Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 11 (1980)

Rubrik: XI. Influence of soil behaviour on structural design

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

XI

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures

Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

Leere Seite
Blank page
Page vide

XIa

Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

Influence du comportement du sol sur le dimensionnement de constructions de génie civil

CHRISTIAN VEDER
Dr. Ing. h.c.
Graz-Wien, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Der moderne Bauingenieur und der Bodenmechaniker betrachten in enger Zusammenarbeit den Baugrund und das Bauwerk als eine Einheit, mit dem Ziel, eine gemeinsame Festigkeitswirkung zu erreichen.
Das Fundament leitet die Lasten des Bauwerks in den Boden ab, und muss, dem Baugrundverhalten entsprechend, als Flach- oder Tiefgründung gestaltet werden. Durch Spezialverfahren kann man, wenn erforderlich, die Bodeneigenschaften verändern.

SUMMARY

The modern civil engineer and the geotechnical engineer consider foundation soil and construction an entirety and cooperate closely with the aim of achieving a combined effect of strength.
The foundation diverts the load of the construction into the soil and therefore it has to be designed according to the properties of the foundation soil, either as deep foundation or as spread foundation. When necessary, the soil properties can be changed through special processes.

RESUME

L'ingénieur civil moderne et l'ingénieur géotechnicien conçoivent le sol et la construction comme une unité, et collaborent étroitement afin d'atteindre un degré de stabilité commun.
La fondation transmet les charges de la construction au sol et doit être formée, selon les qualités du sol, par des constructions plates ou profondes.
Les propriétés du sol peuvent être modifiées, si nécessaire, par des procédés spéciaux.

1. EINLEITUNG UND BEGRIFFSBESTIMMUNG

Vor der Mitte der Zwanzigerjahre betrachtete der Bauingenieur in der Regel das Bauwerk und sein Fundament als von einander unabhängig auszuführende Komplexe. Hie Bauwerk, hie Baugrund hieß es, wobei man dem letzteren, der ja doch die Kräfte und Lasten des Bauwerkes in sich aufzunehmen hat, wenig oder keine Beachtung schenkte.

Damals, 1925, erschien das grundlegende Werk von Karl Terzaghi: "Die Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage". Er prüfte erstmals die physikalischen Eigenschaften des Bodens wie die anderer Baustoffe, etwa Stein, Beton oder Stahl; damit begann er, den Boden zu beobachten und sein Verhalten unter der Belastung des zu errichtenden Bauwerkes vorauszusehen.

Dies war der Leitgedanke, der dem Umdenken des modernen Bauingenieurs vorausging, nunmehr das Bauwerk und den Baugrund als Einheit zu betrachten, mit dem Ziel, eine gemeinsame Festigkeitswirkung zu erreichen. Daraus ergibt sich auch die Notwendigkeit einer überaus engen Zusammenarbeit des Bauingenieurs mit dem Bodenmechaniker. Diese Zusammenarbeit konzentriert sich auf das Fundament, von dessen Richtigkeit und Güte die Stabilität des Bauwerkes abhängt; d.h. das Fundament muß so beschaffen sein, daß die Gegebenheiten des übertägigen Bauwerkes sozusagen verkraftet werden können, und muß diesem speziellen Bauwerk auf diesem speziellen Boden die volle Standsicherheit gewährleisten.

Der Bodenmechaniker hat sich also, eventuell unter Zuziehung eines Ingenieurgeologen, ein klares Bild von der Beschaffenheit des Bodens, nach der Durchführung aller erforderlichen Untersuchungen in Feld und Laboratorium zu machen. Voraussetzung dafür ist, daß er als Fachmann die Anwendungsmöglichkeiten und Grenzen der vielfältigen Methoden, der Spezialverfahren und Spezialmaschinen, welche bei einer Fundierung in Frage kommen, genau kennt. Der Fachmann, welcher beim Entwurf eines Fundamentes aus seinen besonderen Erfahrungen und Erkenntnissen schöpft, bürgt auch dafür, daß das bei jedem Bau auf sich zu nehmende Risiko denkbar gering gehalten werden kann.

Sicherlich ergeben sich zunächst gewisse Diskrepanzen zwischen den Wünschen des projektierenden Bauingenieurs und den Möglichkeiten, die der Bodenmechaniker anbieten kann. In diesem Ineinandergreifen und Abgrenzen der Kompetenzen wird es darauf ankommen, in schrittweiser Detailarbeit, in stetem Wechselgespräch, alle möglichen Varianten zu prüfen, bis eine für beide Teile befriedigende Lösung gefunden ist.

Damit wird sich auch die Frage der Haftung klar beantworten. Es sei hier bemerkt, daß der Wirksamkeit der Ziviltechnikerhaftpflichtversicherung (Berufshaftpflichtversicherung) Schranken gesetzt sind. Die Prämien erreichen, bei den im Spiele stehenden meist großen Bausummen, geradezu irreale Höhen.

2. AUFGABENSTELLUNG

Die folgenden Ausführungen beruhen auf der mehr als 45-jährigen theoretischen und praktischen Erfahrung des Verfassers als Tiefbauingenieur in 12 verschiedenen Ländern der Welt.

Die Bodenmechanik stellt ein Fachgebiet des Bauingenieurwesens dar, und sie gründet sich selbstverständlich auf die anerkannten Regeln der Mathematik

und Physik. Man muß sich vor Augen halten: noch nie war der Boden und sein Verhalten so wichtig wie heute. Das hängt zusammen mit dem Ausverkauf der guten, verformungsarmen und tragfähigen Böden einerseits, und der Errichtung von in stets höherem Grade setzungsempfindlichen Bauwerken andererseits. Daher auch das erhöhte Augenmerk auf das zu erwartende Verhalten des Bodens, auf dem gebaut werden muß, daher auch die Wichtigkeit der Erforschung seiner Eigenschaften.

Das Bodenverhalten wird durch die in Feld und Labor ermittelten Bodenparameter beschrieben; diese bilden die Grundlage für die Bemessung der Fundamente, genau so wie die Angaben etwa über zulässige - und Bruch - Spannungen oder Dehnungen bei Stahl, Beton, Stein und Holz, sowie ihr plastisches und elastisches Verhalten die Bemessung von Bauwerken ermöglichen.

Die hiefür notwendigen Parameter des Bodens sind viel zahlreicher als jene von Stahl, Beton, Stein oder Holz, haben wir es beim Boden doch mit einem sogenannten Dreiphasensystem - Feststoff, Wasser und Luft zu tun, bei welchem z.B. aufgebrachte Belastungen einander entgegengesetzte Spannungen im Feststoff und im Porenwasser erzeugen, oder die Werte des inneren Reibungswinkels, der Kohäsion und des Verformungsmoduls von der Geschichte und Art der Vorbelastung abhängig sind, um nur ganz wenige Besonderheiten der Bodenparameter anzuführen.

Es soll die nach den heutigen modernen Gesichtspunkten rationellste Bemessung von Bauwerken in Funktion des Bodenverhaltens, aber auch unter Berücksichtigung der rasanten Entwicklung der maschinellen Einrichtungen besprochen werden; ältere, heute weniger gebräuchliche Methoden werden eventuell kurz erwähnt.

Im folgenden werden einfachheitshalber die Böden ihrem Verhalten nach eingeteilt in:
- wenig verformbare Böden, gut tragfähigen Baugrund, bzw. stark verformbare Böden, die wenig tragfähigen Baugrund darstellen. Die dem Bodenmechaniker geläufige Unterteilung in bindige (kohärente) und nicht bindige (kohäsionslose) Böden wird vermieden, da bei ungestörter Lagerung auch sogenannte nicht bindige Böden, solange nicht aufgelockert, eine sehr wirksame Kohäsion aufweisen können. (Verzahnungskohäsion)

3. WAS ERWARTET DER BODENMECHANIKER VOM BAUINGENIEUR? UND WAS KANN DER BAUINGENIEUR DEM BODENMECHANIKER BIETEN?

Angaben über:

- Die Größe, Richtung und Angriffspunkte der wirkenden Kräfte; also Bauwerkslasten, Schnee- und Windlasten, Beanspruchung durch Erdbeben oder andere Erschütterungen, ob sie vertikal, nach unten oder nach oben oder in anderer Richtung wirken, z.B. Erddruck und zwar sowohl für die Zeit nach Bauende aber auch für die einzelnen Bauphasen, welche ev. Zwischenlösungen wie provisorische Abstützungen etc. erfordern, z.B. für eine Baugrube.

- Die Möglichkeit, die Baugrubenumschließung in das fertige Bauwerk einzubeziehen.

- Die Verteilung der Lasten durch die einzelnen Komplexe des Bauwerkes wie Stiegenhäuser, Aufzüge, schwere Maschinen etc., sowie über eventuelle Veränderung dieser Lastverteilung infolge von Umlagerungen z.B. bei Magazinen, Silos etc.; ob also die Lasten ständig oder nur zeitweise wirken.

- Die erforderliche Tiefenlage der Fundamente unter Geländeoberfläche und unter dem Fundament angrenzender Bauwerke.

- Ob das Bauwerk als schlaff (im allgemeinen alle normalen Bauwerke, seien sie aus Ziegeln gemauert oder als Stahl- oder Stahlbetonskelett-Hochbauten errichtet), oder als starr anzusehen ist (z.B.Silos, Reaktoren etc.). Danach richtet sich die Druckverteilung im Baugrund.

- Ist das Bauwerk definitiv oder provisorisch, d.h. ob es nach einiger Zeit demontiert werden muß.

- Die Lage des Bauwerks im Gelände, z.B. ob die Geländeoberfläche eben oder geneigt ist.

- Die allgemeinen Bodenverhältnisse, also ob es sich um einen festgelagerten Boden oder um eine junge Aufschüttung, um homogenen oder stark geschichteten Untergrund handelt.

- Den geologischen und hydraulischen Aufbau des Untergrundes, Grundwasserverhältnisse im näheren und weiteren Bereich der Baustelle. Die Lage der frostfreien Tiefe.

- Das Vorhandensein von alten Einbauten, wie alte Fundamente, alte Kanäle, etc.

- Das bisherige Verhalten eventuell in der Nähe befindlicher ähnlicher Bauwerke. Zulässige Gesamt- und differentielle Setzungen in vertikaler und schräger Richtung. In der Regel sind differentielle Setzungen von weniger als 1:1000 unbedenklich, geringer als 1:300 gerade noch zulässig, und bei 1:150 und darüber sind katastrophale Schäden zu erwarten.

- Das Ausmaß der gestatteten Beeinflussung der umliegenden Bauwerke durch zu erwartende Bodenbewegungen, Lärm, Staubentwicklung.

- Die notwendige Gestaltung der Isolierungen gegen das Grundwasser, ob diese absolute Trockenheit der Keller garantieren müssen oder ob eine gewisse Feuchtigkeit zulässig ist.

- Die Ableitung der Abwässer, herrührend von Regen, Küchen, Waschräumen, Drainagen etc. in den Vorfluter.

- Bewegliche Anschlüsse der allgemeinen Zu- und Ableitungen, welche infolge von starken Setzungsdifferenzen nötig werden können.

- Die Beeinflussung des zu projektierenden Bauwerkes durch spätere Um- oder Zubauten sowie durch geplante Nachbarbauten inklusive U-Bahnen, welche unter Umständen das projektierte Bauwerk unterfahren müssen etc.

- Die vorgesehene Bauzeit

- Die Möglichkeit, moderne Baumaschinen einzusetzen.

- Das Vorhandensein von geschulten Arbeitskräften z.B. bei Arbeit in Entwicklungsländern.

- Die möglichen und zulässigen Varianten.

Zudem erwartet der Bodenmechaniker selbstverständlich schon vor und während

der Projektierung zur Behandlung aller ihn betreffenden Probleme des Bodens und der Fundamentgestaltung herangezogen zu werden.

Der Bodenmechaniker muß die Möglichkeit haben, die Qualität der Fundierungsarbeiten zu kontrollieren.

4. WAS ERWARTET DER BAUINGENIEUR VOM BODENMECHANIKER, UND WAS BIETET DER BODENMECHANIKER DEM BAUINGENIEUR?

Angaben über:

- Die Sicherheit gegen schädliche Verformungen des Bauwerks, wie Setzungen, Gleiten, mechanischer Grundbruch.
- Die Sicherheit gegen schädliche Einflüsse des Wassers im Boden durch Frost, Feuchtigkeit, hydraulischen Grundbruch, Grundwasserabsenkung.
- Die Möglichkeiten der Ausführung verschiedener Varianten mit entsprechenden Vergleichen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht.
- Die Berechnungen, welche zur Bemessung der Fundamente führen.
- Die zweckmäßigsten Baumethoden 4.3.1 - 4.3.3.
- Den zweckmäßigsten Bauablauf (die Aufeinanderfolge der einzelnen Bauphasen).
- Die eventuell nötige Wasserhaltung durch Pumpen in der Baugrube, durch Grundwasserabsenkung mittels Brunnen außerhalb oder innerhalb der Baugrube.
- Vorzusehende Sicherheitsmaßnahmen für den Fall, daß plötzlich gefährliche Erd- oder Wasserbewegungen eintreten, z.B. Einbau von provisorischen Stützmaßnahmen, wie Spundwände, Schüttungen von Sand und Kies, provisorisches Fluten der Baugrube.
- Einzubauende Meßgeräte wie Erddruckmesser, Extensometer, Porenwasserdruckgeber etc. unter der Fundamentsohle und im darunterliegenden Boden zur Beobachtung des Verhaltens der Fundamente während und nach der Fertigstellung des Baues.
- Die Möglichkeit, im Falle von unvorhergesehenen Verformungen einzelne Gebäudeteile einrichten zu können, z.B. durch hydraulische Pressen.

Von besonderer Bedeutung sind folgende Kapitel:

4.1. Bodenverhalten in Abhängigkeit von der Bodenstruktur

Einteilung der Böden in zwei Hauptgruppen:

4.1.1 relativ tragfähige Böden von hoher Festigkeit und geringer Verformbarkeit

4.1.2 relativ wenig tragfähige Böden von geringer Festigkeit, stark verformbar

ad 4.1.1 Hoch sind Raumgewicht, Verformungsmodul, der Wert des inneren Reibungswinkels und die Kohäsion. (Wichtig: Verzahnungskohäsion bei Sand-Kiesböden).

- Gut abgestufte Kornverteilung

- Geringer Kolloidgehalt, geringe Tixothropie, geringe Neigung zu Verflüssigung

- Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f ist relativ groß, dadurch keine zeitliche Veränderung des Wertes $\varphi°$ und der Kohäsion durch Porenwasserdruck

- Keine Neigung zu Bodenbewegungen infolge Frosteinwirkung

ad 4.1.2 Sie weisen sozusagen die "reziproken" Merkmale der tragfähigen, homogenen unter 4.1.1 genannten Böden auf.

Unter nicht-homogenen Böden versteht man in erster Linie solche, welche im Falle von Ton- und Schluffböden von relativ dünnen wasserführenden, stark durchlässigen Sandschichten durchzogen sind; im Falle von Felsgestein sind es Klüfte, im Falle von Sand- Kies oder Felsgestein sind es relativ dünne hochplastische kolloidale Tonschichten.

Die ersteren können unerwartet hohe Porenwasserdrücke, und damit plötzliche Gleitbewegungen bewirken, die letzteren stellen häufig vorgebildete, anfangs oft unbeachtete Gleitflächen dar. In beiden Fällen sind Drainagen, bzw. Konsolidierungsmaßnahmen vorzusehen.

4.2. Hinweise für Bodenuntersuchungen

Obwohl die Bodenuntersuchungen das ureigenste Gebiet des Bodenmechanikers sind, kommt es immer wieder vor, daß lange vor Beginn der Bauarbeiten z.B. Bohrungen ohne Beiziehung eines Bodenmechanikers durchgeführt werden. Wird er später doch als Gutachter zugezogen, scheut er sich oft, neue Bodenaufschlüsse zu verlangen, und "bastelt und zaubert" in seiner Not so gut es geht, auf Grund der vorliegenden und oft lückenhaften Ergebnisse, die Grundlagen für die heiklen Bemessungen zusammen. Diese können durch irreführende Angaben über die wichtigsten Kennziffern und Parameter zu grob fehlerhaften Beurteilungen und Voraussagen über das Baugrundverhalten führen, und sehr teure Mißerfolge zur Folge haben.

Die wichtigsten Grundlagen für Forschungen und Berechnungen sind noch immer die Beobachtungen und Prüfergebnisse aus den ungestört entnommenen Bodenproben, gewonnen aus Bohrungen und Schürfungen.

Zusammenstellung der wichtigsten Bodenuntersuchungen im Feld, bei welcher der Bodenmechaniker oder sein Vertreter stets persönlich anwesend sein sollen.

- Schürfen in Röschen (Gräben) oder Schächten

- Bohrungen und Entnahme von gestörten und ungestörten Bodenproben.

- Sondierungen (Druck- oder Schlagsondierungen von der Bodenoberfläche oder von der Sohle des Bohrloches aus)

- Seismische Untersuchungen

- Geoelektrische Untersuchungen

- Messung der natürlichen elektrischen Bodenpotentiale in Schächten oder Bohrungen

- Bestimmung der Dichte des natürlichen Bodens in situ

- Bestimmung des Wassergehaltes des natürlichen Bodens in situ

- Bestimmung des Durchlässigkeitskoeffizienten k_f durch Probeabsenkungen des Grundwasserspiegels oder Wasserabpreßversuche

- Lastplattenversuche

- (bei Felsgestein) Bestimmung des inneren Reibungswinkels und der Kohäsion durch Versuche in situ.

Es ist die Meinung der Fachleute, daß es heute nicht so wichtig ist, neue, oft nur theoretisch verfeinerte Methoden auszuarbeiten, vielmehr bei der Anwendung der bisher verwendeten bewährten Verfahren die bekannten Regeln zu befolgen, und ihre Ergebnisse mittels modernen Methoden aufzuzeichnen, um möglichst brauchbare Bemessungsgrundlagen zu gewinnen.

Im folgenden möchte ich, auf Grund meiner über 45-jährigen Erfahrung, die wichtigsten dieser Regeln anführen:

- Schon vor Beginn der Schürfarbeiten, die nicht unter Zeitdruck stehen sollten, an den Einbau der Meßgeräte (Extensometer, Erddruckgeber, Piezometerrohre etc.) denken

- Der Bodenmechaniker oder sein Vertreter sollte möglichst während der ganzen Dauer der Bohrung anwesend und das Fachpersonal langjährig geschult sein.

- Grundsätzlich: Kerndurchmesser $\geqslant$ ø 15 cm; Bohrgeschwindigkeit, Druck am Gestänge und Spülung sind den Bodenverhältnissen anzupassen

- Die Kernkisten müssen die gesamte gestörte Kernentnahme möglichst lückenlos, in allen Details dokumentieren, die ungestörten Bodenproben müssen bis zum Eintreffen im Labor sorgfältigst geschützt werden. Farbphotos sind unerläßlich

- Die Vertikalität des Bohrloches ist durch Messungen zu überprüfen (die Bohrkrone und das Gestänge weicht harten Blöcken aus!)

- Die Tiefe des Grundwasserspiegels ist zu prüfen. Artesisches Wasser ist zu beobachten

- Der Wasserspiegel im Bohrloch muß gleich hoch oder höher als der Grundwasserspiegel sein; Beobachtung der Schwankungen durch Piezometer

- Die Beobachtung der Bodenspannungen durch den Erddruckgeber

- Gefährlich sind Bohrungen dort, wo später etwa mit Druckluft gearbeitet wird; (Gefahr von Ausbläsern z.B. bei U-Bahnbauten) auch kann durch ein Bohrloch in der Baugrube später Wasser eintreten.

4.2.1 Neuere Methoden für Bodenaufschlüsse und Berechnungen

- Messung der Felsauflockerung mittels Multikanaldiffraktometer
- Messung der elektrischen Potentialdifferenz mittels einer Bohrlochsonde
- Beobachtung der Veränderung des Porenwasserdruckes mit der Zeit
- Beobachtung der Veränderung der elektrischen Potentialdifferenz mit der Zeit
- Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung von Tonböden mittels Röntgendiffraktometer. Vorbehandlung mit Ionenbeladung zur besseren Bestimmung des Montmorillonits.
- Fotografische Dokumentation der Aufzeichnung durch den Oszillografen
- Neue Berechnungsmethoden des mechanischen Grundbruches nach ÖNORM
- Neue Berechnungsmethoden mittels finiter Elemente

4.3. Aussagen des Bodenmechanikers: Wie beeinflußt das Baugrundverhalten den Entwurf des Fundamentes

- Wichtiger Grundsatz: Sogenannte gemischte Gründungen, also eine Kombination von z.B. Flach- und Pfahlgründungen, sind zu vermeiden.

4.3.1 Das Baugrundverhalten gestattet ohne besondere Maßnahmen Flachgründungen

Unter Flachgründungen versteht man Fundamente, welche direkt auf den tragfähigen, zu geringer Verformung neigenden Boden aufgesetzt werden. Hiebei ist folgendes zu beachten: Für eine möglichst gleichmäßig verteilte Belastung des Fundamentes durch das Bauwerk ist zu sorgen. Die Gründungssohle kann dabei, um das teure Baugelände möglichst auszunützen, auch mehrere Stockwerke unter der Bodenoberfläche liegen. In diesem Falle sind Baugrubenumschließungen zu bauen, welche zweckmäßigerweise zugleich einen Teil des Bauwerkes bilden, wobei der Boden durch die Baumaßnahmen möglichst wenig entspannt werden darf.

Falls kein Grundwasser vorhanden und der Boden nicht eben breiig ist, verwendet man aufgelöste Bohrpfahlwände, bei Grundwasserzudrang und praktisch in Böden jeder Konsistenz, dichte Schlitzwände. Heute baut man die Baugrube auch bei Auflasten unmittelbar neben der Baugrubenumschließung meist ohne provisorische Verpölzung , also mittels Verankerung, als vorgespannte Wand oder mit T-förmigen Versteifungsrippen. Ferner Verwendung der "cover and cut"-Methode, d.h. man betoniert vor dem Aushub des jeweiligen Kellergeschosses die korrespondierende Decke, diese dient gleichzeitig als Aussteifung und kann eventuell auf provisorischen oder definitiven Stützen ruhen. Die Gründung dieser Stützen reicht unter die Fundamentsohle, was bei dem angenommen guten Baugrund kein Problem ist. Wenn Keller staubtrocken sein sollen, muß die Baugrubenwand und -sohle durch eine Isolierung oder mittels Sperrbeton gedichtet werden. Beide muß man gegen Auftrieb sichern, entweder durch Verankerung, durch das Eigengewicht oder durch Einspannen der Sohlplatte in die Seitenwände. Ist der Boden etwas aber nicht zu stark wasserdurchlässig, Wasser unter der Bodenplatte über einen Filter dauernd abpumpen und so sehr wirtschaftlich die Platten vom Auftrieb entlasten. Statt Isolierung der Seitenwände Errichtung eines Verkleidungsmauerwerks, und das durch die Wand tropfende Wasser über einen Sohlkanal

abpumpen.

Die unter der Fundamentsohle in den Boden geleiteten Spannungen bewirken Verformungen, welche, was die Vertikalverformung betrifft, nach den heute meist verwendeten Berechnungsverfahren relativ gut vorauszusagen sind.

Dabei ist folgendes zu berücksichtigen:

Den Verformungsmodul bei seitlich behinderter und unbehinderter Ausdehnung im Labor, an sorgfältig aus Schürfungen entnommenen und in die Geräte (Ödometer, Triachsialapparat etc.) eingebauten Bodenproben bestimmen.

Falls in der näheren Umgebung noch keine entsprechenden, immer sehr wichtig zu nehmenden regionalen Erfahrungen vorliegen, sind Großbelastungsversuche im Feld ratsam. Da die Probeflächen meist kleiner sind als jene des Gebäudes, ist Rücksicht darauf zu nehmen, daß der Verformungsmodul mit der Tiefe meist größer wird; die zu erwartende Setzung wird also kleiner sein als errechnet.

Durch Beobachtung der Verformungen, Risse etc. an Bauten im fraglichen Bereich kann man Schlüsse ziehen auf die Verformbarkeit des Bodens und das Verhalten des zu errichtenden Bauwerks.

Es müssen nicht nur die Gesamtsetzungen, welche im allgemeinen für die Mitte des Gebäudes gelten, berechnet werden, sondern auch die Setzungsdifferenzen zwischen Mitte und Randzonen.

Ein normaler Stahl- oder Stahlbetonskelettbau auf normaler Gründung (Einzel-, Streifen- oder Plattenfundamenten) verhält sich als schlaffes Bauwerk, d.h. theoretisch müßte sich der Boden, und damit das Bauwerk, unter den aufgebauten Spannungen in Gestalt einer (berechenbaren) Setzungsmulde verformen. Der äußere Rand der Setzungsmulde reicht theoretisch beträchtlich über die Gebäudeflucht hinaus. In diesem Falle beträgt die Setzungsdifferenz zwischen Gebäudemitte und Gebäudeflucht etwa die Hälfte der Gesamtsetzung. Theoretisch müßte sich der Boden, bzw. die nahe dem neuen Gebäude befindlichen Altbauten ebenfalls setzen.

Nach neuen Beobachtungen, vor allem beim Bau der Frankfurter Hochhäuser, entsteht zwischen dem Neubau und den bestehenden Gebäuden ein sog. Setzungssprung, d.h. die Setzungsmulde ist auf den Neubau beschränkt, und die umliegenden Häuser setzen sich so wenig, daß keine Schäden auftreten. Offenbar wird der Boden unter dem Neubau während der vertikalen Zusammendrückung auch seitlich verdrängt und dadurch die Setzungsmulde am Rande stark "versteilt".

Bezüglich des Schutzes gegen Fundamentbewegungen infolge Unterfahrungen z.B. durch U-Bahnen(siehe 4.3.3. Injektionen, Grundwasserabsenkung, Gefrieren des Bodens).

4.3.2 Das Bodenverhalten erfordert Tiefgründungen

Tiefgründungen übertragen die Bauwerkslasten auf tieferliegende, weniger verformbare Schichten. Dadurch wird die Tragfähigkeit des Fundamentes im Vergleich zu Flachgründungen erhöht oder bei gleicher Last die Setzung vermindert.

- Pfähle: Grundvoraussetzungen für das Gelingen einer Pfahlgründung: Geschultes, verantwortungsbewußtes Fachpersonal, ständige Kontrolle durch die Bauführung

  Lastübertragung in den Boden teils über Mantelreibung teils über Widerstand der Sohle. (Bei Zugpfählen nur über die Mantelreibung). Die Pfahlsohle soll zuverlässig in den tragfähigen Boden einbinden

Die Tragfähigkeit kann erhöht werden durch Einstampfen oder Einrütteln von Kies in den Boden, oder Einpressen von Zementmörtel unter der Pfahlsohle. Knickgefahr bei Pfählen auch in weichen Schichten, besteht nicht

Die Wahl des Pfahldurchmessers richtet sich nach der aufzunehmenden Last. Man zieht einen Pfahl mit größerem Durchmesser einer Pfahlgruppe aus zahlreichen Pfählen mit kleinem Durchmesser vor

Ein Pfahl oder Schlitzwandelement mit großem Trägheitsmoment ist einer Gruppe geneigter Pfähle zur Aufnahme von Horizontalkomponenten vorzuziehen

Die Bemessung von Pfahlgründungen erfolgt entweder auf Grund von Probebelastungen, Erfahrungswerten oder vorsichtig zu wählenden Tabellenwerten

- Rammpfähle: Durchmesser zwischen ca. ø 10 und 90 cm sind anzuwenden:

  Wenn zu durchfahrende Schichten besonders weich sind; wenn Bodenoberfläche unter Wasser liegt; wenn lockere Sandschichten durch das Einrammen von Pfählen verdichtet werden können.

- Bohrpfähle: Durchmesser ø ca. 10 - 250 cm und darüber. Sie sind dort anzuwenden, wo die Umgebung möglichst wenig durch Erschütterung, Lärm und Bodeneinrüttelung gestört werden darf.
  Kleinbohrpfähle bis ø~20 cm vor allem für Unterfangungsarbeiten, als Stabwände und Baugrubenumschließung etc.

  Bei verrohrten Bohrpfählen: Achtung auf die Gefahr der "Einschnürung" der Betonsäule und der Verschiebung der Stahlbewehrung während des Ziehens der Bohrrohre.

  Bei unverrohrten Bohrpfählen muß sofort nach Fertigstellung der Bohrung betoniert werden, um eine Verdickung des Bentonitkuchens, welcher erfahrungsgemäß durch die aufsteigende Betonsäule verdrängt wird, zu vermeiden.

- Schwimmkästen
  Schwimmkästen werden auf die vorher planierte Bodenoberfläche unter der Wasseroberfläche gesetzt. Der Boden muß gut tragfähig sein, der Schwimmkasten kann auch durch seitlich angebrachte Pfähle gesichert werden (für Quaimauern "Offshore" - Bohrinseln, - Öltanks,etc.).

- Senkkästen: Sie wurden vor der Einführung von Pfählen mit großer Tragfähigkeit und von Schlitzwänden für die Gründung von Brückenpfeilern, Tiefgaragen etc. verwendet; heute verwendet man sie, wenn der Boden unter Grundwasserspiegel relativ weich ist oder große Blöcke vorhanden sind. Sie können unter freiem Wasserspiegel auf vorher in den Untergrund eingebaute Pfähle gesetzt werden.

- Offener Aushub: Falls die Gründung auf Pfählen zu unsicher erscheint (z.B. in Erdbebengebieten) und kein oder nur wenig Grundwasser angetroffen wird, werden steil geböschte, mit Spritzbeton gesicherte Baugruben durch die oberen wenig tragfähigen Schichten so hergestellt, daß das Bauwerk direkt auf den darunterliegenden tragfähigen Boden aufgesetzt werden kann.

4.3.3 Das Baugrundverhalten kann durch Spezialverfahren so verändert werden, daß technisch und wirtschaftlich vertretbare Gründungen ermöglicht werden.

Spezialverfahren, welche bei Setzungs- und Grundbruchgefahr den Boden

tragfähig machen:

Dynamische Intensivverdichtung: Verdichtung von locker gelagerten Sand- und Kies böden.

Branntkalk: das Beimischen von Branntkalk kann die Oberfläche von Tonen und Schluffen für leichtere Bauten tragfähig machen.

Belastung mit einer Lockergesteinsschicht für weichen, tonig-schluffigen Sandboden mit Torfzwischenlagen bei hoch liegendem Grundwasserspiegel; die Spannung auf die Bodenoberfläche muß dabei mindestens 1 1/2 - 2 mal so groß sein wie die spätere Nutzlast. Nach der Entlastung keine weiteren Setzungen. Beschleunigung und Vergrößerung der Konsolidierung durch Vertikaldrainagen.

Tiefenrüttelverfahren: Für die Aufnahme schwerer Bauten auf Böden bei Korngrößen zwischen Sand und Steinen erhöht das Verfahren das Tragvermögen beträchtlich.

Verfahren der bewehrten Erde oder Bodenvernagelung, verwendet an Stelle von normalen Verankerungen von Stützbauwerken in Lockergestein.

Ersatz durch Sand und Kies: Für weiche Böden geringer Konsistenz; der Aushub erfolgt bis~10 m Tiefe, wird durch Sand und Kies ersetzt und befähigt den Boden zur Aufnahme großer Lasten (Dock- und Hafenanlagen).

Injektionen mit Zement und chemischen Produkten zur Stabilisierung von lockeren, stark wasserführenden Böden (meist Schwimmsand).

Grundwasserabsenkung mit Hilfe von Brunnen oder Wellpoints. Die auftretenden Setzungen können zwischen wenigen Zentimetern (Stuttgart) und vielen Dezimetern (Venedig) liegen.

Gefrieren des Bodens (sehr wirksam aber relativ teuer): Vermeidung von Wassereinbrüchen, Stabilisierung jeder Bodenart, Ermöglichung einfacher Aushubarbeiten für den Tunnel- bzw. Schachtvortrieb, Baugrubenumschließungen und Verschließung von Lücken in Umschließungswänden unter Grundwasserspiegel.

4.3.4 Einfluß des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken in von Erdbeben betroffenen Gebieten.

Allgemeine Richtlinien für Bauten in Erdbebengebieten siehe DIN 4149 und ÖNORM B 4015. Was insbesondere das Bodenverhalten anlangt, gilt folgendes:

- Bei Felsgestein: Hauptsächlich Longitudinalwellen mit relativ kleinen Amplituden relativ großer Frequenz (Hertz), daher Achtung auf horizontale Verschiebungen; max. horizontale Beschleunigungen $\sim$ 0,19 g.

  Lockere äußere Felspartien durch Verankerung und Injektionen befestigen.

- Bei Kies und Sand Erdbebenwirkung umso intensiver, je dicker die Schichten über Felsoberfläche. Dicht gelagerte wassergesättigte Kiese und Sande nicht durch Einbauten wie Pfähle, Senkkästen etc. auflockern. Relativ junge Sedimente sind sehr erschütterungsgefährdet, Erhöhung der Dichte eventuell durch Verdichtungspfähle, Tiefenrüttler. Vermeidung von frei aufgelagerten Bauteilen z.B. bei Brücken.

- Bei Schluff, Ton, Torf: relativ starker Einfluß von Transversalwellen.

relativ große Amplituden
relativ kleine Frequenz

Auftreten von wellenförmigen Verformungen der Bodenoberfläche, welche umso größer sind je größer die Schichtdicke über dem festen Fels oder der dichtgelagerten Sand-Kiesoberfläche ist. Die Wellenbewegung kann zur Ausbildung von charakteristischen Scherrissen (unter 45° geneigt) führen und im Extrem zum Umfallen von hohen Gebäuden (Erdbeben in Mexiko City, 1959) und zum Abheben von nicht nach unten verankerten Auflagern von Brücken, leichten Bauwerken etc.

Einige grundsätzliche Bemessungsrichtlinien: Es soll:
- die Baugrube möglichst nach Aushub der weichen Schichten auf die darunterliegenden, festen Schichten (Sand,Kies,Fels) geführt werden (siehe 4.3.2)
- die Bauwerkslasten auf Pfähle mit großem Durchmesser oder Schlitzwandelemente abgeleitet werden (ev. Schrägpfähle). Vertikal nach oben gerichtete Erdbebenkraft durch Verankerungen aufgenommen werden (z.B. bei Brücken, leichten Hallenbauten etc.)
- das Bauwerk so in den Untergrund eingefügt werden, daß das Gewicht des Bauwerkes nur um wenig größer ist als jenes des ausgehobenen Bodens; (siehe kompensierte Gründung z.B. die 140 m hohe Torre Latina Americana in Mexico City.

Literatur

- Terzaghi, K., Peck, R., B., Soil Mechanics in Engineering Practice
- Auswirkungen des Erdbebens vom 6.Mai 1976 (Friaul) H.Litscher u.B.Strobl
- Semih S. Tezcan, Proceed. of ASCE "Structural Div. Sept. 1971"
- Sitzungsberichte der Internationalen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (ICSMFE) (alle 4 Jahre, insgesamt bisher 9 Kongresse) letzter Kongreß in Tokyo 1977.
- Sitzungsberichte der Europäischen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (alle 4 Jahre, insgesamt bis 6 Kongresse), letzter Kongreß in Wien 1976
- Sitzungsberichte der Baugrundtagungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (alle 1 1/2 Jahre), letzte Tagung in Berlin, 1978
- Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik (jährlich 2 Tagungen).
- Sitzungsberichte der Donaueuropäischen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (alle 3 Jahre, insgesamt bisher 5 Kongresse), letzter Kongreß in Bratislava, 1977
- Periodisch erscheinende Fachzeitschriften wie z.B. Geotechnik, Zeitschrift für Bodenmechanik, Felsmechanik, Grundbau, Ingenieurgeologie, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- Géotechnique, herausgegeben von "The Institution of Civil Engineers", London.
- Journal of the Geotechnical Engineering Division, herausgegeben von "The American Society of Civil Engineers" (ASCE)
- Seed H., B., Design Provisions for Assessing the Effects of Local Geology and Soil Conditions on Ground and Building Response During Earthquakes. Struktural Engin. Ass. of Southern California, Earthquake Symposium, June 1975, Los Angeles.

XIb

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

L'influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures

Der Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

S. THORBURN
Senior Partner
Thorburn and Partners
London, England

SUMMARY
This report accentuates the need for bridge engineers to liaise closely with geotechnical engineers in situations where the training and experience of the former place a limit on their ability to cope with the relevant geotechnical problems.
Proper management and autonomy of the design team is imperative in situations where the bridge engineer has insufficient experience to make geotechnical judgements.

RESUME
Ce rapport relève l'importance d'une collaboration étroite entre l'ingénieur staticien et le géotechnicien là où l'expérience du premier ne suffit plus pour faire face aux problèmes géotechniques. Cette collaboration doit être réglée de façon impérative au sein d'une équipe de projet.

ZUSAMMENFASSUNG
Dieser Bericht weist auf die Bedeutung einer guten Zusammenarbeit zwischen Brückeningenieur und Geotechniker hin in Situationen, wo die Erfahrung des erstgenannten nicht ausreicht, um mit den geotechnischen Problemen fertig zu werden. Diese Zusammenarbeit muss innerhalb einer Entwurfsgruppe sichergestellt sein.

1. INTRODUCTION

In the Spring of 1971 the Institution of Structural Engineers in Great Britain provided active support to a proposal by members of the Institution that recognition should be given in general design practice to interactive effects together with the need to stimulate research on the physical response of structures to foundation movements. In November 1977 a state-of-the-art report on Structure-Soil Interaction relating to buildings and bridges was produced by this Institution.

The state-of-the-art report emphasised how essential it is for design purposes that the possibility of ground movements should be recognised, and, where anticipated, that they should be quantified.

This apparently simple statement implies that:

a. The physical structure of the ground, the groundwater regime and the characteristics of the superficial and solid deposits can be defined.

b. The design solution is sufficiently advanced for the structural loads and their disposition to be assessed.

c. Theoretical methods of prediction or empirical relationships based on experience exist whereby ground movements can be quantified.

The requirements of (a) are met by adequate site investigation work. Progress towards the final design solution is generally an iterative process involving (b) and (c) using the information accumulated on (a).

The current state-of-the-art, or knowledge, of interactive analysis is not extensive and many senior engineers have dealt with such complex problems successfully by using empirical techniques derived from long experience.

In many instances a practical acquaintance with bridge performance can be of more direct value in design to engineers than rigorous theoretical predictions since experience often provides better design information than analytical procedures based on poor physical models. However complete reliance on knowledge of behaviour as providing universal solutions to problems can be dangerous because of the natural limitations on knowledge generally possessed by individual engineers. The complex nature of soils does not permit universal application of empiricism since relationships based on observation may change radically with varying boundary conditions.

The limitations on the use of empiricism in design practice are demonstrated by a study of the situations under which problems have arisen. Generally failures have resulted from a significant departure from routine patterns of loading, traditional types of structure and familiar ground conditions. Sometimes a lack of awareness of the importance of significant changes in such factors causes difficulty and only serves to emphasise the problems confronting the engineer who attempts to extrapolate beyond his relatively limited knowledge and experience.

The bridge engineer would be prudent to obtain the advice of the geotechnical engineer in unfamiliar geological situations with the clear realisation that only the bridge engineer has a full understanding of the ability of the structure to deform and transfer stress. The geotechnical engineer can determine the soil characteristics, assess the physical structure of the ground

and predict the probable ground deformations for a given set of loads and structural rigidity but the performance of the bridge is the sole responsibility of the bridge engineer since he along controls both loading and rigidity.

The prime role in the design team is played by the bridge enginer and the invaluable supportive role is played by the geotechnical engineer.

Design management is, therefore, as important as good structural design and the bridge engineer must ensure that the efforts of the design team, including the work of the geotechnical engineer are properly co-ordinated. There is a distinct difference between the bridge engineer (1) making a sound judgement based on specialist advice from the geotechnical engineer and (2) surrendering the making of decisions on portions of his design to the geotechnical engineer.

The deliberate transfer of decision-making to engineering specialists does not diminish the responsibility of the bridge engineer for the competence of the complete structure. Extreme conservatism or the potential for failure can result from fragmentation of the design process.

2. DESIGN PHILOSOPHY

The criteria for sound economic design embrace the following considerations:

a. An appreciation of ground movements and related interactive effects.

b. A careful appraisal of the theoretical concepts used for analytical purposes.

c. An awareness of the difficulties of obtaining characteristic soil parameters.

d. An understanding of the benefits provided by simplicity of design and construction.

e. A recognition of the advantages of good design management.

An infinitely rigid foundation exists only as a hypothesis for the simple analysis of structures. Numerous bridge structures are associated with embankments on soft compressible soils and the resulting ground movements in the vicinity of the abutments and bankseats affect the design and performance of these structural elements. Interactive effects on bridge structures are inevitable in situations where foundations are subjected to relative displacements. The bridge engineer may choose to ignore these secondary effects and design the structure on the assumption of unyielding supports, but the interaction will nevertheless be experienced and its effect may be more than envisaged.

Interactive effects can be directly caused by ground movements unrelated to the construction of the highway embankments or bridges. The effects of mining subsidence on a bridge can be of greater severity than those directly associated with the construction of the bridge and associated embankments. Other indirect causes of interaction are the construction of new buildings, basements and tunnels in an urban situation, ground displacements and vibrations due to blasting and pile-driving operations, seismic excitation and river scour effects.

The geotechnical engineer can assist the bridge engineer in the identification of probable sources of ground movements and can quantify the displacements.

The bridge engineer should examine the validity of the physical models used in his theoretical analyses and compare his idealisations with reality. The same duty should be imposed on the geotechnical engineer and consequently the compatibility of the soil and structural models should be examined and approved by the bridge engineer. As a general rule the degree of sophistication adopted by the bridge engineer should be related to that employed by the geotechnical engineer for idealisation of the behaviour of the soil mass. Sophisticated and rigorous analytical solutions to design problems are not always appropriate or necessary and a high order of sophistication is only valid if all variables can be defined. Lack of definition of variations in ground conditions can render structural analyses meaningless and result in completely misleading predictions of interactive effects. If the physical structure of the ground is complex and cannot be defined at reasonable cost then sophisticated analyses are inappropriate and simple design methods provide better aids to judgement.

The training and experience of the geotechnical engineer provide him with an awareness of the difficulties of determining characteristic soil parameters and it is essential that these problems of definition of real parametric values are conveyed to the bridge engineer. The intrinsic variability of soils both in physical structure and properties should not however, either deter the geotechnical engineer from assessing upper and lower limits of behaviour to aid the judgement of the bridge engineer or be presented as an excuse for inadequate or inappropriate site investigation work.

The bridge engineer should not be too specific at an early stage in the design process if advantage is to be taken of the specialist advice of the geotechnical engineer who is often able to make early predictions of the orders of magnitude of relative displacements without recourse to refined calculations and comprehensive investigations.

As a corollary, it is essential that the geotechnical engineer should be involved in the design process at as early a stage as possible since any adverse effects of interaction can be kept within acceptable limits by proper design and construction techniques.

Simplicity of design and construction in situations where relatively large ground movements are anticipated is of paramount importance and the bridge engineer should examine the ability of his design to accommodate or resist the probable relative displacements predicted by the geotechnical engineer. Simplicity may also lead to overall project economy since apparently cheaper sophisticated designs can involve longer construction times with the resulting cost penalties. A balance must be sought between the material savings indicated by a sophisticated solution and the time savings in constructing a relatively conservative simple bridge. The elegance or aesthetic appeal of a bridge is not necessarily compromised by the adoption of simplicity in design and construction and simplicity of concept can provide the bridge engineer with the facility to accommodate the anticipated ground movements. The geotechnical engineer is confronted by sufficient natural complexities without artificial restraints on predictions of performance being imposed by complex bridge designs.

The essential requirement for good design management cannot be over-emphasised and the bridge engineer occupies the prime function. The secondary role performed by the geotechnical engineer is of major importance in analysing the situation and advising the bridge engineer, and the timing of the involvement

of the former is critical to the design process. Late involvement of the geotechnical engineer may result in the adoption of inappropriate solutions. Intermittent and infrequent involvement of the geotechnical engineer may also result in fragmentation of approach and lack of coherence of solutions to the various geotechnical problems. Autonomy and unity of effort will ensure that there is adequate communication of concept and detail between the bridge engineer and the geotechnical engineer.

3. DESIGN PROCESS

The geotechnical engineer may be involved with the following aspects of bridge design:

a. Stability and performance of abutments and bankseats

b. Stability and performance of shallow spread footings

c. Stability and performance of pile foundations

d. Effects of downdrag and lateral soil displacements on piled bridge abutments caused by highway embankments on soft compressible soils

e. Assessment of lateral soil pressures on abutments and wingwalls

f. Effects of mining subsidence

g. Stability and performance of land and river cofferdams, including scour effects

h. Effects of construction on permanent works

Structures with asymmetrical load distribution on soft soils have a potential for instability where the ratios of applied stress to limiting stress are high. This situation can exist where high embankments and associated bridges are constructed either on deep soft alluvium or adjacent to river channels.

The geotechnical engineer can analyse the particular situation in terms of total and effective stresses to advise the bridge engineer on the probable short and long term stability of the abutment or bankseat configuration and choices of foundation solution. A piled foundation does not necessarily ensure stability in situations of asymmetrical load distribution on deep very soft soils.

Although there are well-established procedures available to the geotechnical engineer for stability analyses an adequate definition of the variations in the physical structure and characteristics of the underlying soil is essential. Proper methods of sampling and field testing are necessary if the characteristics of soft cohesive soils are to be determined with acceptable accuracy for refined methods of stability analysis. Continuous piston sampling of soft cohesive soils and meticulous examination and comprehensive description of air-dried split samples are essential pre-requisites for the assessment of the intrinsic properties of the soil mass. The inevitable variations in soils necessitate some reliance on engineering judgement and a study is often made by the geotechnical engineer of the sensitivity of solutions to variations in important soil properties, and the physical structures, as an aid to judgement. The bridge engineer places considerable reliance on the judgement of the geotechnical engineer to correctly interpret the situation since mass failure of soft soils under major asymmetric loading cannot be prevented by normal abutment designs.

In water-bearing fine-grained non-cohesive soils it is common experience that the standard penetration test is difficult to perform at depths appropriate to piled foundations. There is a trend within the U.K. and U.S.A. for geotechnical engineers to make greater use of the static penetration test in fine-grained non-cohesive soils for the design of piled foundations although the standard penetration test will continue to be used for the design of shallow foundations. The electrical cone penetrometer of simple cylindrical shape is generally used in preference to the mechanical cone penetrometer of variable profile. The properties of non-cohesive fine-grained soils can be determined from the cone resistance and friction ratio diagrams obtained from static penetration tests and the geotechnical engineer can interpret this data to the advantage of the bridge engineer.

Shallow spread footings can be appropriate for many situations and piled foundations need not be a first consideration by the bridge engineer. Circumstances have arisen where unrealistic criteria for relative rotation have been adopted by bridge engineers for the design of bridge decks. The ground movements predicted by geotechnical engineers are generally of such magnitude that unless the bridge engineer permits reasonable relative displacements of the bridge deck, piled solutions are inevitable.

The measured resistances obtained from the standard penetration test are corrected for the effects of overburden pressure for the design of shallow spread footings and the correction chart, Figure 1, has been widely adopted in the U.K. by geotechnical engineers.

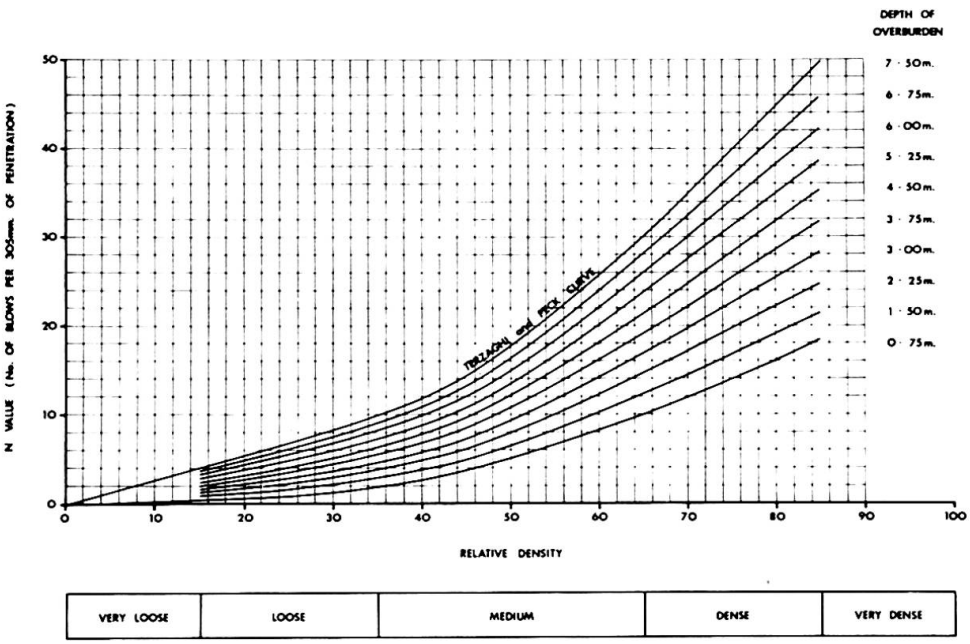


Fig. 1 S.P.T. Correction Chart

The measured cone resistances obtained from the static penetration test can be used to determine the undrained strengths of cohesive soils using empirical relationships similar to that shown on Figure 2. The stress histories of cohesive soils can also be assessed from the cone resistances from an examination of the intercepts of the mean lines of the linear portions of the resistance diagrams projected to groundsurface. If the bridge foundations will not impose a load in excess of the over-consolidation stress on the soil the long term consolidation settlements will be acceptable for most types of bridge.

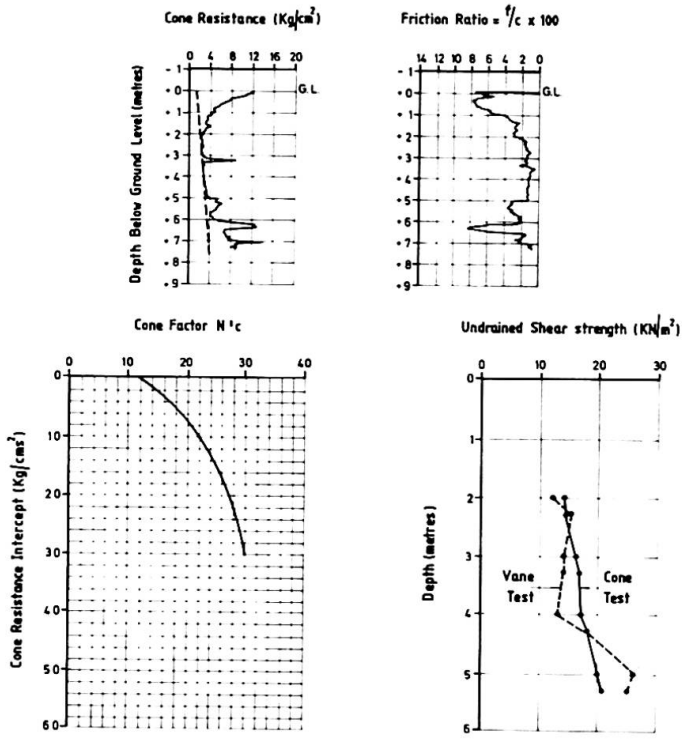


Fig. 2 Cone Factors for Cohesive Soils

In situations where the bridge loads are in excess of the capacity of the soils to support the piers and abutments, piled foundations are often utilised. Bridge abutment piles inclined backwards beneath highway embankments are subject to flexural effects due to embankment settlement and should be avoided by the bridge engineer.

The design of piled foundations founded in fine-grained non-cohesive soils preferably should be based on the results of static cone penetration tests and the limitations on pile capacity depending on depth of embedment in the bearing stratum should be assessed by the geotechnical engineer.

The geotechnical engineer is familiar with the numerous criteria affecting pile capacity and foundation settlement and can guide the bridge engineer in the design of suitable piled foundations for a particular geological situation.

Piled foundations supporting bridge bankseats are subject to downdrag forces caused by the settlement of associated highway embankments where these are constructed on soft compressible soils. The geotechnical engineer can assess the downdrag forces in terms of effective stresses and provide the bridge engineer with the allowances which must be made in design for downdrag effects. The geotechnical engineer can also advise the bridge engineer on the problem of translation and rotation of bridge abutments related to lateral displacements of piled foundations caused by embankment settlement behind the bridge abutments. The settlement of embankments on soft soils behind bridge abutments can also affect highway performance due to local 'dishing'.

The design of bridge abutments involves an assessment of lateral soil pressures which is often solved in an empirical and unsophisticated manner with little consideration given to wall deformations or the high stresses induced by compaction of the backfill materials.

The Coulomb or Rankine theories are frequently adopted but Coulomb did not consider the state of stress within the backfill and the Rankine approach assumes that soil failure is associated with a neglible displacement of the backfill. Rowe has stated that the use of Coulomb's equation as the entire basis for teaching and research imposes a severe restriction on the development of soil mechanics, since the Mohr-Coulomb criteria ignore volume change. It is important to emphasise that volume change in shear is one of the most important properties idigenous to soils.

Terzaghi executed large-scale retaining wall tests in 1929 and demonstrated that the following parameters may be expected for a loose sand backfill having an angle of shearing resistance of 34° for different values of the lateral yield of the wall.

Lateral Yield of Wall as a fraction of Wall height (H)	Active earth pressure coefficient (Ka)	Angle of Wall Friction (degrees)		Mobilised angle of shearing resistance (degrees)	
0	0.405	21	20'	19	30'
0.00004	0.371	26	0'	20	50'
0.00014	0.320	25	30'	25	10'
0.00083	0.279	26	40'	28	40'
0.00500	0.247	26	20'	32	20'

In contrast to the performance of loose sand backfill, the lateral soil pressures measured by Terzaghi for dense sand attained the minimum value at a yield of 0.001 H and additional yield resulted in a steady increase of the lateral pressure. Vibrations reduced both the angle of wall friction and the mobilised angle of shearing resistance for both loose and dense sand backfills. The dependency of lateral soil pressure on wall displacements is well-known to geotechnical engineers who can provide the bridge engineer with design values related to rigidity of the abutment walls.

Peak values for angle of shearing resistance and angle of wall friction should not necessarily be used in theoretical solutions for active and passive pressures.

Figures 3 and 4 which are presented by Rowe are fundamental and worthy of study by bridge engineers as a means of understanding the stress-strain relationships which must be considered by the geotechnical engineer before making design recommendations.

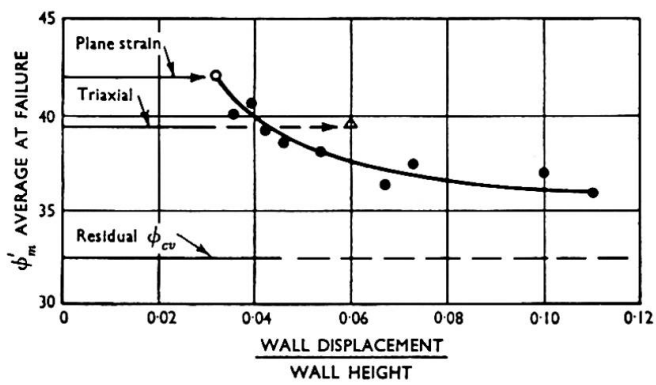


Fig. 3 Relationship between ϕ'_m at Kp max. and wall displacement for dense sand.

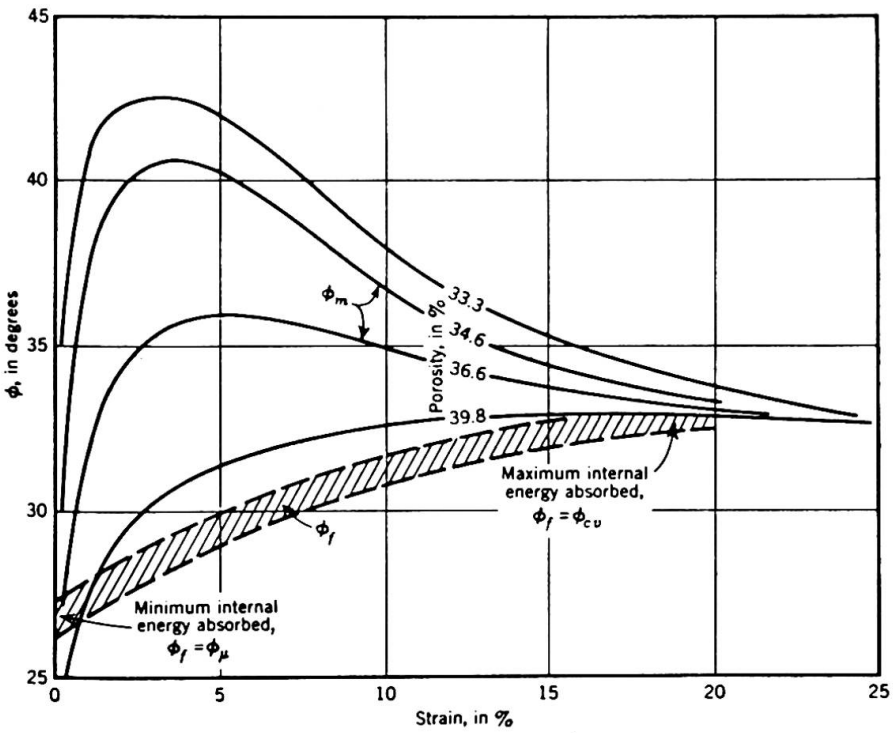
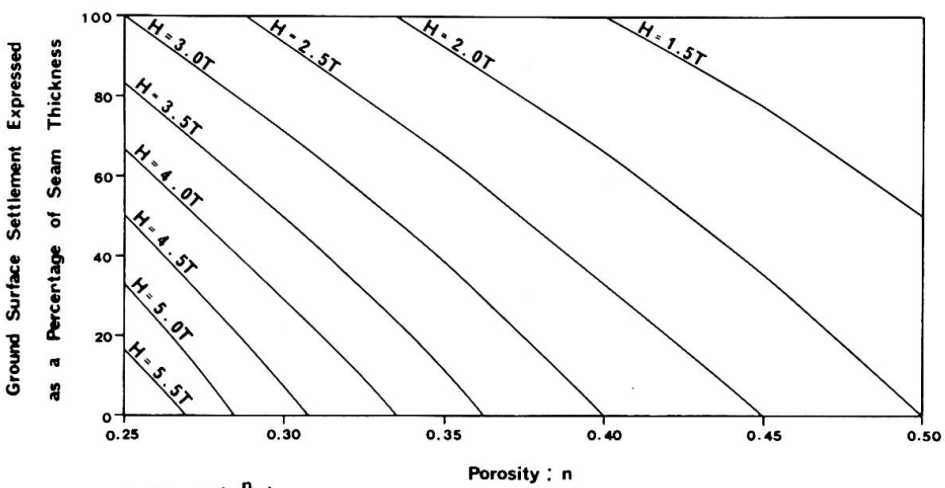


Fig. 4 Unique relation between Ø and strain

Mining subsidence introduces an event into the life of a bridge structure which is outwith the control of the bridge engineer. The ground displacements are unrelated to the weight of the bridge and are often of greater severity than those which would be caused by the imposition of the same structure on a yielding foundation.

The displacements of the groundsurface may be predicted with reasonable accuracy in the case of modern active mining but old pillar and stall workings and old mine shafts can cause local and severe ground displacements. The geotechnical engineer can predict the magnitude of the displacements using prismal theory and Figure 5 presents the theory in graphical form.

GROUND SUBSIDENCE PREDICTIONS USING PRISMAL THEORY



$S = 2T - H\left(\frac{n}{1-n}\right)$

where S is ground surface settlement.

T is seam thickness.

H is thickness of rock cover.

n is Porosity of rock material after roof failure.

Fig. 5 Ground Subsidence Chart

The stability of temporary and permanent works for bridge piers within river channels is a matter of some complexity and early and close collaboration between the bridge engineer and the geotechnical engineer is beneficial to the design process. Interactive effects between the pier structure and the soil are often inevitable since the construction of a pier within a restricted river channel changes the stream velocities and flow patterns and Figure 6 indicates in an approximate manner the readiness with which soils are scoured by relatively low stream velocities.

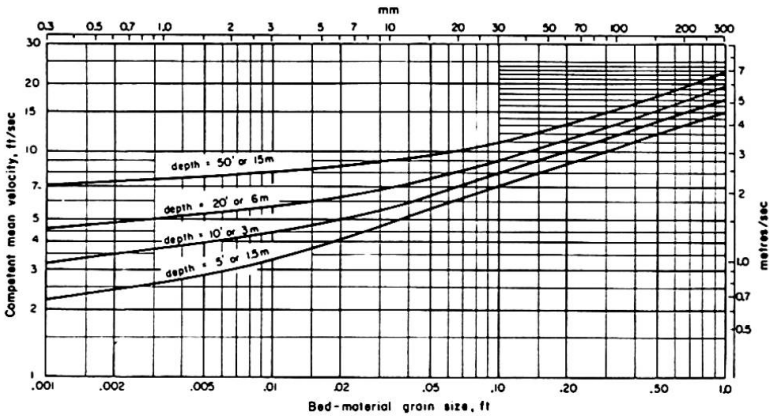


Fig. 6 Approximate relationship for river bed scour

Construction works executed in close proximity to existing bridges can cause indirect interactive effects and affect the performance of a long established bridge structure. Ground vibrations and displacements caused by pile-driving or dynamic consolidation, groundwater lowering, adjoining deep excavations and tunnelling can cause problems. Pile-driving operations using displacement piles in close proximity to river banks can generate excess porewater pressures in soft saturated soils and endanger slope stability.

The assessment of seismic excitation on bridge structures is a mandatory requirement in earthquake zones and the effects of the ground vibrations on soils require due consideration. Saturated loose sands and silts may experience compaction, and liquefaction can be a major hazard. Settlement of the order of 17% of the layer thickness would result for the idealised model of sand consisting of spheres of equal dimensions experiencing compaction from the loosest state to the densest state.

It may be assumed that sands with relative densities less than 50% will experience compaction and cause significant settlement.

In general, interactive effects for bridge structures founded on bedrock can be ignored but it would be prudent to assess the interactive behaviour for anchorages of suspension bridges and the high stresses imposed on rock strata by arch bridges. The geology of the site is very important and planes of separation and the nature and condition of rock strata require careful investigation and identification.

The geotechnical engineer can assess the degree of severity of these events; provide the bridge engineer with appropriate solutions and assist with the important consideration of the influence of soil behaviour on the choice of bridge.

In conclusion the terms of reference to the reporter specified that the content should present matters where collaboration between bridge engineers and geotechnical engineers was of benefit to bridge design with special emphasis on interactive effects(Structure-Soil Interaction) and it is hoped that interest in the subject will be stimulated by this general report.

There is a growing awareness within the U.K. and U.S.A. of the need to consider interactive effects and develop new design methods which recognise the effects of ground displacements. Even if it is argued by some that there is no apparent advantage in making significant changes to current design methods because of small cost savings the desire to improve our analytical models, and ensure our idealisations compare favourably with reality, should be a sufficient incentive for close collaboration.

REFERENCES:

1. The Institution of Structural Engineers, London. A State-of-the-Art report on "Structure-Soil Interaction". April 1978

2. "Penetration Testing in the United Kingdom" State of the Art Report. Proc. European Conf. on Penetration Testing. Stockholm 1974.

3. Thorburn, S. "Tentative Correction Chart for the Standard Penetration Test in Fine-Grained Non-Cohesive Soils". Civ. Eng. and Public Works Review No. 58 1963.

4. Thorburn, S. "The Static Penetration Test and the Ultimate Resistances of Driven Piles in Fine-Grained Non-Cohesive Soils". Structural Engineer 54. No. 6 June 1976.

5. Terzaghi, K. "A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations" Journal of the Boston Soc. of Eng. April 1936.

6. Terzaghi K. "Large Retaining Wall Tests-Pressure of Dry Sand" Engineering News Record. February 1934.

7. Rowe, P.W. "Stress-Dilatancy, Earth Pressures, and Slopes" Journal of the Soil. Mech. and Found. Eng. ASCE.,May 1963.

8. Rowe, P.W. and Peaker K. "Passive Earth Pressure Measurements" Geotechnique.

9. Broms, B. "Lateral Earth Pressures due to Compaction of Cohesionless Soils" Proc. 4th Conf. on Soil Mech. Budapest 1971.

10. Thorburn S and Reid, W.M. "Incipient Failure and Demolition of Two-Storey Dwellings due to Large Ground Movements" Proc. Conf. on Large Ground Movements and Structures, Cardiff 1977.

11. Thorburn S. and Buchanan, N.W. "Pile Embedment in Fine-Grained Non-Cohesive Soils" Proc. ICE Conf. on Recent Developments in the Design and Construction of Piles, London 1979.

12. Guide to Bridge Hydraulics. Road Transportation Association of Canada.

Leere Seite
Blank page
Page vide

XIc

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures

Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

YOSHIAKI YOSHIMI
Professor
Tokyo Institute of Technology
Tokyo, Japan

SUMMARY
Compared with structural materials, soils are highly complicated and variable, requiring more conscious efforts in evaluating their properties and in coordinating design and construction. Participation of a geotechnical engineer in the earliest stage of project planning is highly desirable.
Selected topics in new problems (environmental problems and offshore structures) and recent developments in geotechnical engineering are discussed briefly. Well-documented case histories are particularly valuable in geotechnical engineering, and their publication should be encouraged.

RESUME
Comparés avec les matériaux de construction, les sols sont de caractère beaucoup plus complexe et varié et exigent bien plus d'efforts pour évaluer leurs caractéristiques et pour coordonner le projet et la construction. La participation d'un expert en géotechnique est très recommandée dès le premier stade du projet.
Différents problèmes nouveaux (problèmes d'environnement, constructions "off-shore") et quelques développements récents dans la géotechnique sont exposés brièvement. La publication d'expériences pratiques ("case-studies") bien documentées, est particulièrement précieuse pour le développement de la géotechnique appliquée, et de telles publications doivent donc être vivement encouragées.

ZUSAMMENFASSUNG
Verglichen mit den üblichen Baumaterialien sind die Baugrundeigenschaften weit komplexer und variabler und erfordern demzufolge einen grösseren Aufwand zur Abschätzung ihrer Eigenschaften sowie zur Abstimmung von Entwurf und Bemessung. Der Baugrundspezialist sollte deshalb schon in einer früheren Entwurfsphase beigezogen werden.
Es wird über ausgewählte neuere Fragestellungen berichtet (Umweltprobleme, "Off-shore"-Bauten), und es werden die neuesten Entwicklungen im Bereich der Geotechnik kurz dargestellt. Die Schilderung von Beispielen aus der Praxis anhand von gut dokumentierten Fallstudien ("case-studies") ist für die Entwicklung der Geotechnik äusserst wertvoll, und solche Publikationen sollten demzufolge gefördert werden.

1. INTRODUCTION

The writer was given the task of preparing an introductory report on the Influence of Soil Behavior on Structural Design that was to be subdivided into the following topics.

a) Collaboration between the structural engineer and the geotechnical engineer:
   —What does the structural engineer expect from the geotechnical engineer?
   —What does the geotechnical engineer expect from the structural engineer?
   —Ways for cleverer cooperation and mutual responsibilities
   —New procedures and design methods in geotechnical engineering

b) Case histories. Examples of soil-structure (and of geotechnical engineering-structural engineering) interaction in eminent structures all over the world (foundations, dams, etc.).

With ever increasing sophistication in analysis and design, and with a deluge of reports and papers, it is now next to impossible for an engineer to stay abreast with the latest developments in more than one specialty. This probably explains the reason why it is difficult for the structural engineer to understand what the geotechnical engineer is doing, and vice versa. Rather than trying to understand each other completely, we should therefore try to cooperate with the understanding that differences do exist. Let us review such differences in the following chapter.

2. SOILS VS STRUCTURES

The design process as described in Fig. 1 may be applicable to both geotechnical and structural engineering. But the underlined items are peculiar to geotechnical engineering or require more conscious efforts in geotechnical engineering, primarily because soils are much more complicated than steel and concrete.

Soils are usually nonhomogeneous and anisotropic, and exhibit nonlinear stress-strain relationship even at very small strains. The marked nonlinearity is due to the fact that soils consist of uncemented particles whose mechanical behavior is primarily governed by intergranular friction. With regard to saturated soil, interaction between soil skeleton and pore water, represented by the concept of effective stress, is a particularly important point that distinguishes soil from structural materials. Because of the presence of pore water, even a simple one-dimensional compression problem becomes a boundary value problem with time-dependent deformation called consolidation. The presence of pore water may also cause a catastrophic failure called liquefaction.

Besides having complicated material properties, soils are natural materials and their properties vary from place to place. This makes subsurface investigation essential in geotechnical engineering, and perhaps led Terzaghi to draw analogy between foundation engineering and medicine in which diagnosis is essential. Thus, soil mechanics and geology are comparable to physiology and pathology that must be mastered by those who practice either art. The <u>Initial Observation</u> in Fig. 1 consists of macroscopic grasp of the soil profile and groundwater conditions compatible with local geology and construction experience, and evaluation of relevant soil properties through tests.

Because of the complicated and variable properties of soil and our limited ability to evaluate them, the Model for Analysis in Fig. 1 may be considerably different from the Real Problem, and the Analytical Method may contain inaccuracies; therefore <u>Correction</u> is necessary when we apply the Result of Analysis to Design. The engineer who makes the correction must be thoroughly familiar

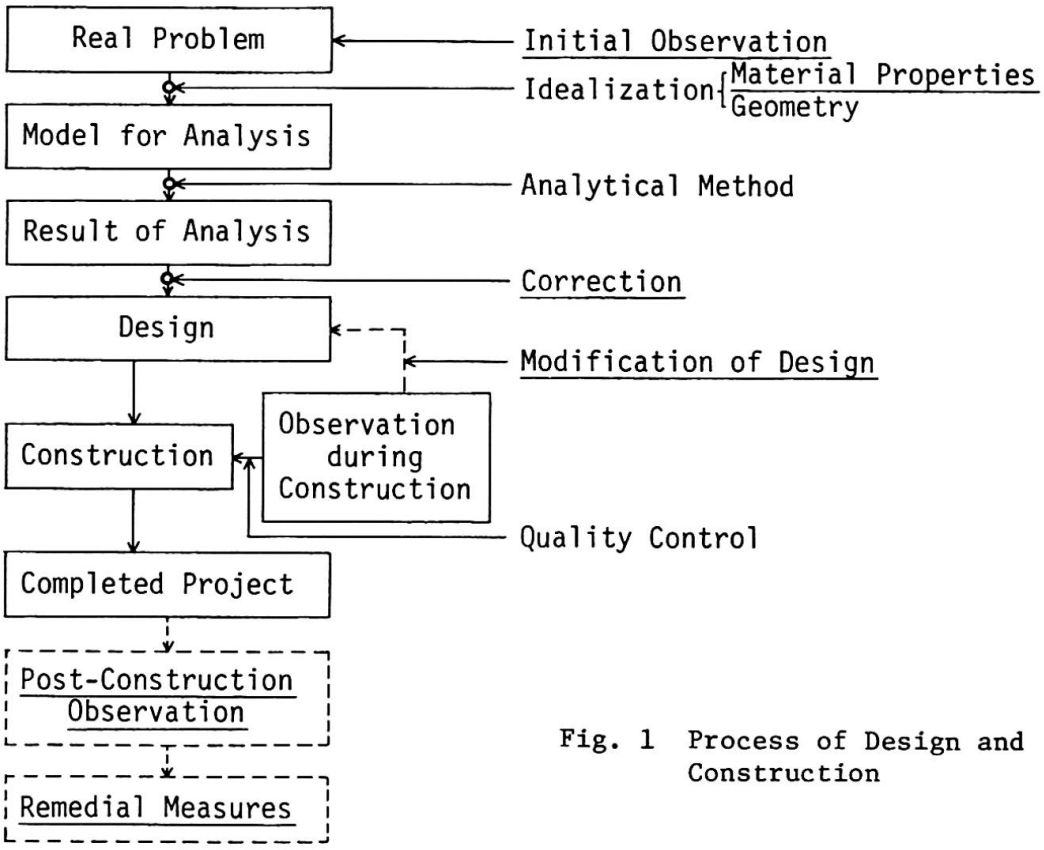


Fig. 1 Process of Design and Construction

with the soil profile, the idealization process and the limitations of the analytical method.

Compared with superstructures which are constructed by well-proven methods with man-made materials of predictable properties, soils require much closer coordination between design and construction. This topic was discussed at the Specialty Session on Relationship between Design and Construction in Soil Enginering during the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [5], in which emphasis was placed on the interaction between design and construction concerning the performance of foundations and the influence of construction procedures and construction schedule on the prediction of foundation behavior.

Observation During Construction is made for the following purposes:

- For quality control of construction
- For the "observational method" [16] in which design is modified during construction
- To provide information for future projects.

Our knowledge of a soil profile generally improves as we proceed with construction. For example, excavation for basement reveals full cross-sections of the soil for which we previously had only limited access through a few boreholes. Heave of the bottom of an excavation gives reliable measure of the stress-strain relationship of the ground as a whole.

Careful comparison between our prediction before construction and the soil behavior observed during construction allows us to check our design and improve its reliability.. Substantial economies can be achieved if an original design which has turned out to be overconservative can be modified during construction.

The observational method was successfully practiced by Terzaghi, and its advantages and limitations were discussed by Peck [16]. According to Peck, the prerequisite for the observational method is that "the engineer is thoroughly conversant with his problem, makes continuous alternations of designs and procedures as the information is obtained and has the authority to act quickly upon his decisions and conclusions."

Earth structures such as dams and embankments are particularly conducive to design modifications during construction. Attempts have been made to apply the observational method to embankment construction in which reliability-based design concept is utilized [12]. The probabilistic approach to geotechnical engineering problems will be discussed in Chapter 5 of this report.

When slow processes such as consolidation settlement and creep deformation are involved, or when the design is governed by future events such as earthquakes, strong winds, etc., post-construction observations are necessary if we want to compare our designs with the actual soil behavior. The post-construction observations are made either to provide information for future projects or with a definite intention to take remedial measures when necessary. Attempts have been made in Japan to observe the seismic response of structures and foundations by installing accelerometers on buildings, bridge piers, dams, piles, etc., and the results of the observation are being utilized in structural and foundation design. Zeevaert described a case in which possible tilt of a 43-story building could be rectified by differential pumping of groundwater from deep wells which had been installed below the structure [24].

Usually, a change in the absolute elevation of a structure is not detrimental. For example, a settlement of say 30 cm of a structure may not affect its function, safety or appearance, provided that the structure settles uniformly and that provisions are made with the utility lines and entrances to accommodate the settlement. Where the ground itself undergoes movements, e.g., subsidence or heave, it may even be more desirable to let the structure move with the ground.

What we must avoid is differential settlement that occurs after a structure has been completed and all important connections have been made. Probably because of the prevalence of masonry structures which are sensitive to differential settlement, extensive studies have been made in Great Britain on settlement prediction and design criteria based on differential settlement. Burland and Wroth [3] and Burland et al [4] presented excellent state-of-the-art reviews on the topic. Mexican geotechnical engineers have developed ingenious methods to design and construct foundations in extremely soft ground in Mexico City. Zeevaert presented an elucidating account of the science and art of foundation design for difficult soil conditions [25].

3. COLLABORATION BETWEEN THE STRUCTURAL ENGINEER AND THE GEOTECHNICAL ENGINEER

Before we attempt to discuss possible ways for better collaboration between the structural engineer and the geotechnical engineer, let us remember that there are other parties who often have vital influence on the decision concerning design and construction. They are the owner, tenant, architect, mechanical engineer, contractor, building authorities, insurance company, neighbors, and public. The manner in which these parties interact each other depends on the sociopolitical system and may, therefore, vary from place to place. The writer wishes to concentrate on the following two topics which may be considered common in many countries:

—Reasonable criteria for design
—Early participation of the geotechnical engineer.

3.1 Reasonable Criteria for Design

Criteria for design are determined on the basis of function (serviceability), safety, comfort, economy, and visual appearance, the priority of one to another depending on the objective of the project under consideration. Although some of the above items are subjective, we must eventually decide on certain quantities to define the criteria in order to proceed, i.e., safety factor and allowable movements (settlement, heave, or lateral movement), or their probabilistic counterparts in reliability-based design.

For the sake of simplicity, let us confine our discussion to allowable movements. Both laymen and engineers other than geotechnical engineers tend to consider the ground as a solid mass. Even structural engineers who are accustomed to computing deformations of a superstructure often assume that the base of each column is restrained against displacements. Would it be possible that those idealized line drawings of structural frames having the symbols or at the lower end of each column have a subconscious effect?

Being used to working with close tolerances measured with a micrometer, mechanical engineers tend to demand equally close tolerances for foundation movements. Peck [18] cited an example in which the base of a tracking radar station was not allowed to move more than 0.06 mm. It is noteworthy that "it took at least a year for the members of the various diciplines involved in the design and construction of the tracking radars to learn enough of a common language to appreciate the nature of the problem, [and to agree that] the original tolerances were utterly unrealistic and unnecessary" [18].

It is hoped that the structural engineer who is usually closer to the source of information concerning functional restrictions on foundation movements can help the geotechnical engineer by checking the limiting movement to see if it is unrealistic or unnecessary. If it is unnecessary, by all means reprove it. If it is unrealistic but necessary, it must be accommodated by providing adjustable connections in the superstructure or mechanical system.

3.2 Early Participation of the Geotechnical Engineer

It is not uncommon that the geotechnical engineer is asked to participate in foundation design after the site has been selected and architectural plans have been completed, or after troubles have developed during construction. There have no doubt been many instances in which earlier participation of competent geotechnical engineers could have prevented foundation failures or waste of money. On the other hand, there are many foundations which have been successfully designed by structural or civil engineers in a routine manner.

The question is: "shall we need a geotechnical engineer for the next project?" Under favorable conditions, the question may be answered on the basis of local experience alone. In general, however, it is desirable to consult a geotechnical engineer for his advice on that specific question. That can best be accomplished by letting him join a design team consisting of the owner, architect, structural engineer, et al, as shown in Fig. 2. The design team will decide whether or not the foundation design should be carried out by a geotechnical engineer, and review the finished design in either case.

Fig. 3 shows an example in which the soil conditions dictated the location of 12-story residential buildings as well as the method of soil stabilization and the type of foundation. The site is part of a flat reclaimed land along the coast of Tokyo Bay, and the soil profile consists of 5-m thick hydraulic fill, 10-m thick loose alluvial sand, and soft (normally consolidated) alluvial silty clay having variable thicknesses (26 to 42 m), and dense diluvial sand [19].

It can be seen in Fig. 3 that most buildings are located along the contours and away from steep slopes of the bearing stratum. To overcome the problems of low bearing capacity, high liquefaction potential, and consolidation settlement, the hydraulic fill and the upper part of the alluvial sand were densified by vibro-flotation, and the buildings were supported by steel pipe piles driven into the dense diluvial sand. The upper part of some of the piles was sheathed in larger steel pipes to reduce downdrag forces from the surrounding soil. Of the total cost including landscaping, 0.26 % was spent for the subsurface investigation and field pile load tests, 1.36 % for the soil stabilization, and 13.6 % for the piles [19]. Despite the high cost, long point-bearing piles are often used in Japan because of the high seismic risk.

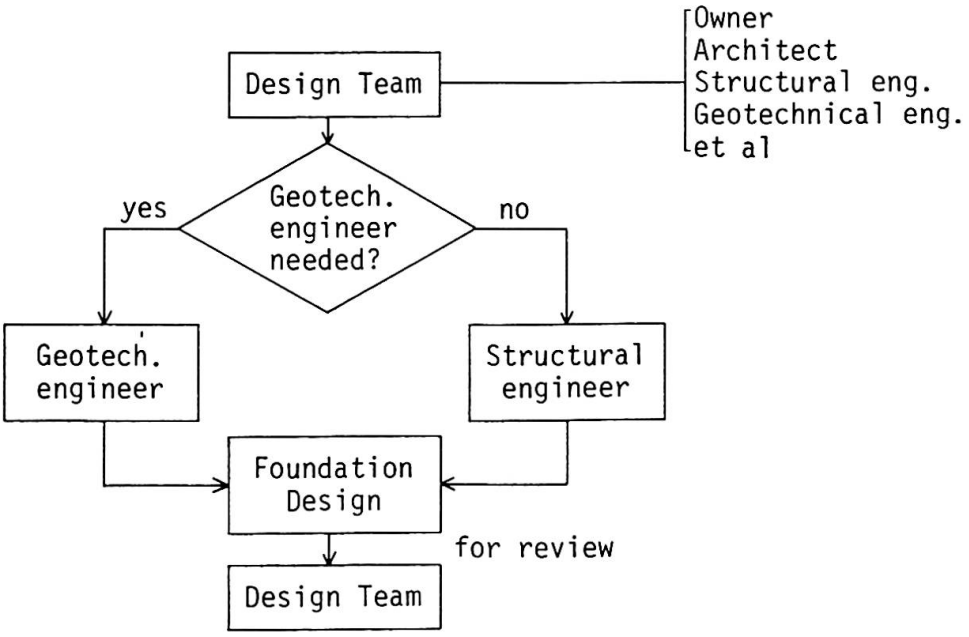


Fig. 2 Suggested Method to Share Responsibility for Foundation Design

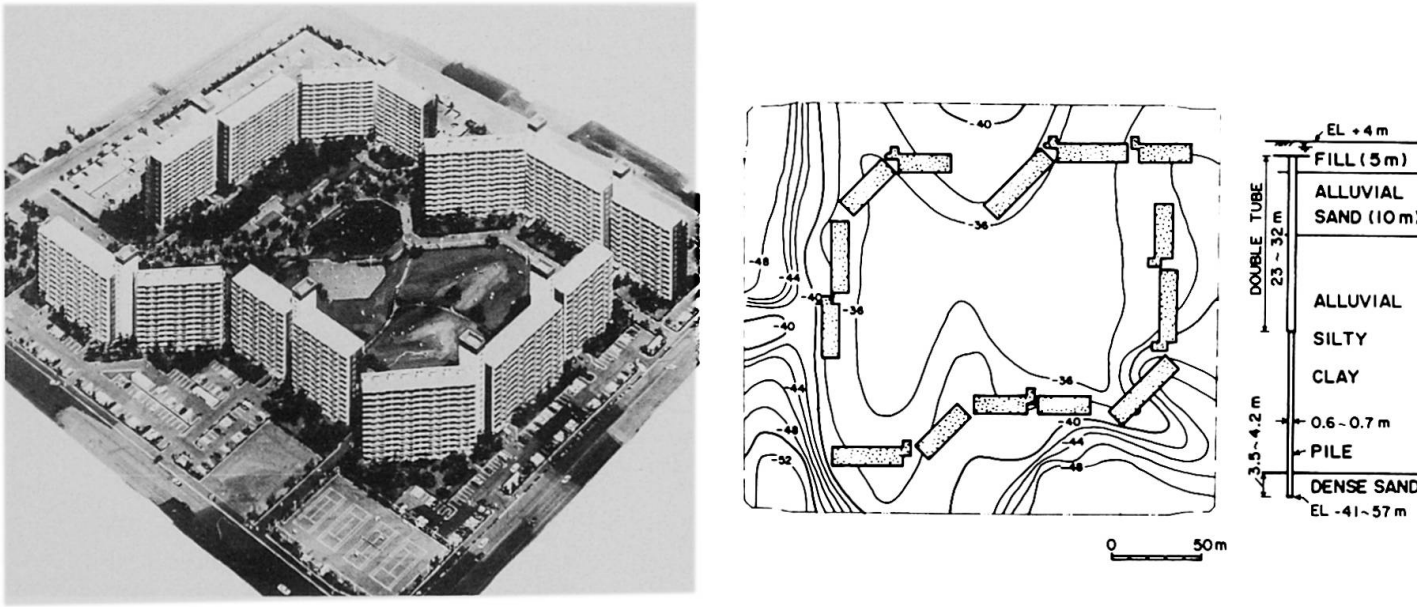


Fig. 3 High-Rise Residential Buildings in Urayasu, Japan. (Numbers along contours show elevations of dense sand supporting point-bearing piles. Photo courtesy of Oriental Land Co., Ltd.)

Referring to Fig. 2 again, the structural engineer will take charge of the foundation design when the design team decides so. The routine design of foundation by the structural engineer may be expedited by suitable design manuals. Such manuals are widely used in Japan [2, 8]. The most voluminous one is the 667-page Design Standards for Building Foundations [2] and its publisher, the Architectural Institute of Japan*, has sold 42,000 copies of its latest edition since 1974. The popularity of the manual is probably due to the fact that it gives specific guidance on how to carry out numerical calculations, and that it has earned recognition of the building authorities. There are criticisms, however, that the use of the manual is often overextended by some structural engineers and building officials to situations beyond routine design.

4. NEW PROBLEMS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

The geotechnical engineer must face more challenging problems as the structures become taller and heavier, the available sites become less favorable, and the public becomes less tolerant of nuisances associated with soil behavior during and after construction. Two topics, i.e., environmental problems and offshore structures are briefly discussed here as examples of new problems facing the geotechnical engineer. The awareness of these problems by the geotechnical engineering community was demonstrated by the fact that they were selected as session topics for the last and the next International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), as follows:

- Geotechnical Engineering and Environmental Control, Specialty Session 11, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977 [15]
- Environmental Control, Session 6, 10th ICSMFE, Stockholm, 1981
- Geotechnical Problems in Ocean Engineering, Specialty Session 7, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977 [13].

4.1 Environmental Problems

Ground movements in adjacent sites caused by excavation, dewatering, and settlement are not new. Under difficult soil conditions, it is not feasible to eliminate those problems completely, and reasonable compromise should be sought concerning allowable movements.

Chemicals used for soil stabilization may contaminate groundwater, and must be handled with caution [1]. In Japan, all chemicals except sodium silicate have been banned, and any user of sodium silicate grout is required by the government to monitor the quality of the groundwater around the site. Specifically, the owner of the project must do the monitoring before, during, and for six months after the grouting, and must be prepared to stop the grouting as soon as the quality of the groundwater fails to meet certain standards [14].

Pile driving in urban areas has been blamed as a major nuisance in terms of noise, ground vibration, ground displacements (settlement, heave, lateral movement), and air pollution, of which noise is the most objectionable. Because hammer driven piles are considered superior to bored piles in terms of load carrying capacity, reliability, and installation costs, selection of a less

* Structural and foundation engineering for buildings are covered by the Institute, not by the Japan Society of Civil Engineers. Likewise these subjects are taught in a Department of Architecture and Building Engineering, not in a Department of Civil Engineering, in college and technical high school.

noisy alternative results in inferior performance or economic loss. Attempts have been made to muffle the noise of driving piles by means of covers attached to the rig as shown in Fig. 4.

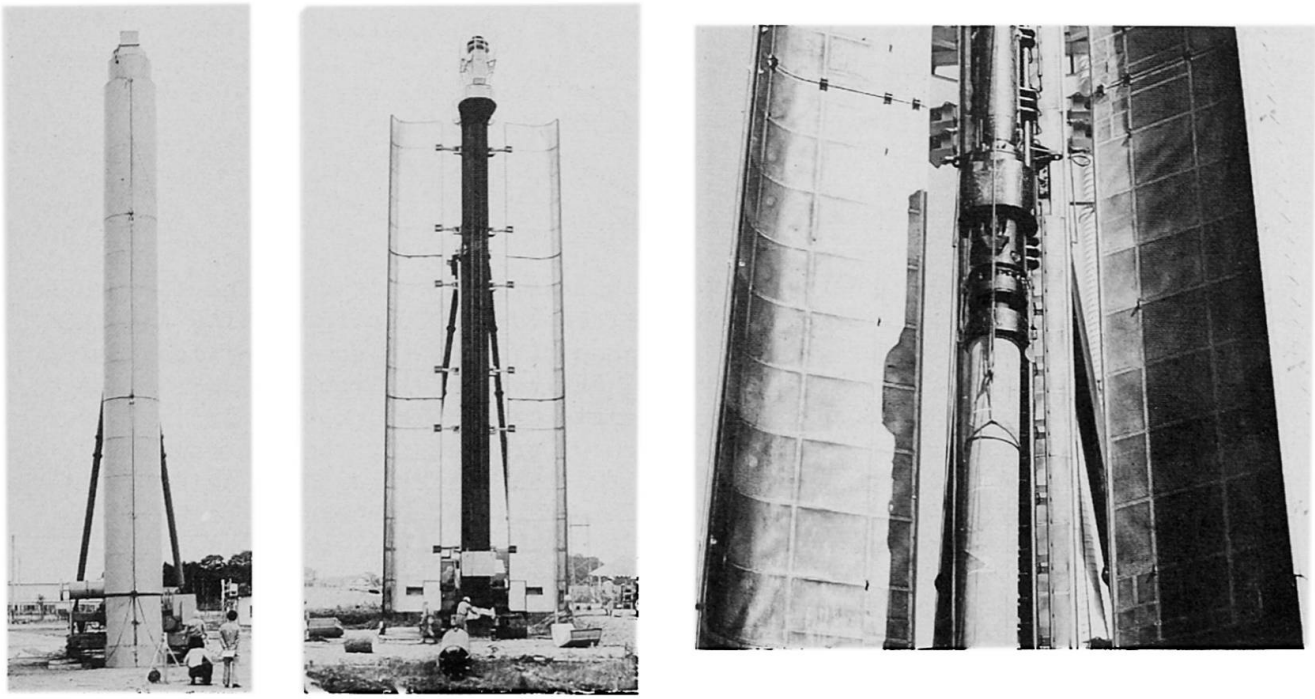


Fig. 4 Noise-Reducing Cover for Pile Driving Rig (Photo courtesy of the Japan Association for Steel Pipe Piles)

4.2 Offshore Structures

Offshore drilling platforms have become comparable in size to high-rise buildings as we attempt to explore the continental shelf to ever increasing depths, as deep as 300 m. These enormous structures challenge the skills of the geotechnical engineer as well as the structural engineer, particularly by severe dynamic loading conditions, i.e., irregular cyclic loading by storm waves and possible collisions with ships or ice. Where epicenters of major earthquakes are located offshore as in Japan, offshore structures are expected to encounter extremely violent ground motions for which we have had no previous experience.

The loadings themselves affect both the structural engineer and the geotechnical engineer, but the geotechnical engineer must face the additional task of subsurface investigations below the ocean floor for estimating the bearing capacity of the foundation against the dynamic loading involving possible liquefaction problems [11]. Unlike the liquefaction of saturated soil due to earthquakes that may be approximated by undrained conditions, dissipation of excess pore water pressures during wave loading may be significant in the soil supporting offshore structures. Analytical methods are now available for treating two-dimensional problems of soil liquefaction involving simultaneous pore pressure generation and dissipation [21].

5. RECENT DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

Recent developments in geotechnical engineering may be classified into the following categories:

- Subsurface investigation and laboratory tests
- Construction methods
- Analysis and design

In view of its vital importance in geotechnical engineering, subsurface investigation has long been studied very seriously. Recent advances in our analytical capabilities, e.g., the finite element method, have stimulated renewed efforts to seek more reliable stress-strain relationships of soils and rocks. Some attempts for undisturbed sampling of sands below groundwater table [7, 23] and self-boring pressuremeters [10] have produced encouraging results. Significant advances have been made in laboratory and field testing methods to determine dynamic properties of soils [22].

In Japan, slurry trench walls have been used extensively in urban areas in order to minimize noise and displacements of the surrounding ground. Recent efforts have been aimed at providing structural joints between the wall segments so that the walls could serve as permanent shear walls capable of resisting seismic load as well as lateral earth pressure. That and other examples of recent developments in geotechnical construction in Japan were summarized by Fukuoka [6].

Modern analytical methods such as the finite element method have been used in a variety of geotechnical engineering problems for both static and dynamic loading conditions. It appears that the analytical methods have already achieved an adequate level of sophistication, considering the uncertainties in the mechanical properties of soils and in loading conditions.

Probabilistic approach to solving geotechnical engineering problems seems quite natural when we consider the inherent variability in soil properties and uncertainties involved in determination of the in situ properties. Fig. 5 shows the number of technical papers published on this subject in five journals and in the proceedings of two international conferences (the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, and the International Conference on Applications of Statistics and Probability on Soil and Structural Engineering) [9]. Curve A in the figure includes papers on soil classification, statistical distribution of soil properties, regression or correlation among soil properties, and statistical sampling. On the other hand, Curve B consists of papers on stochastic prediction, reliability analysis, optimization in design and construction, and quality control in earthwork construction. Following a modest start, the interest in the subject has increased significantly since 1970.

Caution has been expressed on a statistical treatment of soil properties in view of the fact that natural soil deposits consist of thin discrete units which have been formed by certain geological processes [17]. An average value may have entirely different meanings depending on the soil behavior. When we want to estimate settlement which is vertical strains integrated over the depth, positive and negative deviations from the mean value tend to cancel out. On the other hand, when a failure condition is caused by local weaknesses as in the case of slope failure due to liquefaction, a mean value of soil properties straddling the weak zone will give misleading impressions.

It is perhaps too early to predict whether the reliability-based design will be accepted by practicing geotechnical engineers. But the writer hopes that the

method will supplement the important but elusive "engineering judgment," and provide a common language for better cooperation betweeen the structural engineer and the geotechnical engineer.

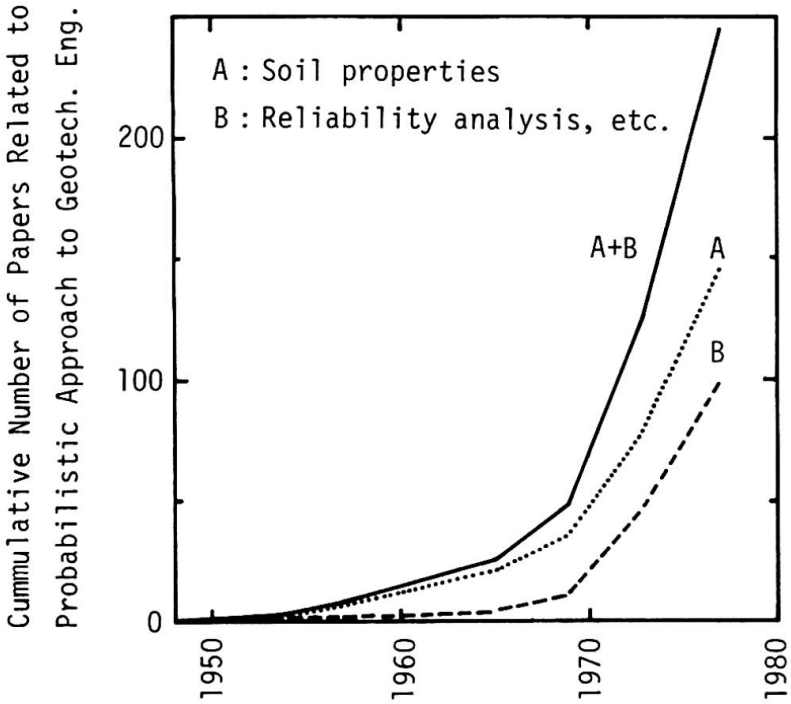


Fig. 5 Research Activities in Geotechnical Engineering Concerning Probabilistic Approach

6. CASE HISTORIES

All the foundations and earth structures that have ever been constructed may be considered full-scale tests for subsequent geotechnical projects. Because intentional full-scale tests are not feasible, well-documented case histories of the existing projects, both success and failure, are very useful. However, because soil conditions at two sites are not exactly alike, we cannot simply copy a previous design even though the superstructures may be alike. For a case history to be useful, it must contain the following:

- Detailed account of reliable observations of the soil profile, groundwater conditions, soil properties, and foundation behavior
- Rational explanation of the observed foundation behavior on the basis of the soil conditions and relevant theories.

Classical examples of excellent case histories were presented by Terzaghi [20]. Careful planning for obtaining relevant data is required to prepare a good case history. Those who are affiliated with design or construction organizations usually have better access to field data than academicians, but tend to be too busy. On the other hand, those affiliated with teaching or research organizations who have time to write do not have access to field data. In some cases, the owner does not permit publication of technical details of his project. As a result, a great deal of valuable data remain dormant. In order to stimulate outflow of case histories, the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering plans to publish an 800-page book of case histories in 1980 in commemoration of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering held in Tokyo in 1977.

7. CONCLUDING REMARKS

In this Introductory Report, the writer has attempted to point out some problems concerning the relationship between the structural engineer and the geotechnical engineer. Because the presentation has been made from the viewpoint of the geotechnical engineer, the question of what the structural engineer expects from the geotechnical engineer has been left unanswered.

The writer believes that the key to success is to let the geotechnical engineer participate at the earliest possible stage of project planning so that he can assist the architect and structural engineer in selecting the basic structural format as well as helping the owner in site selection and site development.

ACKNOWLEDGMENTS

The writer is grateful to the present and past members of the Subcommittee on Building Foundations, the Architectural Institute of Japan, Mr. Y. Kakegai of Kume Architects-Engineers, and Mr. T. Kimura of Kimura Structural Engineers for their valuable suggestions on the selection of topics for this report.

REFERENCES

Note: ASCE = American Society of Civil Engineers
ICSMFE = International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
SMFE = Soil Mechanics and Foundation Engineering

1. Ando, S. and Makita, M.: Environmental Impacts on Groundwater by Chemical Grouting, Paper I/2, Ref. [15], 1977.

2. Architectural Institute of Japan: Design Standards for Building Foundations, 1974, 667 pp. (in Japanese).

3. Burland, J. B. and Wroth, C. P.: Settlement of Buildings and Associated Damage, Settlement of Structures, Pentech Press, London, 1975, pp. 611-654.

4. Burland, J. B. et al: Behavior of Foundations and Structures, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 495-546.

5. D'Appolonia, E. and Guerra, G. P. (ed.): Relationship Between Design and Construction in Soil Engineering, Proc. Specialty Session 3, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, D'Appolonia Consulting Engineers, Inc., Pittsburgh, Pa.

6. Fukuoka, M.: The State of Geotechnical Engineering in Japan, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 3, pp. 213-220.

7. Ishihara, K. and Silver, M. L.: Large Diameter Sand Sampling to Provide Specimens for Liquefaction Testing, Proc. Specialty Session on Soil Sampling, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, pp. 1-6.

8. Japan Road Association: Design Manuals for Highway Bridge Substructures, 1969 (in Japanese).

9. Kuroda, K.: International Trend in Reliability-Based Design for Geotechnical Engineering Problems, Tsuchi-to-Kiso, Japanese Society of SMFE, Vol. 25, 1977, No. 11, pp. 35-41 (in Japanese).

10. Ladd, C. C. et al: Stress-Deformation and Strength Characteristics, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 421-494.

11. Lee, K. L. and Focht, J. A.: Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, Proc. ASCE, Vol. 101, 1975, No. GT 1, pp. 1-18.

12. Matsuo, M. et al: Dynamic Decision Procedure of Embankment Construction, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 117-120.

13. McClelland, B.: Geotechnical Problems in Ocean Engineering, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 3, pp. 513-523.

14. Ministry of Construction, Japanese Government: Tentative Instructions Concerning Chemical Grouting for Construction, 1974 (in Japanese).

15. Moh, Za-Chieh (ed.): Proceedings of the Specialty Session on Geotechnical Engineering and Environmental Control, MAA Publishing Co., Taipei, 1977.

16. Peck, R. B.: Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics, Géotechnique, Vol. 19, 1969, pp. 171-187.

17. Peck, R. B.: Presidential Address at 8th ICSMFE, Moscow, 1973, Vol. 4.1, pp. 156-159.

18. Peck, R. B.: Pitfalls of Overconservatism in Geotechnical Engineering, Civil Engineering, ASCE, Feb., 1977, pp. 62-66.

19. Takada, H., Oriental Land Co., Ltd., Tokyo: Private communication, 1979.

20. Terzaghi, K.: From Theory to Practice in Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1960, 425 pp.

21. Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K.: Two-Dimensional Pore Pressure Changes in Sand Deposits During Earthquakes, Proc. 2nd International Conf. on Microzonation, San Francisco, 1978, Vol. 2, pp. 853-863.

22. Yoshimi, Y. et al: Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 605-650.

23. Yoshimi, Y. et al: Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, Soils and Foundations, Japanese Society of SMFE, Vol. 18, No. 3, 1978, pp. 59-73.

24. Zeevaert, L.: Foundation Design and Behavior of Tower Latino Americana in Mexico City, Géotechnique, Vol. 7, 1957, pp. 115-133.

25. Zeevaert, L.: Foundation Engineering for Difficult Soil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., New York, etc., 1972.