة . وهذه المكنات تصبح بدورها مصادر للاهتزازات أو الارتجاجات ، التي بانتشارها إلى مسافات كبيرة عبر التربة ، تنتقل إلى المباني والانشاءات المجاورة . إن اهتزازات أساسات المكنات يمكن أن تحدث تأثيراً ضاراً على اشتغال المكنات بالذات ، وعلى العمليات التكنولوجية التي تتم بواسطتها وعلى كيان الفنيين القائمين بتشغيل المكنات . وبتأثير الهزّات المنتقلة عبر التربة ، كثيراً ما يزداد تطور هبوطات المباني والانشاءات ، وكذلك تشوهات القطع الانشائية . ولهذا السبب يعتبر حساب الأحمال الدينامية عند تصميم أساسات المكنات ، أمراً حتمياً في الوقت الحاضر .

---

* استخدمت في هذا الفصل أيضاً ، المواد التي تفضل بتقديمها إلى المؤلف كل من الاستاذين سافينوف ولياخوف .

إن أكثر الرسوم البيانيّة المتميّزة الخاصة بتغيّر الأحمال الدينامية ، الناجمة عن اشتغال المكنات بمرور الزمن ، مبينة في الشكل ١٢٢ .



شكل ١٢٢ – تغيرات القوى غير المتوازنة للقصور الذاتي بمرور الزمن عنداشتغال المكنات : أ – الأحمال الدورية (١ – التوافقية ، ٢ – شبه التر ددية) . ، ب – الأحمال اللادورية – الدفعية (٣ – البسيطة ، ٤ – المركبة)

والأحمال الدورية المبيّنةفي الشكل١٢٢ ، أ يمكن أن تكون إما توافقيّة (المنحنى ١) أو شبه ترددية (المنحنى ٢) . وتنشأ الأحمال الأولى (المنحنى ١) عند اشتغال الوحدات التربينية والمولدات المحركات وغيرها من المكنات الأخرى ذات الأجزاء الدوّارة ؛ أما الأحمال الثانية (المنحني ٢) فتنشأ عنداشتغال المكنات المحتوية على آليات المرفق وأذرع المكبس (مثل المكنات الضاغطة المكبسية) .

وتكون الأحمال اللادورية (شكل ١٢٢ ، ب) في أغلب الأحيان ، من نوع الأحمال الدفعية (المنحني ٣) التي تشبه الأحمال الناشئة عند استخدام مطارق الحدادة ، ولكنها قد تكون ذات طبيعة أكثر تعقيداً . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن المنحني رقم ٤ ، يبيّن تغيّر عزم الازدواج بمرور الزمن ، المنقول إلى الأساس بواسطة موتور إدارة مكنة الدلفنة .

إن طرق تحديد الأحمال الديناميّة ، الناجمة عن تشغيل المكنات غير المتوازنة ، مشروحة في المواصفات القياسية للبناء ، المعمول بها في الاتحاد السوفييتي .

المؤثرات الزلزالية . المعروف أن القشرة الأرضية ليست متجانسةالتركيب وتتألف من كتل أو هضاب صخرية ، تفصلها الشقوق وتختلف عن بعضها البعض بخواصها الميكانيكية . إن الانحرافات أو الإزاحات البطيئة النسبيّة

للهضاب أو الكتل الصخرية ، تؤدي إلى تراكم التشوّهات ، التي تصل نتيجة لعدم انتظامها ، إلى الحالة الحدية أو النهائية في الأقسام الموضعية أو المحلية أو (كما يصطلح على تسميتها) في بؤر الزلازل أو الهزّات الأرضية . وفي هذه المواضع تحدث تشققات أو تقطعات في القشرة الأرضية ؛ وطاقةالتشوّه الكامنة (طاقة الوضع) المتحررة أثناء ذلك ، تتحول إلى طاقة حركيةالموجات المرنة ، المنتشرة في كافة أرجاء الكرة الأرضية ، والظاهرة على سطح الأرض على هيئة ذبذبات شديدة تستمر فترة زمنية قصيرة ، تسمى بالهزّة الأرضية .

إن قوى الفعل المتبادل ، التي تنشأ عند الهزة الأرضية ، بين التربة المتذبذبة والمباني المقامة عليها ، تمثل التأثير الزلزالي ، الذي تنشأ عند حدوثه قوى القصور الذاتي في المباني أوالانشاءات (أو القوى التي تسمى بـ «الأحمال الزلزالية الناجمة عن القصور الذاتي ») التي يمكن أن تحدث أضراراً أو حتى انهيارات في المباني المذكورة . ولتحديد أو تعيين التأثير الزلزالي في الحالة العامة ، يجب معرفة مقدار الإزاحة وسرعة وتسارع الحركة المتذبذبة . وإذا افترضنا بأن كافة نقاط سطح الأرض ، في حدود القسم الموضعي المعيّن ، تقوم بحركات متماثلة ، يكفي عندئذ أن نأخذ واحدة منها فقط وندرس خواصها .

إن حساب أو تصميم مقاومة الانشاءات والمباني للهزّات الأرضية أو التأثيرات الزلزالية ، في الحالة التي تعيّن فيها ذبذبات قواعد الانشاء بواسطة الرسم البياني لتسارع الهزات الأرضية أو الزلازل ، يمثل نوعاً من الصعوبة المعروفة ،وبناء على ذلك ، تميّز شدة هذه الذبذبات أو الهزّات في المواصفات القياسية للبناء ، بما يسمى بمعامل الزلزلة – وهو عبارة عن النسبة بين قيمة التسارع الزلزالي وتسارع الجاذبية .

إن الخواص الدينامية لتربة قاعدة الانشاءات ، يمكن أن تؤثر تأثيراً جوهرياً على مقدار التأثير الزلزالي . وتؤخذ هذه الخواص في الاعتبار ، عند تقسيم الأراضي المعمّرة إلى مناطق زلزالية صغرى ، مع الأخذ في الاعتبار وجود الانشاءات الهندسية الرئيسية .

ويجب أن نأخذ في الاعتبار ، بأن الذبذبات الزلزالية يمكن أن تؤدي إلى

فقدان الاستقرار أو الثبات الدينامي للتربة غير المتماسكة المشبعة بالماء وإلى تحولها إلى الحالة المائعة في مناطق أرضية واسعة ، وهو الأمر الذي تليه عواقب مدمرة بالنسبة للمباني والانشاءات المقامة عليها .

إن ارتجاج أو اهتزاز التربة ، المتعلق بحركة وسائل النقل، يكون ضعيفاً أو ضئيلاً للغاية بالمقارنة مع الاهتزاز الناجم عن القوى الزلزالية للهزات الأرضية . ولكن نظراً لاستمرار تأثيره ، فإنه يمكن أن يؤدي إلى هبوط قواعد التربة المشتتة وإلى التسيّل الاهتزازي لهذه التربة .

ويؤدي **فعل الانفجار** إلى ظهور عدد كامل من العمليات الميكانيكية السريعة الجريان : نشوء حجرة غازية متفجرة في فترات زمنية قصيرة للغاية (أحياناً في أجزاء ألفيّة من الثانية) تضغط على التربة المحيطة بها بقوة هائلة (تبلغ مئات الألوف من الضغوط الجوية تقريباً) وتساعد على توليد وتحرّك الموجات التفجيرية ، التي تغيّر بمرور الزمن حالة اجهاد كتلة التربة وحركة دقائقها ، بسرعة تتغيّر من عدة آلاف من الأمتار في الثانية إلى الصفر .

وتتضح خواص النبضات أو الموجات التفجيرية ، بقيمة الضغط الأقصى p_{max} ، زمن زيادته t_1 ، زمن انخفاضه إلى حد الصفر t_2 والزمن الإجمالي لتأثير الانفجار t_3 .

وتشير تجارب الأستاذ لياخوف إلى أن الحجرات الغازية المتكونة في التربة عند انفجار العبوات أو الشحنات المتمركزة العميقة للمواد المتفجرة ، تكون من حيث الشكل قريبة جداً من الشكل الكروي . وبمرور الزمن تنهار الحجرة الغازية (الفجوة المتكونة في التربة) ولكن زمن الانهيار قد يكون مختلفاً للغاية — يتراوح من عدة دقائق (في الرمال) إلى عدة أشهر (في التربة الطينية السميكة) .

إن نصف قطر الحجرة الغازية المتفجرة R_{ch} ، بعد تكونها الكامل ، يحدد من العلاقة التالية ، التي أثبتتها التجارب :

$$R_{ch} = \varkappa \sqrt[3]{C} \qquad (7.1)$$

حيث C — وزن العبوة أو الشحنة المتفجرة (بالكيلوجرام) .

$\varkappa$ — معامل التناسب ، المعتمد على خواص التربة .

وهذا المعامل يساوي ما يلي ، اعتماداً على معطيات الأستاذ لياخوف :

للرمال المشبعة بالماء : . . . . . $\varkappa = 0.4 - 0.7$

للتربة الطينية الرملية (حسب معطيات بكروفسكي) .... $\varkappa = 0.45$

للتربة الشبيهة بتربة اللوس . . . . . $\varkappa = 0.35$

للتربة الطينية . . . . $\varkappa = 0.6 - 0.7$

وعند انفجار العبوات أو الشحنات المتمركزة ، تنشأ في التربة الضغوط التالية : ضغوط متعامدة p (نصف قطرية) ، ضغوط جانبية p_τ (مماسية) كما وتنشأ حركة الجزيئات بسرعة u .

وفي التربة غير المشبعة بالماء والصخور الصلدة ، عند انفجارات العبوات أو الشحنات المتمركزة ، يتم تحديد ثلاث قيم كدالة للزمن ، وهي :

$$p = p(t) \; ; \; p_\tau = p_\tau(t) \; ; \; u = u(t)$$

أما في التربة المشبعة بالماء وفي البيئات أو الأوساط السائلة ، فيكفي بحث القيمتين التاليتين :

$$p = p(t)$$
$$u = u(t)$$

إن تحديد بارامترات موجات الاجهادات في التربة أثناء الانفجارات ، وبارامترات سرعات انتشارها ، يتم بواسطة اجراء تجارب حقلية أو موقعية خاصة . واستناداً إلى نتائج هذه التجارب أو الاختبارات ، يجري وضع الصيغ التجاربية لتحديد البارامترات التصميمية أو الحسابية للموجات التفجيرية في التربة ، تبعاً لوزن العبوة وللمسافة الممتدة إلى نقطة الانفجار وغير ذلك .

وعند بحث الخواص الدينامية للتربة ، تبعاً لنوع المؤثرات الدينامية ، تستخدم طرق مختلفة ، منها : طرق الاهتزاز ، الطرق الزلزالية وطرق البحث في حالة المؤثرات الشديدة القوة (مثل الانفجارات وغيرها) .

إن الميزات الأساسيّة للخواص الدينامية للتربة هي :

ميزات الخواص المرنة والامتصاصية ، في حالة تأثير الأحمال الدينامية القليلة الشدة (التي لا تزيد على حد المرونة) — معامل المرونة E ، نسبة « بواسون » μ ، معامل تضاؤل أو اضمحلال الذبذبات n ، وكذلك بقية

الميزات الدينامية الأخرى المكافئة لها ، مثل سرعة انتشار الموجات المرنة ومعامل امتصاصها . ؛

المعاملات العامة لجسوءة القواعد الأرضية ، في حالة الانضغاط المنتظم C_z والانضغاط غير المنتظم C_φ ، القص المنتظم C_x والقص غير المنتظم C_φ وعوامل الاضمحلال أو التضاؤل المناظرة ، المستخدمة في حسابات ذبذبات الأساسات الجاسئة المقامة على قاعدة مرنة ؛

ميزات انضغاطية التربة عند تأثير الأحمال الدينامية الكبيرة الشدة (التي تزيد على حد المرونة) — الرسوم البيانية « للاجهادات والتشوهات » $\varepsilon - p$ ، معامل التشوّه أو الانفعال عند التحميل E_l وإزالة الحمل E_{dis} ؛

الميزات الدينامية لمقاومة التشوّهات الناجمة عن تغيّر الشكل (القص) والحالة الحدية أو النهائية (المقاومة القصوى) للتربة ، وكذلك تقييم استقرار أو ثبات تركيبها عند تحولها إلى حالة السيولة أو الميوعة .

وقد قام الأستاذ كراسنيكوف بشرح الطرق الحديثة لبحث الخواص الدينامية للتربة بصورة مفصلة ، في كتابه « الخواص الدينامية للتربة وطرق تحديدها » الصادر باللغة الروسية في موسكو عام ١٩٧٠ .

البند ٢ — العمليات الموجيّة في التربة عند التأثيرات الدينامية

إن الأبحاث النظرية للعمليات الموجيّة الناشئة في التربة في حالة التأثيرات الدينامية (عند اشتغال المكنات غير المتوازنة ، الظواهر الزلزالية ، التفجيرات الصناعية وغير ذلك) ، تستند إلى دراسة الرسوم التخطيطية (النماذج التصميمية) التي تبحث خواص التربة عامة ، مع اقترابها من الطبيعة بهذا الشكل أو ذاك ، والتي تساعد بشكل مقبول على وصفها بواسطة الصيغ الرياضية .

وتنجز النماذج أو العينات استناداً إلى تعميم النتائج الكمية للتجارب الماكروسكوبية الخاصة بانضغاط التربة وإزالة الحمل عنها ، وبتحديد بارامترات الموجات والتشوهات المتخلّفة وغير ذلك . وتحسب النسب الميكروسكوبية الأولية في دقائق التربة ، حساباً نوعياً . ولكن تحليلها يساعد

بصورة أدق على انجاز أو انشاء نماذج التربة خاصة . وتعتبر التربة في علم الديناميكا ، بمثابة وسط متصل أو شامل ، يشغل الفراغ باستمرار .

وفي الوقت الحاضر ، عند بحث العمليات الموجيّة في التربة ، تستخدم نماذج التربة التالية على أوسع نطاق : نماذج الوسط المثالي المرونة (الخطية وغير الخطية) ، نماذج الوسط اللدن المرن (للأستاذين راخماتولين وغريغوريان وغيرهما) ونماذج الوسط اللدن اللزج (للأستاذ لياخوف) .

إن **نموذج الوسط الشامل المثاليّ المرونة**، يعتبر من أبسط النماذج لبحث العمليات الموجيّة في التربة ، باعتبارها من الأوساط الشاملة أو المتصلة . ويستخدم هذا النموذج عند الضغوط غير المرتفعة ، مثلاً في حالة التأثيرات الزلزالية (على بعد معيّن من مركز أو بؤرة الهزّة الأرضية) ، الذبذبات الناجمة عن اشتغال المكنات غير المتوازنة وغيرها ، ويساعد على إيضاح كيفية أو شكل انتشار الموجات في التربة وفعلها المتبادل مع الحواجز التي تقف أمامها .

ويمكن إيضاح كيفية انتشار الموجات في الوسط المثالي المرونة الموحد الخواص ، بواسطة المعادلات التفاضلية التالية :

$$\left.\begin{aligned} \nabla^2 u - c^2 \frac{\partial^2 u}{dt^2} &= 0 \\ \nabla^2 v - c^2 \frac{\partial^2 v}{dt^2} &= 0 \\ \nabla^2 w - c^2 \frac{\partial^2 w}{dt^2} &= 0 \end{aligned}\right| \qquad (7.2)$$

حيث u ، v و w — مركّبات الإزاحات المرنة في اتجاه المحاور X ، Y و Z .

ويمثل المقدار : $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ عامل « لابلاس » .

C — تمثل سرعة انتشار الموجات المرنة .

ويمكن أن نبيّن بأن سرعة انتشار الموجات الطولية المرنة ، ستساوي ما يلي :

$$c_1 = \sqrt{\frac{L + 2M}{\rho}} \qquad (7.3)$$

حيث L و M — هما ثابتا« لامي » المقترنان بمعامل المرونة العادية E ومعامل المرونة العرضية μ ، بالعلاقتين التاليتين :

$$L = \frac{\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

$$M = \frac{1}{2(1+\mu)} E$$

حيث $\rho = \gamma/g$ — تمثل كثافة الوسط (γ — وحدة الوزن ؛ g — تسارع الجاذبية) .

أما سرعة انتشار الموجات المستعرضة (موجات التشوّه) فإنها تحدد من الصيغة التالية :

$$c_2 = \frac{M}{\rho} = \frac{E}{2(1+\mu)\rho} \qquad (7.4)$$

وترتبط قيمة c_2 مع قيمة c_1 بالعلاقة التالية :

$$c_1 = c_2 \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \qquad (7.3')$$

وتشير الصيغة (7.3′) إلى أنه دائماً $c_2 < c_1$ أي أن الموجات الطولية تنتشر في الوسط المرن المتصل أو الشامل ، بسرعة أكبر من سرعة انتشار الموجات المستعرضة . وإذا طبقنا العلاقات المذكورة أعلاه على التربة، عندئذ بعد أن نفرض بأن $\mu = 0.4$ للتربة الطينية مثلاً ، نجد بأن الموجات الطولية تنتشر بسرعة تزيد على سرعة انتشار الموجات العرضية بمقدار ٢٫٤٥ مرة ؛ أما بالنسبة الرمال (عند $\mu = 0.2$) فإنها تنتشر بسرعة تزيد بمقدار ١٫٦٣ مرة عن السرعة الأولى . وتشير نتائج القياسات المباشرة لسرعة انتشار الذبذبات إلى أن هذه النسبة تكون أكبر بكثير بالنسبة للأنواع الأخرى من التربة ، كما يتّضح من الجدول ٣٥ .

ومن الضروري أن نبيّن هنا ، بأن الموجات الطولية والمستعرضة، تنتشر في الوسط المرن المتجانس ، دون أن تعتمد على بعضها البعض . وتبعاً لطبيعة

22-863

جدول ٣٥

قيم سرعة انتشار الموجات المرنة في التربة

نوع التربة	سرعة انتشار الموجات (م / ثا)	
	c_1	c_2
التربة الطينية الرطبة	1500	150
تربة الغوص الطبيعية الرطوبة	800	260
التربة الرملية الحصباوية الكثيفة	480	250
الرمل الدقيق الحبيبات	300	110
الرمل المتوسط الحبيبات	550	160
الحصى المتوسط الحجم	760	180

الإزاحة الأولية للوسط ، المولدة للذبذبات ، يمكن أن ينشأ اما النوعان المذكوران من الموجات ، أو نوع واحد من النوعين ، بصورة مستقلة .

وبالإضافة إلى الموجات المرنة الطولية والمستعرضة ، هناك أهمية جوهرية لما يسمى بالموجات السطحية ، الناشئة عن مصادر الذبذبات (مثل أساسات المكنات غير المتوازنة وغيرها من مصادر الإثارة) الواقعة على مسافة قريبة نسبياً من سطح التربة . وبقدر ابتعاد الموجات السطحية عن مصدر الذبذبات، فإنها تكتسب أهمية أكبر فأكبر بالمقارنة مع الموجات الطولية والمستعرضة ، التي تتضاءل بشدة بالغة كلما ابتعدت عن مصدر الذبذبات ، وتصبح على مسافة معينة منه ، ضئيلة إلى حد يمكن معه عدم أخذها في الاعتبار . وسرعة انتشار الموجات السطحية c_3 ، تقل بعض الشيء عن سرعة الموجات المستعرضة. فمثلاً عند $\mu = 0.25$ نجد بأن السرعة تساوي $c_3 \approx 0.92\, c_2$ ، وعند $\mu = 0.5$ فإنها تساوي تقريباً $0.95 c_2$. ولتحديد سعات الموجات السطحية الواقعة على مسافات كبيرة نسبياً من مصدر الذبذبات ، يمكن استخدام الصيغة التالية :

$$A_r = A_0 \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\alpha (r - r_0)} \qquad (7.5)$$

حيث A_r و A_0 — سعتا ذبذبات التربة على مسافتي r و r_0 من المصدر ؛

α — معامل اضمحلال أو تضاؤل الذبذبات ، المقاس بـ m^{-1} أو Cm^{-1} .

واستناداً إلى التجارب التي أجراها الأستاذ سمولياكوف ، يمكن في الأغراض العملية أو التطبيقية ، أن نستخدم لمختلف أنواع التربة ، القيم التالية لعامل تضاؤل أو اضمحلال الذبذبات α :

التربة الرملية الدقيقة الحبيبات ، الطفال الرملي والتربة الطينية الرملية ، المشبعة بالماء .... $\alpha = 0.03 - 0.04\ m^{-1}$

الرمال المتوسطة والخشنة الحبيبات (بغض النظر عن رطوبتها) ؛ التربة الطينية الرطبة والطين الرملي ..... $\alpha = 0.04 - 0.06\ m^{-1}$

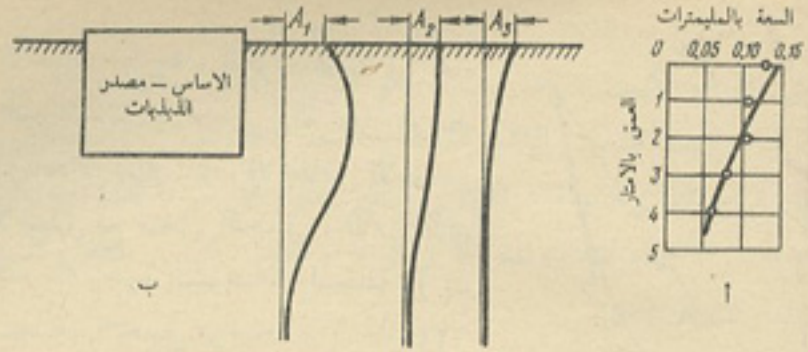
الطين الرملي والطفال الرملي (الجاف والقليل الرطوبة) $\alpha = 0.06 - 0.10\ m^{-1}$

وهناك أهمية جوهرية لنتائج الدراسة التجريبية لتغيرات سعات الموجات السطحية على امتداد العمق . وهكذا فقد تبيّن بأنه عند الأعماق القليلة التي لا تزيد على مايتراوح من ٢ر٠ إلى ٣ر٠ من طول الموجة ، تقل سعات الذبذبات بصورة قليلة نسبياً .

ويمكن الحكم على طبيعة اضمحلال أو تضاؤل الموجات السطحية على امتداد العمق ، بواسطة الرسم البياني الذي وضعه الأستاذ باركان (شكل ١٢٣) ، المرسوم استناداً إلى معطيات قياس الذبذبات الرأسية ، الناجمة عن اشتغال مكنة دق الركائز . ويجب أن نأخذ في الاعتبار ، بأنه على مقربة مباشرة من الأساس (من مصدر الموجات) ستكون طبيعة تغيّر السعات على امتداد العمق ، مختلفة قليلاً عن السابق (شكل ١٢٣ ، ب) .

ويبحث هذا الرسم البياني ، يمكن التأكد من أنه لا يجب وضع أو بناء أساسات المكنات ، في مستوى أعمق من الأساسات المتجاورة للمباني ؛ وغالباً ما يكون من الملائم للغرض ، أن يعين عمق ارساء الأساسات تحت المكنات (استناداً إلى التجارب التي أجراها الأستاذ سمولياكوف) بحيث يكون أقل من عمق ارساء أساسات المباني .

إن بعض مسائل ديناميكا التربة المشتتة ، لا يمكن أن تحل مبدئياً ضمن نموذج الوسط المرن . وعلى سبيل المثال ، نجد بأن حل المسألة المتعلقة بانتشار



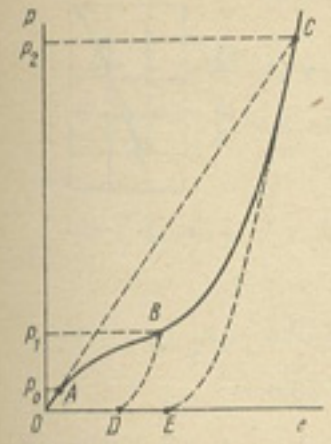
شكل ١٢٣ — تغير سعة ذبذبة التربة :
أ — تحت الأساس ، ب — على مسافة مختلفة من الأساس

الموجة المستوية ، يؤدي إلى عدم حدوث تضاؤل أو اضمحلال في الموجات وعدم تغير مقطعها العرضي مع الابتعاد عن المصدر ، وهو الأمر الذي يتعارض مع المعطيات التجريبية أو نتائج التجارب .

ويكون نموذج الوسط اللاخطيّ المرونة أكثر تعقيداً ، وتكون فيه العلاقة بين الاجهادات والتشوهات علاقة لا خطية أو غير خطيّة ، ولكنها متساوية أو متماثلة عند زيادة ونقصان الأحمال . إن مثل هذا النموذج يساعد على توضيح اضمحلال أو تضاؤل الموجات المستوية مع زيادة المسافة عن المصدر ، وإيضاح العلاقة بين معامل الانعكاس والاجهاد . ولكن لا يتبيّن من هذا النموذج ، بأن هناك تشوهات أو انفعالات متخلّفة ، وتتحول الموجة الصدمية إلى موجة انضغاط متصلة ، كما يتضح ذلك من التجربة . ويمكن أن يطبق بنجاح نموذج الوسط اللاخطيّ المرونة ، على التربة المشبعة بالماء ، وذلك لأننا نحصل في هذه الحالة ، على توافق مقبول مع معطيات التجربة أو النتائج التجريبية .

ويمكن بيان خصائص العمليات الموجيّة في التربة غير المشبعة بالماء ، بشكل أحسن بكثير باستخدام نماذج الأوساط اللدنة المرنة وليس نماذج الأوساط المثالية المرونة ، وتعتبر هذه الأوساط عند الأحمال الصغيرة ، بمثابة أوساط مرنة ، أما عند الأحمال الكبيرة ، فتعتبر بمثابة أوساط لدنة . وعند الأحمال الصغيرة ، يكون منحنى العلاقة $p(\varepsilon)$ شكل ١٢٤ مقعّراً ، أما عند

الأحمال الكبيرة ، فيكون محدباً في اتجاه محور التشوه . إن منحني إزالة تحميل الوسط أي العلاقة $p(e)$ المناظرة لانخفاض الاجهاد ، لا تنطبق مع منحنى التحميل ، الأمر الذي يشترط وجود التشوهات المتخلفة (إن منحنيات التحميل موضحة في الشكل ١٢٤ بالخطين المنقطين BD و CE). وفي التربة عند $p_0 < p$ تكون الموجة عبارة عن موجة صدمية ؛ وعند $p_0 > p$ تتحلل الموجة إلى موجة مرنة وموجة لدنة . إن الموجة المرنة تنتشر بسرعة أكبر من سرعة انتشار الموجة اللدنة . وأثناء عملية الانتشار ، تزول خواص الموجة اللدنة ، وتتحول إلى موجة مرنة خالصة .



شكل ١٢٤ – الرسم البياني الديناميكي لانضغاط التربة ، طبقاً لنموذج الوسط اللدن المرن :
$OABC$ – خطوط التحميل ،
BD و CE – خطوط التفريغ أو إزالة الحمل

واستناداً إلى استخدام نموذج الوسط اللدن المرن ، يمكن شرح عدد من خواص العمليات الموجية في التربة . وفي نفس الوقت نجد بأن بعض المعطيات التجريبية (مثل تضاؤل أو انحلال الجبهة الصدمية عند الابتعاد عن مصدر الإثارة ، القيمة الكبيرة للتشوهات المتخلفة ، بالنسبة لما هي عليه في حالة الاجهاد الأقصى وغيرها) لا تناسب أو لا تطابق هذا النموذج . وبغض النظر عن هذه النواقص ، فإن نموذج الوسط اللدن المرن ، يستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع إلى حد كاف ، عند حل مسائل الموجات في التربة . وقد توصل إلى مثل هذه الحلول ، كل من الأساتذة السوفييت راخماتولين ، غريغوريان ، لياخوف ، ساغومونيان وغيرهم ، وهنا يتم حل أصعب هذه المسائل ، مثل مسألة انتشار الموجة الكروية الناجمة عن شحنة أو عبوة المواد المتفجرة ، باستخدام الآلات الحاسبة الألكترونية ، أما حل المسائل الأبسط منها فيتم بالطريقة التحليلية .

والنموذج ذو الشكل الأكثر عموماً ، هو نموذج الوسط اللدن المرن ، الذي اقترحه الأستاذ غريغوريان ، وهو النموذج الذي يساعد على وصف الحركات المطلقة للتربة ، الناشئة عند تأثير الأحمال الدينامية . وفي هذا النموذج يعتبر الرسم البياني للانضغاط الدينامي ، غير معتمد على سرعة التشوه ، وتكون النسبة بين الاجهاد المتعامد المتوسط والكثافة ، مختلفة لكل من منطقتي التشوه المرن والتشوه اللدن .

وفي الرسم البياني للانضغاط الدينامي ، يحتوي الفرع الخاص بالحمل على تقوسين : يكون الفرع حتى نقطة الانثناء B محدباً في اتجاه محور الضغوط ، وعند الضغوط الأعلى من ذلك – محدباً في اتجاه محور التشوهات النسبية (لاحظ الشكل ١٢٤) . إن الرسم البياني للانضغاط يمكن أن يحتوي عند القيمة الصغيرة للضغوط ، على قسم ابتدائي خطي المرونة (القسم OA) أما عند الضغوط الكبيرة جداً ($p > p_\infty$) ، فيكون الانضغاط الحجمي كبيراً للغاية (يمكن أن تتقلص المسامية إلى حدود صغيرة للغاية) ومن جديد يبدأ كل التشوه الحجمي عند التحميل وإزالة الحمل ، بدورة انعكاسية .

ويمكن أن نثبت وجود موجات مختلفة الأنواع في الأوساط المبحوثة ، عند تحميلها العابر ، على مسافة مختلفة من مصدر الإثارة ، وهي :

١) الموجات الصدمية (عند ضغوط : $p > p_3$ ، لاحظ الشكل ١٢٤) ؛

٢) الموجات المختلطة الأنواع (عند ضغوط : $p_1 < p < p_3$) ؛

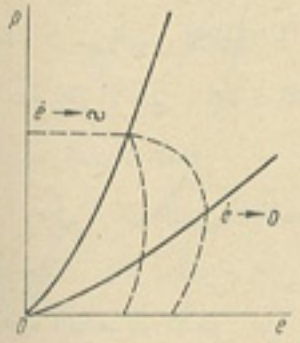
٣) موجات الانضغاط (على مسافة كبيرة من مصدر الإثارة) ؛

٤) الموجات المرنة الخالصة أو الخالصة المرونة (عند ضغوط : $p < p_0$ ، لاحظ الشكل ١٢٤) .

ولكن التجارب تشير إلى أن الرسم البياني للانضغاط ، يعتمد كذلك في عدد من الحالات ، على سرعة التشوه أو الانفعال ، الأمر الذي لا يؤخذ في الاعتبار في نموذج الوسط اللدن المرن .

وفي نموذج الوسط اللدن اللزج ، الذي اقترحه الأستاذ لياخوف ، اتفق على وجود منحنيين حديين للانضغاط ، متناسبين مع كل من التحميل

الصدمي ($\dot{\varepsilon} \to \infty$) والتحميل الاستاتي ($\dot{\varepsilon} \to 0$) ، وتقع بينهما الرسوم البيانية العائدة للقيم المتوسطة لسرعة التشوّه (شكل ١٢٥) .



شكل ١٢٥ – الرسم البياني الحدي أو النهائي للضغط الديناميّ للتربة ، طبقاً لنموذج الوسط المدن اللزج عند السرعات المختلفة للتحميل ابتداء من التحميل الصدمي ($\dot{\varepsilon} \to \infty$) إلى التحميل الاستاتي ($\dot{\varepsilon} \to 0$)

إن التشوّهات المتعلقة أو المرتبطة بانضغاط الأغشية المائية ، أغشية الأملاح ونتوآت الدقائق أو الحبيبات المنفردة ، تحدث عند الانضغاط الصدمي ، وهذه التشوهات تكون غير متحولة جزئياً . والتشوهات المرتبطة بإزاحة الحبيبات وإعادة تنضيدها ، تحدث في زمن متناه ، وهي غير متحولة كلياً . وعند هذه المعطيات الأساسية ، نجد بأن طبيعة منحنى إزالة الحمل أو التفريغ ، أي $P(e)$ عند تضاؤل أو قلة الاجهاد ، لاتعتمد على خواص التربة فقط ، بل تعتمد أيضاً على مدة تأثير الحمل الذي يحدث الموجة . وهكذا ، ليس هناك رسم بياني موحد للعلاقة $P(e)$ ، يحدد بخواص التربة فقط . وقد تم الحصول على رسوم بيانية مختلفة للعلاقة $P(e)$ تبعاً لنظام التحميل .

والنموذج المبحوث يسمح كذلك بإمكانية زيادة التشوهات في فترة تقليل أو تخفيض الحمل . وهو الأمر الذي نلاحظه في التجارب ، ولا يمكن الحصول عليه بواسطة نموذج الوسط اللدن المرن .

وتشير الحسابات المنجزة بواسطة الآلات الحاسبة الألكترونية ، إلى أن الموجة الصدمية المستوية في الوسط اللزج ، يمكن أن تتحول على مسافة معينة ، إلى موجة انضغاط متواصلة ، ويتم التوصل إلى التشوّه الأقصى هنا ، في لحظة بدء تناقص الاجهاد أو بعد ذلك بقليل .

ويقترن استخدام نموذج الوسط اللدن اللزج بصعوبات كبيرة . ويتم حل بعض المسائل بشكل مقبول ، باستخدام نماذج أكثر بساطة ، ولهذا فإن استخدام النموذج اللزج ، لا يستبعد استخدام نماذج أخرى أيضاً .

حل مسائل الموجات . يستند حل مسائل الموجات إلى إيجاد تكامل المعادلات الأساسية لحركة الوسط المتصل أو المتواصل ، التي تنتج من قوانين حفظ الكتلة وكمية الحركة :

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\partial \rho}{\partial t} + u\frac{\partial \rho}{\partial x} + \rho\frac{\partial u}{\partial x} + \nu\frac{u\rho}{x} = 0 \\ &\rho\left(\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial \sigma}{\partial x}\right) - \frac{\partial \sigma_2}{\partial x} - \nu\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{x} = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (7.6)$$

حيث x و t – الاحداثيان الفراغي والوقتي ؛

ρ – كثافة التربة ؛

u – سرعة الدقائق ؛

σ_1 و σ_2 – مركبتا الاجهاد في اتجاه انتشار الموجة وفي الاتجاه العمودي عليه .

ولحالات الحركة المستوية والأسطوانية والكروية ، نجد بأن قيمة ν تساوي صفر ، ١ و ٢ على التوالي .

وفي حالة الحركة المستوية ، يقفل النظام بمعادلة واحدة فقط ، تعطي العلاقة بين σ_1 و e . وهذه المعادلة تنتج من نموذج الوسط . وتكون مختلفة في حالة الأوساط اللزجة أو اللدنة المرنة . وفي حالة التماثل الكروي تستخدم معادلة أخرى أيضاً ، تعطي العلاقة بين الاجهادات الرئيسية : $f(\sigma_1, \sigma_2) = 0$ وبالإضافة إلى ذلك يجب معرفة الشروط الحدّية أو الحافيّة . وتحدد هذه الشروط من طبيعة المسألة بالذات ، وقد تكون متمثلة في الحمل المعلوم في المقطع الابتدائي ، النسبة الموجودة عند جبهة الموجة الصدمية ، ظرف أو حالة السطح المطلق وغير ذلك .

إن العمليات الموجيّة في التربة المشبعة بالماء ، أي في التربة المملوءة مسامها بالماء وبكمية قليلة جداً من الهواء المضغوط ، توضح بعد الأخذ في الاعتبار ، أن انضغاطية الهيكل تزيد على انضغاطية التربة باعتبارها وسطاً ثلاثيّ المركبات (الدقائق الصلبة ، الماء ، الهواء) ، وبالإضافة إلى ذلك ، عند تأثير الحمل ، ينضغط كل مركب من المركبات ، كما لو كان في الحالة الحرة أو المطلقة .

عندئذ سنجد بأن معادلة انضغاط التربة ، ستكون على الشكل التالي ، الذي بيّنه أو وضعه الأستاذ لياخوف :

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \alpha_1 \left(\frac{\rho}{\rho_0}\right)^{-\frac{1}{k_1}} + \alpha_2 \left[\frac{\rho k_2}{\rho_2 c_2^2} + 1\right]^{-\frac{1}{k_2}} + \alpha_3 \left[\frac{\rho k_3}{\rho_3 c_3^2} + 1\right]^{-\frac{1}{k_3}} \tag{7.7}$$

وهنا نجد بأن :

$$\rho = \alpha_1 \rho_1 + \alpha_2 \rho_2 + \alpha_3 \rho_3$$
$$\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 1$$

حيث α_1 ، α_2 ، α_3 — المحتويات الحجمية لكل من المركبات الغازية والسائلة والصلبة على التوالي ، عند الضغط الابتدائي ρ_0 في وحدة الحجم ؛

ρ_0 و ρ_1 ، ρ_2 ، ρ_3 — كثافة الوسط والمركبات عند الضغط الابتدائي ؛

c_1 ، c_2 ، c_3 — سرعات الصوت في المركبات عند الضغط الابتدائي ؛

k_1 ، k_2 ، k_3 — المعاملات المميزة لمتساويات الانثروبيا في المركبات .

وقيم الثوابت هي : $c_1 = 330$ m/sec ؛ $c_2 = 1500$ m/sec ؛ $c_3 = 4500$ m/sec ؛ $\rho_2 = 1$ g/cm³ ؛ $\rho_3 = 2.65$ g/cm³ .

وهنا يمكن بصورة تقريبية أن نأخذ : $k_1 = 1.4$ ؛ $k_2 = 7$ ؛ $k_3 = 4$

وفي هذه الحالة ، تحدد سرعة انتشار الموجات الصوتية c_0 في التربة ، عند الضغط الابتدائي ، من المعادلة التالية :

$$\frac{1}{\rho_0 c_0^2} = \frac{1}{\rho_1 c_1^2} + \frac{1}{\rho_2 c_2^2} + \frac{1}{\rho_3 c_3^2} \tag{7.8}$$

وتبيّن الحسابات بأن سرعة الصوت في التربة المشبعة بالماء ، تعتمد اعتماداً جوهرياً على كمية الهواء المضغوط أو المحصور ، الموجودة في التربة. وهذه السرعة عند $\alpha_1 = 0$ ، تتراوح من ١٥٥٠ إلى ١٦٥٠ م/ثا ؛ وعند $\alpha_1 = 0.01 - 0.03$ ، نجد بأن هذه السرعة تتناقص حتى تصل إلى ١٠٠م/ثا تقريباً .

إن حل مسائل الموجات ، يتلخّص في إيجاد تكامل المعادلات الأساسية

للحركة ، التي تقفل في هذه الحالة ، بالمعادلة المذكورة سابقاً ، الخاصة بانضغاط التربة المشبعة بالماء .

البند ٣ — تغيرات خواص التربة عند التأثيرات الدينامية

إن التأثيرات الدينامية ، كالضعيفة منها التي تنشأ نتيجة لحركة الأجزاء غير المتوازنة للمكنات (مثل الاهتزازات ، الذبذبات وغير ذلك) ،والقوية منها — الأحادية القصيرة الأمد والمتكررة (مثل الطرقات ، النبضات القوية جداً الانفجارات وغيرها) تؤثر تأثيراً جوهرياً على خواص التربة غير المتماسكة (السائبة) وتأثيراً أقل على خواص التربة المتماسكة (الطينية) .

وتؤدي الاهتزازات إلى تقليل الاحتكاك بين دقائق التربة وإلى الانخفاض العام لمقاومتها للقص (الأمر الذي يؤدي إلى رداءة سعتها الحملية) ؛ وتؤدي التأثيرات النبضية أو الدفعية المتوسطة القوة (عند التسارعات التي تقل عن تسارع الجاذبية) إلى حدوث هبوطات وتغوّرات في التربة ، أما المؤثرات الدفعية الشديدة القوة ، فإنها تؤدي إلى انهيار بنية أو تركيب التربة وفقدان مقاومتها .

إن انخفاض مقاومة القصّ عند حدوث الاهتزازات في التربة ، يعتبر بمثابة العامل الأساسي المؤثر على خواص مقاومة التربة .

وفي الثلاثينات أثبت الأستاذ السوفييتي بوكروفسكي ،بأن معامل الاحتكاك الداخلي للتربة يعتمد على طاقة الذبذبات ، ويقل بزيادتها ، محاولاً الوصول أثناء ذلك إلى حد معيّن له . أما بالنسبة للتربة المتماسكة ، فسوف يقل تأثير الاهتزاز على مقاومة القص ، كلما زاد التصاق التربة .

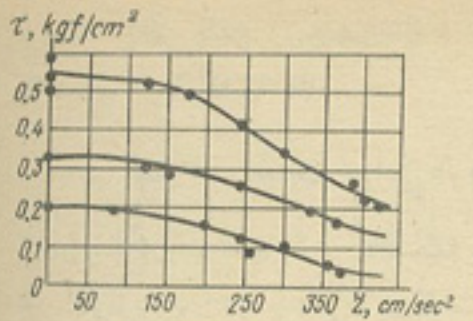
واستناداً إلى التجارب التي أجراها كل من يرشوف وسي دين أي في معهد الهندسة المدنية في لينينغراد عام ١٩٦٢ ، لوحظ انخفاض تدريجي في مقاومة القص للتربة الرملية عند حدوث الاهتزازات (شكل ١٢٦) ،ويمكن التعبير عنه بواسطة الصيغة الوضعية أو التجريبية التالية :

$$\tau = \tau_0 \, e^{-\varkappa(\ddot{z} - \ddot{z}_0)} \tag{7.9}$$

23-863

حيث τ — مقاومة القص عند $\dot{z} \geqslant \dot{z}_0$ (وهنا نجد بأن $\dot{z}$ تمثل تسارع الذبذبات عند قوة الإثارة المعلومة ، أما $\dot{z}_0$ فتمثل التسارع الابتدائي ، الذي قبل الوصول اليه لا يمكن حدوث تغيرات في مقاومة القص) ؛

τ_0 — مقاومة القص عند تأثير الأحمال الاستاتية ؛



شكل ١٢٦ — المنحنيات التجارية (التجريبية) للعلاقة بين مقاومة القص لعينات التربة المختلفة التحميل ، وتسارع الذبذبات

γ — معامل ثابت القيمة يساوي ٠٠٠٣ر٠ ثا^2/سم . للرمل الدقيق الحبيبات و ٠٠٠٢٥ر٠ ثا^2 / سم للرمل المتوسط الحبيبات .

وقد أثبت أيضاً استناداً إلى التجارب ، بأن التسارع الابتدائي $\dot{z}_0$ ، عندما لا تكون الذبذبات أو الاهتزازات قد أدت بعد ، إلى انهيار الأربطة البنيوية أو التركيبية في نقاط تلامس دقائق التربة ، ولم تنخفض بعد مقاومة التربة للقص ، يرتبط (أي التسارع المذكور) بعلاقة خطيّة مع قيمة الضغط الخارجي المؤثر على التربة ، ويزداد كلما انخفض ذلك الضغط .

وعند تردد معيّن للذبذبات ، نجد بأن الاحتكاك في التربة (وخاصة في التربة غير المتماسكة) يمكن أن يقل إلى حد يجعل التربة تكتسب خواص السائل اللزج (اللزوجة الاهتزازية) مع احتكاك داخلي قريب من الصفر ، وسعة حملية ضئيلة للغاية .

وهذه الخاصية لتأثير الاهتزاز على التربة (وخاصة على التربة السائبة) ، استخدمت لوضع طريقة الاهتزاز — وهي طريقة التغطيس السريع (الدقّ) بواسطة هزّ ركائز الدعم المستعرضة ، الخوازيق والركائز القشرية ، في داخل التربة غير المتماسكة ، إلى عمق يصل إلى عدة عشرات من الأمتار . وتعتمد سرعة تغطيس أو دق القطع الانشائية في التربة بطريقة الاهتزاز ، على تردد الاهتزازات المستخدمة ، مقدار قوى الإثارة وخواص اللزوجة الاهتزازية للتربة .

ويمكن وصف طبيعة اللزوجة الاهتزازية للتربة ، بأحد معاملات اللزوجة الاهتزازية ، الذي تختلف قيمته باختلاف أنواع التربة ، وتعتمد على التسارع النسبي للذبذبات ، الأمر الذي يمكن التعبير عنه بواسطة العلاقة التالية :

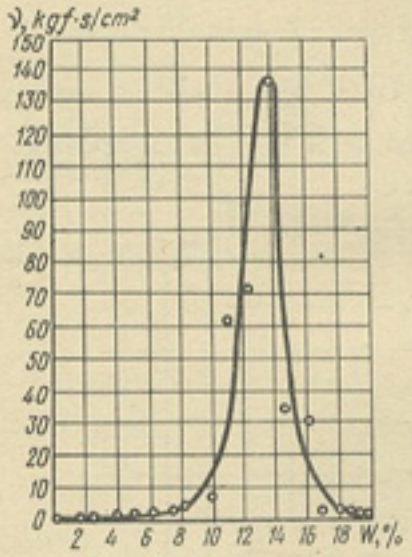
$$\nu n^k = b \qquad (7.10)$$

ν — معامل اللزوجة الاهتزازية (كجم ق.ثا/سم٢) ؛

n — نسبة تسارع الذبذبات إلى تسارع الجاذبية ؛

k و b — معاملان تجريبيان أو وضعيّان .

وقد أثبتت تجارب الأستاذ باركان ، بأن قيمة معامل اللزوجة الاهتزازية ، تعتمد على الحالة الطبيعية للتربة وخاصة على رطوبتها .



شكل ١٢٧ — العلاقة بين معامل اللزوجة الاهتزازية للرمل والرطوبة

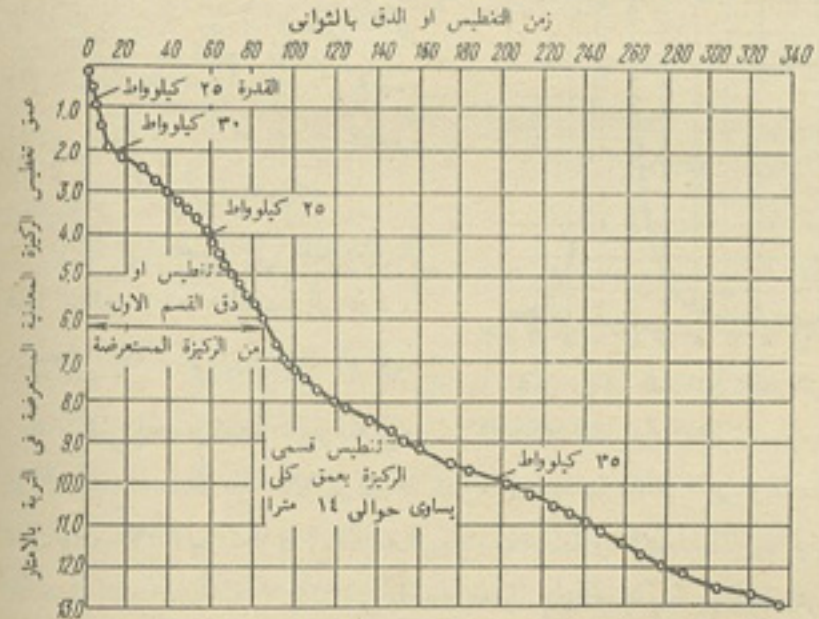
ويبيّن الشكل ١٢٧ ، الرسم البياني للعلاقة بين معامل اللزوجة الاهتزازية للرمل الدقيق الحبيبات ، الذي يتضح منه ، بأن أصغر قيمة لمعامل اللزوجة الاهتزازية ، تلاحظ في الرمال الجافة والرمال المشبعة تماماً بالماء ، وعند درجة معينة من الرطوبة ، نحصل على لزوجة اهتزازية قصوى .

وقد تم الحصول على نتائج مشابهة لهذه النتائج ، للتربة الطينية الرخوة ، وكذلك للطفال الرملي والطين الرملي.

وتشير المعطيات المذكورة هنا ، إلى أن أنجح حالة من حالات دق الركائز المستعرضة والخوازيق وغير ذلك من القطع الانشائية ، تكون في التربة الرملية — الجافة والمشبّعة بالماء . وتبيّن الاختبارات الصناعية ، بأن سرعة دق الخوازيق في التربة بواسطة هزازة عالية التردد (وخاصة مع حمل التلطيف النابضي) تصل إلى عدة أمتار في الدقيقة الواحدة .

وعلى سبيل المثال ، يبين الشكل ١٢٨ ، الرسم البياني لدق ركيزة مستعرضة معدنية في التربة الرملية بواسطة الاهتزاز ، إلى عمق يساوي ١٣ م تقريباً ، وهو الأمر الذي تطلب مدة تقل عن ٦ دقائق . وتجدر الإشارة ، إلى أن طريقة الاهتزاز تستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع في إنشاء الأساسات ، عند حفر التربة لأخذ أو استخراج العيّنات وفي حالات أخرى من دق القطع الانشائية الأسطوانية أو الماسوريّة في التربة .

التوطيد أو التدميج بالاهتزاز . إن الترسبات الرخوة للتربة ، وخاصة العديمة الالتصاق يمكن عند تعرضها لتأثير الاهتزازات ، أن تهبط هبوطات كبيرة ،مرتبطة بتغيّر مسامية التربة أثناء عملية اهتزازها . وهكذا نجد استناداً إلى معطيات الأستاذ باركان ، بأنه في أحد المصانع ، نشأت نتيجة للاهتزازات الناجمة عن اشتغال مطرقة الحدادة (التي يبلغ وزن مطرقتها الهابطة ٥ر٤طن) هبوطات كبيرة في تربة قواعد الانشاء المجاور المبني من الطوب ، والواقع

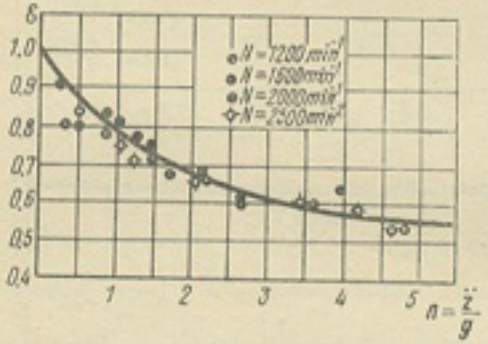


شكل ١٢٨ – الرسم البياني لدق أو تغطيس ركيزة معدنية مستعرضة في التربة الرملية ، بواسطة الاهتزاز

على مسافة تبعد ٦ م عن أساس المطرقة ، إلى درجة جعلت الانشاء أو المبنى المذكور ينهار بالتدريج انهياراً تاماً .

وأحياناً تصل هبوطات قواعد الأساسات المجاورة للمكنات الشغّالة ، إلى عدة عشرات من السنتمترات ، الأمر الذي ينجم عنه تشوهات غير مسموح بها في المباني .

وتبيّن الأبحاث المناظرة ، بأن هناك علاقة بين معامل مساميّة التربة (التي تعتمد تغيراته على هبوطات القواعد) وبين تسارع الذبذبات ، وهذه العلاقة تشبه العلاقة التضاغطية ، التي تسمى بمنحنى الانضغاط الاهتزازي للتربة (شكل ١٢٩) .



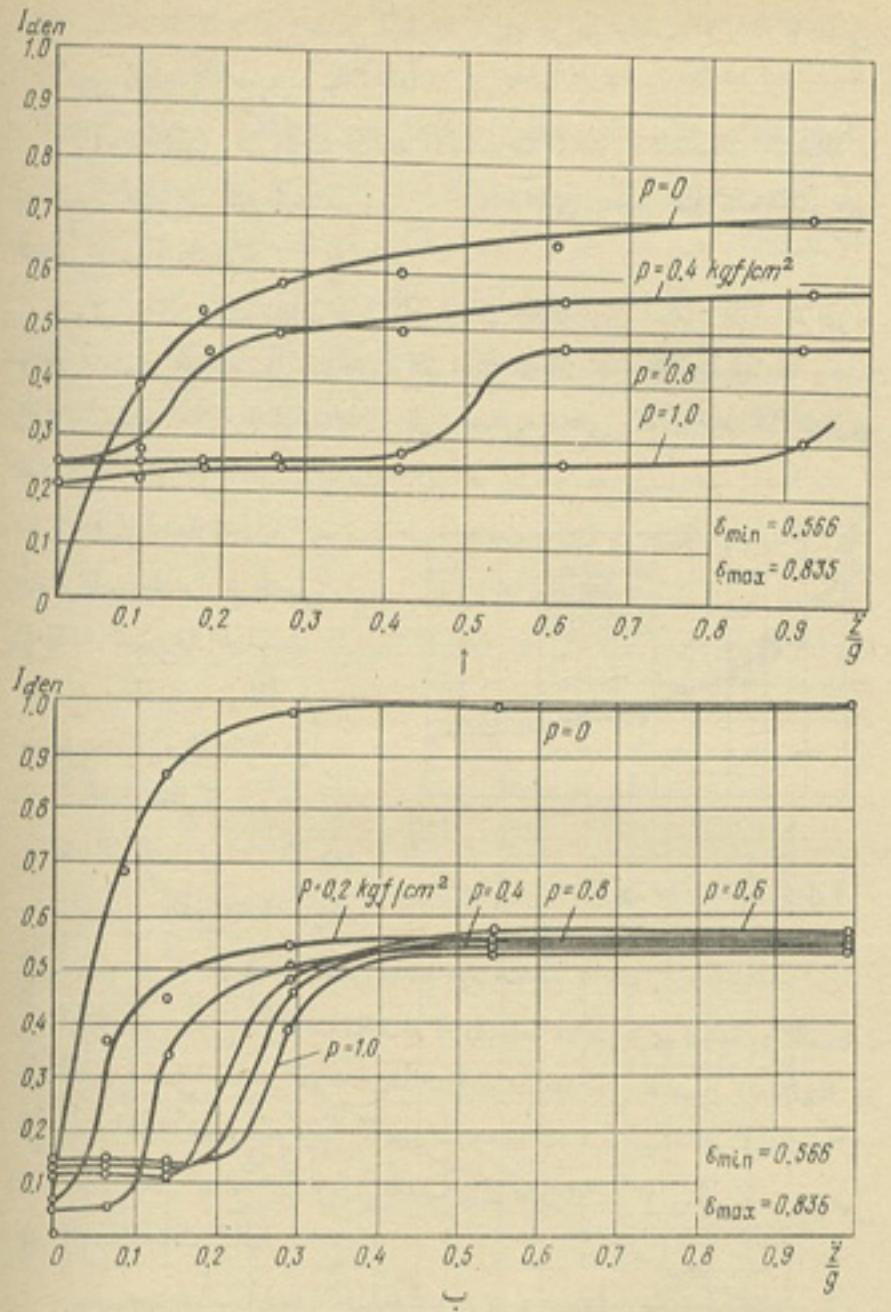
شكل ١٢٩ – العلاقة بين معامل مسامية الرمل e ونسبة الذبذبات إلى تسارع الجاذبية n

وتبيّن العلاقة المذكورة أنه بزيادة التسارع النسبي n (نسبة تسارع الذبذبات إلى تسارع الجاذبية g) تقل قيمة معامل مساميّة التربة الرملية ، طبقاًلعلاقة خطيّة ، وهنا نجد بأن النقاط التجريبية ، الناجمة عند القيم المختلفة لتردد الذبذبات ν ، تنضد أو تنطبق جيداً على منحنى واحد .

إن بعض نتائج الأبحاث المفصلة للانضغاط الاهتزازي للتربة ،في العيّنات الخالية من الحمل الخارجي ،وكذلك المحملة بضغط خارجي مختلف (p Kgf/cm²) التي أجراها الأستاذ السوفييتي سافينوف ومساعدوه ، مبيّنة في الشكل ١٣٠.

ومن بحث نتائج التجارب الخاصة بالتوطيد الاهتزازي للتربة ، نتوصل إلى الاستنتاجات التالية :

١ – عند غياب الحمل الخارجي ($p = 0$) يبدأ توطيد أو دموج التربة السائبة ، عند أية اهتزازات ضعيفة ، وينتهي دائماً بقيمة للتوطيد قريبة من التوطيد التام ($I_{den} \approx 1$) ، وهنا يتم التوصل إلى هذا التوطيد أو الدموج



شكل ١٣٠ – منحنيات دموج أو توطيد عينات الرمل عند مختلف قيم الحمل الخارجي p kgf/cm²

أ – للرمال الجافة المتوسطة الحبيبات ، ب – للرمال المشبعة بالماء المتوسطة الحبيبات

للرمال الجافة عندما يتراوح تسارع الذبذبات من ٠ر٢ إلى ١ر٢ من تسارع الجاذبية ، وللرمال المشبعة بالماء – من ٠ر٥ إلى ٢ من تسارع الجاذبية وللرمال الرطبة – عند تسارع يصل إلى ضعف تسارع الجاذبية .

٢ – عند وجود حمل أو ضغط خارجي ($p \neq 0$) لا يحدث عملياً أي توطيد أو دموج في التربة ، حتى الوصول إلى قيمة حرجة معيّنة من قيم التسارع z_{cr} ، وعند قيم التسارع الاكبر من ذلك (التي تتراوح بالنسبة للرمال من $0.2\,g$ إلى $0.4\,g$) يحدث توطيد بالاهتزاز أو دموج اهتزازي يستقر مع الزيادة اللاحقة للتسارع ، عند درجة معينة من المسامية ε_d أو عند درجة معينة من الدموج الدينامي I_d . وتحدد القيمة الأخيرة من الصيغة التالية :

$$I_d = \frac{\varepsilon_d - \varepsilon_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \qquad (7.11)$$

حيث ε_d – معامل المسامية (الدينامي) المناظر للتوطيد أو الدموج بالاهتزازات للتربة المعينة عند التحميل المعلوم لها ؛

ε_{max} و ε_{min} – القيمتان القصوى والصغرى لمعامل المسامية ، في حالتي التربة الرملية المتماسكة جداً والرخوة جداً (راجع البند ٤ من الفصل الأول) بدون أي حمل أو ضغط .

وقد تم الحصول على القيم التالية للدموج الدينامي للتربة الرملية عند تعرضها للتأثيرات الاهتزازية :

الرمال الخشنة الحبيبات . . . . . $I_d = 0.55 - 0.80$

الرمال المتوسطة الحبيبات . . . . $I_d = 0.58 - 0.60$

الرمال الدقيقة الحبيبات . . . . . $I_d = 0.80 - 0.82$

الخبث . . . . . $I_d = 0.40 - 0.50$

وتدل التجارب على أنه إذا كان الدموج أو التماسك الطبيعي للتربة ، يصل إلى درجة تحقيق العلاقة $I_{den} \leqslant I_d$ ، عندئذ سيحدث هبوط في الأساسات نتيجة للتأثيرات الاهتزازية على التربة (راجع فيما يلي البند ٤ من الفصل الحالي) .

إن التأثيرات الدفعية أو النبضية والأحمال القصيرة الأمد المتكررة ، تحدث موجات اجهاد تغيّر خواص التربة تغييراً جوهرياً .

وقد أثبتت التجارب الخاصة بالانضغاط الوحيد المحور والثلاثيّ المحاور والقصّ (التي أجريت في الولايات المتحدة الأمريكية من قبل الأساتذة كازاغراندي ، سيد ، أولسون وغيرهم) بأن المقاومة الديناميّة للتربةالطينيّة R_d (عند التحميل الوقتي خلال ٠٫٢ ثانية) أكبر بكثير من المقاومة الاستاتية R_{st} ، وهي بالنسبة للتربة الطينية الرخوة نسبياً كما يلي $R_d \approx 2R_{st}$ ؛ وللتربة الطينية الكثيفة أو المتماسكة $R_d \approx 1.5\, R_{st}$. إن مقاومة التربة الطينية للقصّ ، في ظروف النظام المقفل ، تزيد أيضاً بزيادة سرعة التحميل إلى حد يتراوح من مرة ونصف إلى مرتين ونصف ، بالمقارنة مع مقاومة القص في حالة تأثير الحمل الاستاتي .

وبمقارنة مقاومة التربة في حالة التأثيرات القصيرة الأمد (ولكن غير المدمرة) للدفعات أو النبضات ، مع المقاومة في حالة الاهتزازات الطويلة الأمد ، نتوصل إلى نتيجة مفادها أن هذين النوعين المذكورين من المؤثرات الدينامية ،ينعكسان انعكاساً مضاداً على الخواص الميكانيكية للتربة — أي تكون مقاومة التربة في حالة تأثير الدفعات أو النبضات ، أكبر بكثير من مقاومتها في حالة الاهتزاز الطويل الأمد أو المستمر .

وقد أجريت أيضاً تجارب من قبل الأستاذ سيد * ، تتعلق بحالة تعرض عينات التربة للتأثير المتكرر (لحد ١٠٠ مرة) للدفعات أو النبضات القصيرة الأمد (المحاكية للتأثيرات الزلزالية) ، وبيّنت هذه التجارب بأن حمل الانهيار الأقصى للتربة ، كان أقل من الحمل الاستاتي ، وبالإضافة إلى ذلك، زادت تشوهات التربة إلى حد وصل إلى ١١٪ ، أي إلى النصف تقريباً من تشوه الانهيار النسبي ، المتخذ من قبل الأستاذ سيد في حدود تتراوح من ٢٠ إلى ٢٥٪ .

* H. Seed. Soil strength during earthquke. Proc. 2-nd World Conf. Earthguake Eng. , Tokyo , v. 1 , 1960 .

إن خصائص أو ميزات **تأثير الانفجار في التربة** ، وانتشار الموجات التفجيرية ، يمكن أن تحلل تحليلاً نوعياً ، استناداً إلى الرسم البياني الديناميّ للانضغاط ، كما بيّن ذلك الأستاذ غريغوريان وغيره (شكل ١٢٤) .

ولكن المسائل الأخيرة تعتبر مسائل خاصة من علم ديناميكا التربة تخرج عن نطاق هذا الكتاب .

البند ٤ — الفروض الأساسية لأخذ الخواص الديناميّة للتربة في الاعتبار عند تصميم أو حساب اهتزاز الأساسات

الفروض الأساسيّة للحساب . تسمح المواصفات القياسية للبناء في الاتحاد السوفييتي ، بعدم أخذ تأثير القصور الذاتي للتربة في الأعتبار ، في الحسابات الديناميّة للأساسات الواقعة تحت المكنات ، واعتبار القواعد كأجسام خطية التشوّه ومثاليّة المرونة .

إن نظرية الحساب أو التصميم ، المبنية على هذه الفروض المسموح بها ، اقترحت من قبل الأستاذ بافلوك،وطورت فيما بعد في أبحاث الأستاذ باركان، الأستاذ سافينوف وغيرهما .

وطبقاً لهذه النظرية ، نجد بأن مقاومة الأساس للازاحات الرأسية ، للقص وللدوران ، تتضح أو تتميّز بمعاملات جسوءة القواعد ، الضغط المرن المنتظم وغير المنتظم C_z و C_x ، والقص C_φ و C_ψ ، وهي المعاملات التي تحدد من الصيغ التالية :

$$\left.\begin{aligned} R_z &= C_z F z \\ R_x &= C_x F x \\ M_\varphi &= C_\varphi I_\varphi \\ M_\psi &= C_\psi I_z \psi \end{aligned}\right\} \qquad (7.12)$$

حيث R_z و R_x — المركبتان الرأسية والأفقيّة لمحصّلة ردود فعل القاعدة المرنة ؛

M_φ و M_ψ — عزما ازدواجات القوى الرد فعلية المؤثرة في أحد المستويات الرئيسية للنظام وفي مستوى القاعدة على التوالي؛

z و x — الإزاحتان الرأسية والأفقيّة على التوالي لمركز ثقل مساحة القاعدة ؛

φ و ψ — زاويتا دوران الأساس في أحد المستويات الرأسية الأساسية للأساس وفي مستوى القاعدة ؛

F — مساحة قاعدة الأساس ؛

I و I_z — عزما القصور الذاتي لهذه المساحة حول المحاور الرئيسية للدوران المحتمل للأساس .

إن المعاملات C_z ، C_x ، $C\varphi$ و $C\psi$ لا تعتمد فقط على الخواص المرنة للتربة ، بل وتعتمد كذلك على عدد من العوامل الأخرى ، التي تدخل ضمنها أبعاد وشكل قاعدة الأساس ، تركيب أو بنيان القاعدة وغير ذلك . وهذا يضطرنا إلى اعتبار المعاملات المذكورة بمثابة خواص عامة معينة للقاعدة .

وقد بذلت محاولة في السنوات التي سبقت الأربعينيات من القرن الحالي، لمعرفة العلاقة بين المعاملات C_z ، C_x ، $C\varphi$ ، $C\psi$ وأبعاد مساحة قاعدة الأساس ، استناداً إلى مقارنة الحلول باستخدام نظرية التشوهات المرنة العامة ونظرية التشوهات المرنة الموضعية (راجع البند الثاني من الفصل الخامس) .

ونتيجة لذلك تمّ الحصول على صيغ ، تبيّن بموجبها أن معاملات جسوءة القاعدة C_z، C_x و $C\varphi$ تتناسب تناسباً عكسياً مع الجذر التربيعي للمساحة .

ولكن مقارنة العلاقات التي حصلنا عليها مع نتائج التجارب المباشرة ، التي أجراها مختلف الباحثين ، بيّنت بأنها تكون قريبة من العلاقات الحقيقية بطبيعتها العامة فقط ، ولكنها تقل بزيادة مساحة قاعدة الأساس ، مع أنها لا تصل إلى الصفر ، بل إلى قيمة حدّية معيّنة ، تختلف عن الصفر .

وقد تم الحصول على علاقات أكثر كمالاً بين معاملات جسوءة القاعدة ومقدار مساحة قاعدة الأساسات ، وذلك من قبل الأستاذ سافينوف ، الذي قام ببحث المسألة المتعلقة بتوازن الدفعة المصمتة (الجاسئة) على قاعدة مرنة موضعية ، بعد أن يوضع عليها حاجز أو حجاب ممطوط من جميع الجهات، يؤمن توزيع الحمل الخارجي على سطح التربة (طبقاً لنموذج القاعدة المرنة المعروف بنموذج فيلولينكو — بارودج) .

وهذه العلاقات تحدد بشكلها النهائي بواسطة الصيغ التالية :

$$\left.\begin{aligned} C_z &= C_0\left[1+\frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}} \\ C_x &= 0.7\,C_0\left[1+\frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}} \\ C_\varphi &= C_0\left[1+\frac{2(l+3b)}{\Delta_1 F}\right]\sqrt{\frac{p}{p_0}} \end{aligned}\right\} \qquad (7.13)$$

أما فيما يتعلق بمعامل القصّ غير المنتظم المرن (أو الدوران) وهو المعامل C_ψ ، فيمكن أن يؤخذ مساوياً لما يلي ، كما أثبت ذلك الأستاذ باركان، استناداً إلى المعطيات التجريبية :

$$C_\psi \approx 1.5\,C_x \qquad (7.14)$$

وقد استخدمت الرموز التالية في الصيغتين (7.13) و (7.14) :

C_0 — المرونة الثابتة للقاعدة ، التي لا تعتمد على أبعاد الأساس ؛

l و b — طول وعرض قاعدة الأساس المستطيل ، على التوالي ؛

p — الضغط المنتقل إلى القاعدة عن طريق الأساس ؛

p_0 — الضغط تحت دمغة التجربة ، المأخوذ عند تحديد المعامل C_0 ؛ ويمثل المقدار ($\Delta_1 = 1\ \mathrm{m}^{-1}$) المعامل الثابت للأبعاد أو القياس .

إن القيم العددية للمعامل C_0 ، المناظرة لضغط دمغة الاختبار $p_0 = 0.2\ \mathrm{kgf/cm^2}$ تساوي ما يلي :

للتربة الطينية والطينية الرملية اللدنة المائعة (دليل القوام أو التماسك $I_{fl} = B > 0.75$) :

$$C_0 = 0.6 - 0.7\ \mathrm{Kgf/cm^3}$$

للتربة الطينية الرملية الضعيفة اللدونة ($0.5 < I_{fl} < 0.75$) :

$$C_0 = 0.8\ \mathrm{Kgf/cm^3}$$

للطفال الرملي اللدن ($0.5 < I_{fl} < 1$) :

$$C_0 = 1.0\ \mathrm{Kgf/cm^3}$$

للرمال الرخوة المشبعة بالماء ($\varepsilon > 0.80$) :

$$C_0 = 1.2\ \text{kgf/cm}^3$$

للتربة الطينية والطينية الرملية الشديدة اللدونة ($0.5 > I_{fl} > 0.25$) :

$$C_0 = 2.0\ \text{Kgf/cm}^3$$

للطفال الرملي اللدن ($0.5 > I_{fl} > 0$) :

$$C_0 = 1.6\ \text{Kgf/cm}^3$$

للرمل المسحوق المتوسط الكثافة ($\varepsilon \leqslant 0.8$) :

$$C_0 = 1.4\ \text{Kgf/cm}^3$$

للرمال بغض النظر عن الرطوبة والكثافة :

$$C_0 = 1.8\ \text{Kgf/cm}^3$$

للتربة الطينية والطينية الرملية الصلبة ($I_{fl} = B < 0$) :

$$C_0 = 3.0\ \text{Kgf/cm}^3$$

للطفال الرملي الصلب ($I_{fl} < 0$) :

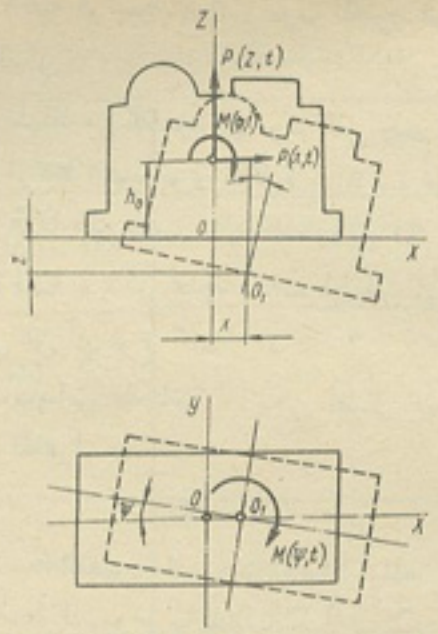
$$C_0 = 2.2\ \text{Kgf/cm}^3$$

للحصى والزلط (الحصى الخشن) والدبش (كسارة الحجارة) :

$$C_0 = 2.6\ \text{Kgf/cm}^3$$

وفي حالات خاصة أو منفردة ، عند التحديد التجاربي لمعاملات جسوءة القاعدة المرنة ، تستخدم معطيات تجارب الأساسات المقامة سابقاً في ظروف مماثلة ، أو تستخدم دمغة (لوح هبوط) تجهيزية خاصة .

وبحصولنا على معاملات جسوءة القاعدة . يمكن استخدام الصيغ الخاصة بحساب أو تصميم الأساسات المصمتة أوالجسيمة بالنسبة للاهتزاز ،أي حساب الاهتزاز . وإذا أهملنا تأثير مرونة مادة الأساسات ، واعتبرناها بمثابة جسم صلب ، وأخذنا في الاعتبار الحالة التي يكون فيها أحد المحاور الرئيسية للقصور الذاتي للجسم ، رأسياً أو عمودياً ، ومارّاً في مركز ثقل مساحة القاعدة ، ويكون فيها المحوران الباقيان ، أفقيين وموازيين للمحاورالرئيسية لهذه المساحة (شكل ١٣١) ، يمكننا عندئذ كتابة المعادلات التفاضلية لاهتزازات النظام الانشائي ، على الشكل التالي :



شكل ١٣١ – الرسم التخطيطي للمؤثرات الخارجيةعند حساب أو تصميم الأساس بالنسبة للذبذبات (حساب ذبذبات الأساس)

$$\left.\begin{aligned} m\ddot{z} + K_z z &= P\ (z,t) \\ m\ddot{x} + K_x x - K_x h_0 \varphi &= P\ (x,t) \\ \Theta_\varphi \ddot{\varphi} + (K_\varphi + K_x h_0^2 - Q h_0)\ \varphi - K_x h_0 x &= M\ (\varphi,t) \\ \Theta_\psi \ddot{\psi} + K_\psi \psi &= M\ (\psi,t) \end{aligned}\right\} \qquad (7.15)$$

حيث m – كتلة الأساس ؛

ψ, φ, x, z – الإزاحات وزوايا الدوران لمركز ثقل الأساس المناظرة في اللحظة الزمنية المعلومة ؛

$\ddot{\psi}, \ddot{\varphi}, \ddot{x}, \ddot{z}$ – المشتقات الثانوية للازاحات وزوايا الدوران المناظرةبمرور الزمن ؛

$$K_\psi = C_\psi I_z \text{ و } K_\varphi = C_\varphi I \text{ ؛ } K_x = C_x F \text{ ؛ } K_z = C_z F$$

Q – وزن الأساس والمكنة ؛

Θ_0 ، Θ_ψ – عزما القصور الذاتي لجسم الأساس ، حول أحد المحاور

الأفقية الرئيسية O_1X وحول المحور الرأسي Oz ، على التوالي ؛

h_0 — المسافة من القاعدة إلى مركز ثقل جسم الأساس ؛

$P(z,t)$ و $P(x,t)$ — مركبتا محصلة قوى الإثارة ، المؤثرة على الأساس ؛

$M(\varphi,t)$ و $M(\psi,t)$ — عزما هذه القوى حول المحورين OY و OZ .

وبحل المعادلة (7.15) يمكن تحديد سعات ذبذبات الأساس الناجمة عن تأثير الحمل الديناميّ من أي نوع كان .

وعند تصميم أساسات المكنات ، يمكن تطبيق الشرط التالي حسب المواصفات القياسية المعمول بها :

$$A < A_{per} \qquad (7.16)$$

حيث A — السعة القصوى لذبذبات الأساس ، المحددة بواسطة الحساب

A_{per} — السعة المسموح بها للذبذبات .

إن قيم السعة A_{per} اللازمة لحساب وتصميم أساسات المكنات على مختلف أنواعها ، مدرجة في الجدول ٣٦ .

ويمكن استخدام المعادلات رقم (7.15) لحساب الذبذبات الزلزالية للانشاءات الضخمة الجسيمة (مثل السدود الثقالية)* . وفي هذه الحالة تكتب في الطرف الأيمن عوضاً عن أحمال الإثارة $P(z,t)$ ، $P(x,t)$ ، $M(\varphi,t)$ و $M(\psi,t)$ الأحمال التصميمية للقصور الذاتي وهي على التوالي :

$m\ddot{z}$ ، $m\ddot{x}$ ، $\Theta_0\ddot{\varphi}$ و $\Theta_\psi\ddot{\psi}$ ، حيث : z_0 و x_0 و φ و ψ — تمثل القيم المعلومة لإزاحات أو انحرافات قاعدة الانشاء .

إن الطرق التقريبية المشروحة أعلاه لتصميم وحساب الأساسات ، بالنسبة للاهتزاز ، أي حساب اهتزاز الأساسات ، تستخدم في الوقت الحاضر على نطاق واسع في التصميمات العملية أو التطبيقية . وإلى جانب ذلك ، تجري الآن في الاتحاد السوفييتي والدول الأجنبية الأخرى ، أبحاث في وضع أكثر دقة ، يأخذ في الاعتبار تأثير القصور الذاتي للتربة على اهتزازات الاساسات .

* وهي السدود التي يحول ثقلها دون انهيارها — المترجم .

جدول ٣٦

سعات ذبذبات الأساسات المسموح بها A_{per}

أسماء المكنات	عدد الدورات (دورة/دقيقة)	A_{per} (بالملمترات)
المكنات ذات الأجزاء الدوّارة (مثل المولدات المحركة وغيرها)	750 < 500 – 750 500 >	0.10 0.15 0.20
المكنات المحتوية على آليات المرفق وذراع المكبس (مثل الضاغطات المكبسية ، مقاطع التفريز الجماعية وغيرها) ...	600 400 – 600 200 – 400 200 >	0.05/0.10 0.07/0.15-0.10 0.10/0.25-0.15 (0.30)*0.25 0.15
مطارق الخدادة :		
أ — عند إقامة الأساسات على الرمال المشبعة بالماء	—	0.8
ب — عند إقامة الأساسات على أنواع أخرى من التربة	—	1.2
أساسات مكنات القولبة المستخدمة في صناعة السباكة	—	0.5

ملاحظات

١) للمكنات المحتوية على آليات المرفق وذراع المكبس ، بينت في مقام الكسر ، سعات الذبذبات للتواتر الثاني .

٢) تشير النجمة المبينة في الجدول إلى القيمة الخاصة للأساسات التي يزيد ارتفاعها على ٥ م .

ومن ضمن هذه الأبحاث ، هي الأبحاث التي أجراها الأستاذان السوفييتيان شيختير وبوروداجيف وغيرهما .

وبالإضافة إلى الحسابات والتصاميم المباشرة للأساسات ، بالنسبة للاهتزازات الناجمة عن تأثير الأحمال الاهتزازية ، طبقاً لما ذكرناه سابقاً (راجع البند السابق) ، يجب تحديد هبوط القاعدة ، أما في حالة التربة الرملية المشبعة بالماء ، يجب تحديد شروط أو ظروف تسيّل أو ميوعة التربة في حالة الاهتزازات .

ان حساب هبوطات القاعدة عند الاهتزازات يجري استناداً إلى قيم معاملات مسامية التربة e_d ، المناظرة للنموذج الاهتزازي الأقصى المحتمل للتربة I_d ، عند الحمل الخارجي المعلوم ، وقيم التسارع الحرج $\ddot{z}_{cr}$.

ويتم تحديد معامل المسامية ε_d بواسطة اختبار العيّنات الجوفية (القلبية) للتربة ، بالنسبة لتأثير الاهتزازات الشديدة إلى حد كاف (عند تسارعات تصل إلى ضعف تسارع الجاذبية ، أي تساوي $2\ g$) مع التحميل الآني للتربة بالضغط ، الناجم في طبقة التربة المبحوثة ، نتيجة لتأثير الحمل الخارجي ووزن التربة الذاتي .

إن التسارع $\ddot{z}_{cr}$ يحدد من منحنيات الدموج الاهتزازي (الدموج بالاهتزاز) أي : $I_{den} = f\left(\ddot{z}/g\right)$ ، باعتباره مناظراً لبداية الدموج الشديد للتربة عند الاهتزازات .

ويفترض فيما بعد ، بأن تسارعات الذبذبات في التربة غير المشبعة بالماء ، الناجمة عن اهتزاز الأساسات ، تتضاءل وفقاً للعلاقة التالية :

$$\ddot{z} = \ddot{z}_0\ e^{-\beta z} \qquad (7.17)$$

حيث $\ddot{z}_0$ — التسارع في مستوى قاعدة الأساس ؛

β — معامل الاضمحلال أو التضاؤل ، المأخوذ للتربة الرملية مساوياً لما يتراوح بين $0.07\ m^{-1}$ و $0.10\ m^{-1}$ ؛

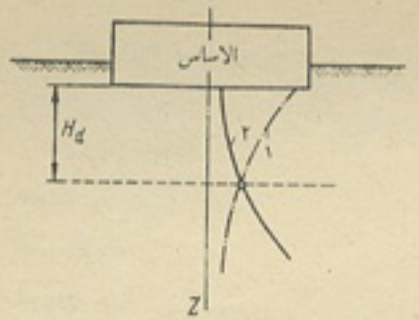
z — العمق ابتداء من قاعدة الأساس .

وبرسم منحنى تغيّر التسارع الفعال استناداً إلى المعطيات التجريبية ، ومنحنى التسارعات الحرجة $\ddot{z}$ [من المعادلة (7.17)] ، يتم (بطريقة الأستاذ سافينوف) إيجاد نقطة تقاطع هذه المنحنيات ، التي يعتبر عمقها بمثابة سمك مجموعة الطبقات المدمجة أو الموطدة H_{den} (شكل ١٣٢) .

وإذا اعتبرنا بأن التربة يمكن أن تتدمج أو تتوطد عند الاهتزاز ، إلى حد معامل المسامية ε_d ، وبمعرفة معامل مسامية التربة في ظروف تطبّقها الطبيعي ε_0 ، يمكن تحديد الهبوط باستخدام الصيغة (5.8) ، أي :

$$s_{max} = \sum_1 h_i \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_d}{1 + \varepsilon_0} \qquad (7.18)$$

وهنا يجب أن تشمل علامة الاجمال أو الجمع ، كافة طبقات التربة h_i ابتداء من قاعدة مصدر الذبذبات إلى عمق H_{den} ، يناظر عمق طبقات التربة الموطدة أو المدمجة بالاهتزاز (لاحظ الشكل ، ١٣) .



شكل ١٣٢ — الرسم التخطيطي لتحديد عمق منطقة الدموج بالاهتزاز H_d :
١ — منحنى تغير التسارع $\ddot{z}$ من مصدر الذبذبات ، ٢ — منحنى التسارعات الحرجة للتربة $\ddot{z}$

وقد بحثت بالتفصيل **ظروف أو شروط تسيل أو ميوعة** التربة الرملية المشبعة بالماء في حالة الاهتزازات ، من قبل الأستاذ غيرسيفانوف والأستاذ إيفـانوف ، وأثبت بأن التربة التي تتسيل أو تتميع في أغلب الحالات ، هي التربة الرملية الدقيقة المشبعة بالماء والرمال المسحوقة ، التي لها تركيب رخو أو هش .

والشرط الأساسي الذي يستبعد أو يستثني تسيّل التربة ، هو عدم وجود اجهادات متناوبة العلامة في طبقات التربة .

ولحالة تأثير حمل شامل موزع بانتظام (الوزن الذاتي للتربة) — حمل ساكن p ومتناوب التأثير (لحظيّ التأثير) p_t ، سيكون أبسط شرط من شروط عدم حدوث تسيل في التربة (إذا لم نأخذ في اعتبارنا كاحتياط ، دموج أو توطيد التربة بواسطة الحمل الساكن) هو مراعاة تطبيق العلاقة التالية :

$$\gamma' h_t \left(2\xi\pi + 1\right) - \left(p - p_t\right) \geqslant 0 \qquad (7.19)$$

حيث γ' — وحدة وزن التربة (مع حساب تأثير وزن أو ثقل الماء) ،

h_t — عمق إرساء الأساس ؛

ξ — معامل الضغط الجانبي للتربة .

قائمة المصطلحات الفنية

— أ —

acicular	ابري
attapulgite	أتابولجيت
stress	اجهاد
— horizontal stress	ـ اجهاد أفقي
— main stress	ـ اجهاد رئيسي
— shearing stress	ـ اجهاد القص
— vertical normal stress	ـ اجهاد متعامد أو رأسي
— direct stress condition	ـ اجهاد مفرد
— tangent stress	ـ اجهاد مماس
— abscissa	الأحداثي السيني
— compression test	اختبار الانضغاط
— field test	اختبار حقلي أو اختبار في الموقع
adiabatic	أديباباتي
foundation	أساس
— wall foundation	ـ أساس الجدران
— strip foundation	ـ أساس شريطي
— flexible foundation	ـ أساس مرن
wedge	اسفين
redeposition	إعادة الترتيب
hydrophility	الفية الماء
swelling	انتفاخ
flexibility	انثنائية أو مرونة
viscous flow	انسياب لزج
strain	انفعال

— failure strain	ـ انفعال الانهيار
— longitudinal strain	ـ انفعال طولي
— shear strain	ـ انفعال القص
— elastic strain	ـ انفعال مرن
—volumetric strain	ـ انفعال حجمي
compression	انضغاط
— triaxial compression	ـ انضغاط ثلاثي المحاور
— non-linear compression	ـ انضغاط لا خطي
— simple compression	ـ انضغاط مفرد
— uniaxial compression	ـ انضغاط وحيد المحور
flow	انسياب أو سيلان
brittle failure	انهيار قصيف أو هش
landslide	انهيال
odometer	أودومتر

— ب —

finite difference	باقي نهائي أو محدد
plastic	بلاستيك
pycnometer	بكنومتر

— ت —

standard test	تجربة قياسية أو اختبار قياسي
erosion	تحات أو تآكل
lithification	تحجر أو استحجار
calcination	تحميص أو تكليس
pressure gradient	تدرج الضغط
free outflow	تدفق حر
humidity range	تراوح الرطوبة
soil	تربة

— تربة اللوس	— loessial soil
— تربة خشنة الحبيبات أو جريشة الحبيبات	— coarse-grained soil
— تربة خشنة الشقف أو الشقيفة الخشنة	— coarse-fragment soil
— تربة دائمة التجمد	— permofrost soil
- تربة دبشية	— rubble soil
— تربة دقيقة الحبيبات	— fine-grained soil
— تربة رملية	— sandy soil
— تربة صخرية صدفيةأومحارية	soil rock
حلقة قاطعة	cutting ring
حمل	load
— حمل الاختبار الموقعي	— field test load
— حمل أقصى	— ultimate load
— حمل الانهيار أو الكسر	— failure load
— حمل دفعي	— impulsive load
— حمل دوري	— cyclic load
— حمل ساكن	— dead load
— حمل على هيئة شبه منحرف	— trapezoidal load
— حمل لا مركزي أو خارج المركز	— eccentric load
— تربة طينية	— clayey soil
— تربة مدمجة أو مرصوصة	— compact soil
— تربة مسحوقة	— pulverized soil
— تربة مشتتة	— dispersed soil
ترسب	deposit
— ترسب بحري	— sea deposit
— ترسب جليدي	— glacial deposit
— ترسب أو قرارة ريحية	— aeolian deposit
ترسيب	sedimentation

تسارع الجاذبية	gravity acceleration
تسيل متزايد	progressive flow
تشوه	strain
— تشوه أو انفعال جانبي	— lateral strain
— تشوه أو انفعال خطي	— linear strain
— تشوه أو انفعال متجدد أومستعاد	— restored strain
— تشوه أو انفعال متخلف	— residual strain
— تشوه متبقي	— residual deformations
تصلد	ageing
تهصر ثلاثي المحاور	triaxial crushing
تطبق أو طباقة	bedding
تعرية جوية	weathering
تغور	slump
تغير فجائي أو مقطع	abrupt change
تفتت	shattered
تكسية الطرق	road revetment
تكوين	formation
تكوين صخري	lithogeny
تماسك	consolidation
تماسك أحادي	— one-dimensional consolidation
توافقي	harmonic
التكامل	integration

— ث —

ثابت التكامل	— integration constant
ثابت جبري ثان	second invariant
ثابت المرونة	elastic constant
ثلم	indentation

dipole	ثنائي القطب

— ج —

capillary tension	جاذبية شعرية أو توتر شعري
rigid	جاسيء
gypsum	جبس
retaining wall	جدار ساند أو محتجز
massive	جسيم
gel	الجل

— ح —

stress-strain condition	حالة الاجهاد والانفعال
combined-stress condition	حالة الاجهاد الموحد
state of rest	حالة السكون
limit	حد
— fluidity limit	ـ حد السيولة أو الميوعة
movement	حركة
— turbulent movement	ـ حركة اضطرابية أو دوامية
— thrust motion	ـ حركة دفعية
coarse gravel	حصى خشن أو زلط
— safe load	ـ حمل مأمون
— central load	ـ حمل مركزي

— خ —

pile	خازوق
slag	الخبث
peat	الخث
lead shot	خردق الرصاص
isobar	خط الضغوط المتساوية
mineral aggregate	خلط معدني
trench	خندق

structural characteristics	خواص تركيبية أو بنيوية

— د —

linear function	دالة خطية
vane impeller	دفاعة ريشية
stamp	دمغة
tamp	دك أو دق
index	دليل
— consistency index	ـ دليل التماسك أو القوام
— fluidity index	ـ دليل السيولة أو الميوعة
— density index	ـ دليل الكثافة
compression	دموج أو تراص
— secondary compaction	ـ دموج أو تراص ثانوي
— gravity compaction	ـ دموج أو تراص بالثقل أو بالجاذبية
eddy	دوامة
dynamometer	دينامومتر
dynamometric	دينامومتري
geodynamics	ديناميكا الأرض

— ر —

resin	راتينج
continental deposit	راسب أو ترسب قاري
bond	رباط
— crystallization bond	ـ رباط التبلور
— coagulative bond	ـ رباط التخثر
— structural bond	ـ رباط تركيبي أو بنيوي
— condensation bond	ـ رباط التكثف
— convertible bond	ـ رباط قابل للتحول أو متحول
comented bond	ـ رباط مسمنت جاسيء

رد فعل المسند أو المرتكز	support reaction
رسم بياني للتسارع	accelerogram
رسم بياني يشبه السرج	saddle-shaped diagram
رطوبة طبيعية	natural humidity
رطوبة وزنية	gravimetric moisture
رقم الصلادة	hardness number
رقم اللدونة	plasticity number
ركيزة دعم مستعرضة	sheet pile
ريشة	vane

— ز —

زاوية نصف قطرية	radian
زحزحة موضعية	local shifting
زحف	creep
— زحف متأصل	— inherent creep

— س —

سائب	loose
سبر الأعماق بأشعة غاما	gamma logging
سد ثقالية (السد التي يحول ثقلها دون انهيارها)	gravity dam
الرمل سريع الانهيار	quicksand
سطح تقسيم الأطوار أو السطح الفاصل للأطوار	phase division surface
سطح هلالي	meniscus
سعة حملية	carrying capacity
سلكنة	silicatization

— ش —

شائبة غازية دخيلة	gaseous inclusion
شبه صلب	quasi-solid
شق دقيق	microcrack

— ص —

صامد الماء	water resisting
صخرة رخوة أو هشة	loose rock
صلادة	hardness

— ض —

ضغط	pressure
— ضغط الصخور	— rock pressure
— ضغط أوزموزي	— osmotic pressure
— ضغط تلامسي أو ضغط التلامس	— contact pressure
— ضغط رد فعلي أو ارتكامي	— reactive pressure
— ضغط شعري	— capillary pressure
— ضغط عمودي	— normal pressure
— ضغط فعال	— active pressure
— ضغط فعال أو متأصل	— effective and neutral pressure

— ط —

طور بيني	boundary phase
طين كمبري	cambrian clay
طية أرضية محدبة	anticlinal dome

— ع —

العامل المضروب فيه	multiplier
عزم الازدواج	moment of couple
علم الاستاتيكا أو علم توازن القوى	statics
علم الانسياب	rheology
علم التربة	soil science
عملية الانسياب	rheological processes
عملية سبر الأعماق	sounding

sample	عينة
sample	— عينة أو نموذج اختبار
core sample	— عينة جوفية أو قلبية

— غ —

membrane	غلاف غشائي أو غشاء
nonlinear	غير خطي
irreversible	غير قابل للتحول أو الانعكاس
amorphous	غير متبلور

— ف —

prospect hole	فتحة حفرة الاستكشاف
halfspace	فراغ نصفي
action	فعل
— wedging action	— فعل اسفيني
— binding action	— فعل الترابط أو التلاحم
— combined action	— فعل موحد
force action	— فعل القوى
felspar	الفلسبار

— ق —

flexible	قابل للانثناء
failure vault	قبة الانهيار
deformable	قابل للتشوه
compaction law	قانون الدموج أو التراخي
flake	قشرة رقيقة
shear	القص
— single shear	— القص المفرد
— shear upon torsion	— القص عند الالتواء
brittle	قصيف أو سهل التفتت

parabolic	قطع مكافيء
ellipse	قطع ناقص
consistency	قوام أو تماسك
force	قوة
—Van derWaafs force	— قوة فان ديروالس
— interaction force	— قوة الفعل المتبادل
— inertia force	— قوة القصور الذاتي

— ك —

calcite	الكالسيت
kaoline	كاولين أو صلصال صيني
ground mass	كتلة سفلية
quartz	كوارتز

— ل —

non dimensional	لا بعدي
bed-plate	لوح الأساس

— م —

water	ماء
— vaporous water	— ماء بخاري (شبيه بالبخار)
— loose - bounded water	— ماء راخ أو ضعيف القيود
— gravity water	— ماء سار بالثقل الذاتي
— pellicular water	— ماء غشائي
— capillary water	— ماء منتشر بالخاصية الشعرية
humus	مادة الدبال
driver pipe	ماسورة الحفر
Fourier's serie	متتالية فورية
isoentropic	متساوية الانتروبيا
polycristalline	متعدد البلورات
variable	متغير

infinitesimal	متناهي الصغر
parallelepiped	متوازي السطوح
trigonometrical	مثلثي
thalweg	محور الوديان
double worm reductor	مخفض سرعة بريمي مزدوج
compact form	مدمج الشكل
macromolecular compound	مركب ضخم الجزيئات
specific surface	مساحة سطحية نوعية
radiometric probe	مسبار الأعماق الراديومتري
meridian plane	مستوى الزوال الرأسي
cemented	مسمنت
lyosorptional	مشتت أو منتشر
vertical drainage	مصرف رأسي
matrixe	مصفوفة
compliance	مطاوعة
hyperbolic equation	معادلة زائدية
factor	معامل
— water - saturating factor	ـ معامل التشبع بالماء
modulus of deformation	ـ معامل التشوه
porosity factor	ـ معامل المسامية
strength	مقاومة
— structural strength	ـ مقاومة تركيبية أو بنيوية
— design strength	ـ مقاومة تصميمية
— transient resistance	ـ مقاومة عابرة أو لحظية
— contact-shearing strength	ـ مقاومة القص التلامسية
— strength of materials	ـ مقاومة المواد
ultimate indentation strength	ـ المقاومة النهائية أوالقصوى للثلم

equivalent	مكافىء
compression curve	منحني الانضغاط
flet curve	منحني مفلطح أو متطاول
zero level	منسوب الاسناد
bisector	منصف الزاوية
shock wave	موجة صدمية
prismatic	موشوري
motor generator	مولد محرك
montmorillonite	مونتموريلونايت
mica	ميكا
hydromica	ميكا مائية
mechanics	الميكانيكا
— geomechanics	ـ ميكانيكا الأرض
— structural mechanics	ـ الميكانيكا الانشائية
— soil mechanics	ـ ميكانيكا التربة
— ن —	
Poisson's ratio	نسبة « بواسون »
dimensional analysis	نظرية التحليل البعدي
theory of elasticity	نظرية المرونة
— هـ —	
slumping	هبوط
vibrator	هزازة
jelly	هلام أو جيلاتين
— و —	
turbine set	وحدة تربينية
unit load	وحدة الحمل
unit weight	وحدة الوزن
alophitite	وزن الطين الطبيعي أو الفايتات
specific weight	الوزن النوعي
continuous medium	وسط متواصل أو متصل

المحتويات

صحيفة

تمهيد ٥
المقدمة ٧

الفصل الأول

التربة وخواصها الطبيعية

البند ١ – الظروف الطبيعية التاريخية لتكون التربة ١٣
البند ٢ – العناصر المركبة للتربة ١٤
البند ٣ – الأربطة التركيبية وبنية التربة ٢٠
البند ٤ – الخواص الطبيعية والدلائل أو العوامل التصنيفية للتربة ٢٤

الفصل الثاني

القوانين الأساسية لميكانيكا التربة

البند ١ – انضغاطية التربة . قانون الدموج أو التراص ٤٠
البند ٢ – انفاذية التربة للماء . قانون الترشيح الطبقي ٥٧
البند ٣ – مقاومة التربة النهائية للقص أو الزحزحة . شروط المقاومة . . ٦٣
البند ٤ – التشوه التركيبي الطوري للتربة ٩٠
البند ٥ – ميزات الخواص الطبيعية الميكانيكية للتربة الهابطة غير الثابتة التركيب ١٠٠

الفصل الثالث

تحديد الاجهادات في طبقات التربة

البند ١ – توزيع الاجهادات في حالة المسألة المجسمة ١١٢
البند ٢ – توزيع الاجهادات في حالة المسألة المستوية ١٣٣
البند ٣ – توزيع الضغوط على قاعدة الانشاءات المستندة على التربة (المسألة التلامسية) ١٤٤

الفصل الرابع

نظرية حالة الاجهاد الحدية للتربة وتطبيقاتها

البند ١ – أطوار حالة اجهاد التربة عند تزايد الحمل ١٥٩

المراجع

1 — Boussinesq J., Application des potentiels a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solids elastiques. Paris, 1885.
2 — Caquot A., Kerisel J., Traite de mechanique des sols. Paris, 1956.
3 — Florin V. A., Osnovy mekhaniki gruntov (Fundamentals of Soil Mechanics) , vols. 1 and 2. Moscow, Stroiizdat, 1959 - 61.
4 — Gersevanov N.M., Sobranie Sochinenii (Collected Works), vols. 1 and 2. Leningrad, Stroivoenmorizdat, 1948.
5 — Goldstein M.N., Mekhanicheskie svoistva gruntov (Mechanical Properties of Soil), Móscow, Stroiizdat, 1971, 1973.
6 — Harr M.,Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics. New York, Mc Craw- Hill, 1966.
7 — LeonardsG . et al., Foundation Engineering. Ed. by G. Leonards. New York, Mc Graw-Hill, 1962.
8 — Lambe T.W., Whitman R.V. Soil Mechanics. New York, Willey, 1969.
9 — Maslov N.N., Osnovy mekhaniki gruntov i inzhenernoi geologii (Fundamentals of Soil Mechanics and Engineering Geology) Moscow,Vysshaya Shkola publishers, 1968.
10— Sokolovsky V.V., Statika sypuchikh tel (Statics of Loose Bodies, 1942.
11— Sukl je L., Rheological Aspects of Soil Mechanics. New York, Mc Graw-Hill, 1944.
12— Terzaghi K., Peck P., Soil Mechanics in Engineering Practice. New York, 1948.
13— Terzaghi K., Theoretical Soil Mechanics. New York, McGraw - Hill, 1948.
14— Tsytovich N.A., Mekhanika gruntov (Soil Mechanics). 4th ed. Moscow, Stroiizdat, 1963.
15— Tsytovich N.A., Zaretsky Yu.K., et al ., Prognoz skorosti osadok osnovanii sooruzhenii (Prediction of Settlement Rates of Structure Bases). Moscow, Stroiizdat, 1967.

البند ٢ – معادلات التوازن النهائي للتربة السائبة والتربة المتماسكة ١٦٥
البند ٣ – تأثير الاحمال المحجرة على التربة ١٧١
البند ٤ – حول ثبات كتل التربة عند الانهيالات ١٩١
البند ٥ – بعض مسائل نظرية ضغط التربة على الحواجز المحيطة ٢٠٨
البند ٦ – ضغط التربة على خطوط الأنابيب أو المواسير تحت الأرضية . . ٢١٥

الفصل الخامس

تشوهات أو انفعالات التربة وحساب هبوط الأساسات

البند ١ – أنواع تشوهات أو انفعالات التربة والأسباب المنوعة التي تتحكم بها ٢٢٥
البند ٢ – الانفعالات أو التشوهات المرنة للتربة وطرق تحديدها ٢٢٧
البند ٣ – المسألة الاحادية البعد لنظرية التموج (التوطيد) الانضغاطي للتربة ٢٤٠
البند ٤ – المسألة المستوية والمسألة المجسمة لنظرية تموج التربة بالترشيح ٢٦٣
البند ٥ – حساب هبوطات الأساسات بطريقة الجمع الطبقي (طبقة فطبقة) . ٢٧٠
البند ٦ – حساب هبوطات الأساسات بطريقة الطبقة المكافئة من التربة . . ٢٨٥

الفصل السادس

العمليات الانسيابية في التربة وأهميتها

البند ١ – ارتخاء الاجهادات والمقاومة المستمرة للتربة المتماسكة ٣١٥
البند ٢ – تشوهات أو انفعالات الزحف في التربة وطرق وصفها ٣٢١
البند ٣ – حساب زحف التربة عند التنبؤ بهبوط الانشاءات ٣٣٠

الفصل السابع

مسائل ديناميكا التربة المشتتة

البند ١ – معلومات عامة حول التأثيرات الدينامية في التربة ٣٤٥
البند ٢ – العمليات الموجية في التربة عند التأثيرات الدينامية ٣٥٠
البند ٣ – تغيرات خواص التربة عند التأثيرات الدينامية ٣٦١
البند ٤ – الفروض الأساسية لأخذ الخواص الدينامية للتربة في الاعتبار عند تصميم أو حساب اهتزاز الأساسات ٣٦٩

قائمة المصطلحات الفنية ٣٧٨
المراجع ٣٩١

25–863