

MAURIZIO TANZINI

FONDAZIONI

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

VERIFICHE GEOTECNICHE

DIMENSIONAMENTO

INDICE

<i>Presentazione</i>	Pag.	9
1 Introduzione	»	11
1.1. Importanza dell'ingegneria geotecnica	»	11
1.2. Progressi nel campo delle previsioni progettuali di grandi opere di fondazione ..	»	14
1.3. Aspetti geotecnici nella gestione dei progetti di grandi infrastrutture	»	15
1.4. L'importanza del monitoraggio nella costruzione delle opere geotecniche	»	19
1.5. <i>Riferimenti bibliografici</i>	»	22
2 Geologia e fondazioni	»	23
2.1. <i>Riferimenti bibliografici</i>	»	29
3 Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce con riferimento alla progettazione delle fondazioni	»	31
3.1. Proprietà caratteristiche dei terreni	»	31
3.1.1. Principali tipi di terre.....	»	31
3.1.2. Composizione granulometrica.....	»	32
3.1.3. Caratteristiche volumetriche dei terreni	»	33
3.1.4. Densità relativa per i terreni a grana grossa	»	37
3.1.5. Limiti di consistenza	»	39
3.1.6. Sistemi di classificazione	»	42
3.1.7. Effetti del contenuto d'acqua sul valore della densità e del peso dell'unità di volume	»	43
3.2. Resistenza al taglio e deformabilità dei terreni.....	»	47
3.2.1. Resistenza al taglio dei terreni non coesivi.....	»	47
3.2.2. Resistenza al taglio dei terreni coesivi	»	48
3.2.3. Deformabilità.....	»	52
3.2.4. Condizioni di equilibrio limite	»	55
3.3. Parametri geotecnici tipici dei terreni	»	57
3.3.1. Peso specifico e densità.....	»	57
3.3.2. Permeabilità.....	»	58
3.3.3. Caratteristiche di resistenza al taglio.....	»	59
3.3.4. Parametri di deformabilità.....	»	63
3.4. Classificazione e descrizione delle rocce	»	64
3.5. Resistenza al taglio e deformabilità delle rocce	»	67
3.6. Parametri geomeccanici tipici	»	75
3.7. Analisi statistica dei dati geotecnici	»	81
3.7.1. Istogrammi e distribuzioni di frequenza	»	81
3.7.2. Teoria delle probabilità	»	83
3.7.3. Tecniche di campionamento	»	87
3.7.4. Analisi di regressione	»	91
3.7.5. Parametri caratteristici nel contesto dell'Eurocodice 7.....	»	93
3.8. <i>Riferimenti bibliografici</i>	»	108
4 Capacità portante	»	111
4.1. Generalità.....	»	111
4.2. Valutazioni preliminari della capacità portante dei terreni	»	111
4.3. Capacità portante sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT	»	113
4.4. Capacità portante sulla base delle prove CPT.....	»	114
4.5. Teoria della capacità portante	»	115
4.6. Progettazione secondo l'Eurocodice 7	»	122
4.6.1. Brevi note storiche.....	»	122
4.6.2. I tre approcci progettuali	»	124

4.6.3. Principi base dell'Eurocodice 7.....	» 126
4.6.4. Verifiche agli stati limiti ultimi	» 133
4.6.5. Criteri di verifica degli stati limiti di esercizio	» 141
4.6.6. Analisi di sensibilità	» 141
4.6.7. Stabilità generale del sito	» 141
4.6.8. Ulteriori requisiti generali di progettazione	» 142
4.6.9. Esempio di verifica di una fondazione superficiale secondo l'Eurocodice 7	» 142
4.7. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 149
5 Valutazione dei cedimenti	» 151
5.1. Generalità.....	» 151
5.2. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana grossa.....	» 152
5.2.1. Metodo di Burland e Burbidge	» 153
5.2.2. Metodo di Schmertmann	» 156
5.3. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana fine.....	» 162
5.3.1. Parametri di compressibilità in condizioni edometriche.....	» 162
5.3.2. Calcolo del cedimento della fondazione	» 164
5.3.3. Teoria della consolidazione monodimensionale	» 165
5.3.4. Soluzioni numeriche dell'equazione di consolidazione monodimensionale	» 174
5.3.5. Correzione proposta da Skempton e Bjerrum	» 179
5.3.6. Consolidazione secondaria	» 180
5.4. Calcolo dei cedimenti di fondazioni su sabbie, limi e argille con il metodo del modulo tangente di Janbu	» 183
5.5. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 186
6 Interazione terreno-struttura	» 187
6.1. Introduzione.....	» 187
6.2. Distribuzione della pressione applicata dalla fondazione al terreno.....	» 196
6.3. Fondazioni continue a piastra per carichi di parete e plinti isolati	» 202
6.4. Reticoli di travi e platee	» 206
6.5. Travi continue	» 209
6.6. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 216
7 Fondazioni compensate	» 219
7.1. Generalità.....	» 219
7.2. Problemi da considerare nel progetto	» 220
7.3. Calcolo dell'innalzamento immediato o "elastico".....	» 224
7.4. Innalzamento dovuto al rigonfiamento	» 231
7.5. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 233
8 Fondazioni su pali	» 235
8.1. Generalità.....	» 235
8.2. Capacità portante ultima ottenuta da prove di carico sui pali.....	» 236
8.3. Carico limite ottenuto dai risultati di prove geotecniche sui terreni.....	» 238
8.3.1. Procedure per la progettazione secondo gli approcci 1 e 2	» 238
8.3.2. Procedura per la progettazione secondo l'Approccio 3	» 240
8.4. Esempi applicativi	» 241
8.4.1. Esempio 1	» 241
8.4.2. Esempio 2	» 243
8.4.3. Esempio 3	» 248
8.5. Calcolo della capacità portante dei pali	» 252
8.5.1. Valutazione pratica della capacità portante dei pali nei terreni coesivi	» 257
8.5.2. Valutazione pratica della capacità portante dei pali nei terreni non coesivi	» 265

8.5.3. Valutazione pratica della capacità portante dei pali in roccia.....	» 273
8.5.4. Valutazione pratica della capacità portante dei pali sulla base dei risultati delle prove SPT.....	» 275
8.5.5. Valutazione pratica della capacità portante dei pali sulla base dei risultati delle prove CPT.....	» 277
8.5.6. Il metodo ICP per i pali infissi	» 282
8.5.7. Portata di base in presenza di un terreno stratificato	» 292
8.5.8. Formule dinamiche	» 292
8.5.9. Portata ammissibile	» 295
8.5.10. Pali in gruppo	» 295
8.6. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 297
9 Fondazioni a pozzo	» 299
9.1. Introduzione.....	» 299
9.2. Impostazione del problema	» 300
9.3. Determinazione delle spinte sui pozzi.....	» 301
9.3.1. Metodi di calcolo “a rottura”.....	» 301
9.3.2. Metodi di calcolo “in condizioni di esercizio”	» 304
9.4. Opere provvisorie per la realizzazione dei pozzi	» 306
9.5. Esempio di progettazione di fondazioni a pozzo	» 309
9.6. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 323
10 Fondazioni di macchine	» 325
10.1. Introduzione.....	» 325
10.2. Metodi di analisi	» 326
10.3. Criteri progettuali	» 327
10.4. Cause del moto	» 328
10.5. Calcolo delle vibrazioni delle fondazioni	» 330
10.6. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 337
11 Fondazioni in zona sismica	» 339
11.1. Le nuove norme tecniche italiane per le zone sismiche e l’Eurocodice 8	» 339
11.1.1. Identificazione dei tipi di sottosuolo	» 340
11.1.2. Calcolo dell’azione sismica.....	» 342
11.2. Elementi di sismologia e dati sismici fondamentali	» 346
11.2.1. Origine dei terremoti	» 346
11.2.2. Tettonica delle placche continentali	» 347
11.2.3. Meccanismo del terremoto	» 348
11.2.4. Meccanismo del terremoto	» 350
11.2.5. Rischio sismico	» 353
11.2.6. Spettro di risposta	» 358
11.3. Caratterizzazione geotecnica in campo dinamico.....	» 360
11.3.1. Considerazioni generali	» 360
11.3.2. Proprietà determinabili da prove in sito	» 362
11.3.3. Proprietà determinabili con prove di laboratorio	» 365
11.4. Analisi della risposta sismica locale	» 370
11.4.1. Introduzione.....	» 370
11.4.2. Amplificazione locale del moto sismico	» 371
11.4.3. Metodi di analisi monodimensionale	» 375
11.4.4. Metodi di analisi bidimensionale	» 376
11.4.5. Soluzioni analitiche approssimate per il calcolo del moto sismico in superficie.....	» 379
11.4.6. Esempio di impiego del programma skake per l’analisi numerica della risposta sismica locale	» 380

11.5. Analisi del potenziale di liquefazione in depositi a grana grossa saturi	» 389
11.5.1. Considerazioni generali	» 389
11.5.2. Terminologia adottata e stato di deformazione stazionario.....	» 390
11.5.3. Valutazione del potenziale di liquefazione da prove di laboratorio	» 396
11.5.4. Valutazione del potenziale di liquefazione da prove in sito	» 401
11.6. Comportamento dei pendii in condizioni sismiche	» 408
11.6.1. Generalità.....	» 408
11.6.2. Metodo pseudostatico	» 409
11.6.3. Metodi avanzati per l'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche	» 410
11.6.4. Analisi dinamica	» 416
11.7. Aspetti sismici nella progettazione delle opere di sostegno	» 423
11.8. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 427
12 Fondazioni su terreni migliorati e rinforzati	» 429
12.1. Trattamenti colonnari.....	» 429
12.2. Colonne di ghiaia.....	» 435
12.3. Addensamento mediante compattazione dinamica	» 439
12.4. Addensamento mediante vibroflottazione.....	» 441
12.5. Preconsolidazione dei terreni coesivi mediante sovraccarico e dreni.....	» 447
12.5.1. La tecnica del sovraccarico	» 447
12.5.2. Dreni verticali	» 454
12.6. Consolidamento mediante iniezioni	» 460
12.7. Jet-grouting (gettiniezione)	» 461
12.8. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 469
13 Fondazioni su roccia	» 471
13.1. Capacità portante	» 471
13.2. Effetto delle discontinuità sulla capacità portante.....	» 476
13.3. Proprietà meccaniche dei giunti	» 480
13.4. Cedimenti della fondazione.....	» 481
13.5. Analisi di stabilità tridimensionali	» 482
13.6. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 497
14 Progettazione e costruzione delle dighe in terra.....	» 499
14.1. Introduzione.....	» 499
14.2. Il programma di indagine	» 499
14.3. Scelta e definizione della soluzione: tipo di diga	» 500
14.3.1. Dighe non zonate (omogenee)	» 500
14.3.2. Dighe zonate a nucleo largo	» 501
14.3.3. Dighe zonate a nucleo sottile	» 501
14.3.4. Dighe zonate a nucleo inclinato	» 502
14.3.5. Dighe con manto impermeabile	» 502
14.3.6. Hydraulic fills	» 503
14.3.7. Discariche di sterili di miniera (Tailings dams)	» 503
14.4. Fasi costruttive ed operative della diga.....	» 503
14.4.1. Metodo dell'equilibrio limite	» 505
14.5. Moto di filtrazione attraverso la diga	» 512
14.5.1. Sifonamento e sollevamento del fondo scavo.....	» 513
14.6. Progettazione dei drenaggi	» 515
14.7. Controllo della filtrazione	» 517
14.8. Aspetti fondamentali per la costruzione di un'opera in terra.....	» 523
14.8.1. Studio delle cave di prestito	» 523
14.8.2. Definizione delle caratteristiche di compattazione	» 523
14.8.3. La pressione interstiziale in un rilevato di terreno coesivo	» 531
14.9. Strumentazione	» 532
14.10. <i>Riferimenti bibliografici</i>	» 534

PRESENTAZIONE

La geoingegneria è destinata in futuro a diventare una specializzazione sempre più importante nell'ambito dell'ingegneria civile. Tra i principali campi nei quali la geoingegneria sarà determinante si può evidenziare la protezione dell'ambiente, lo sviluppo di nuove infrastrutture e la corretta manutenzione di quelle esistenti, il raggiungimento di tecnologie costruttive sempre più innovative ed efficienti, la sicurezza, la mitigazione dei rischi naturali come ad esempio la stabilizzazione e il consolidamento delle zone in frana.

Nella presente pubblicazione è riportato lo stato dell'arte per quanto concerne la progettazione geotecnica delle fondazioni, problematica particolarmente importante nella realizzazione delle strutture ed infrastrutture.

Nei primi capitoli sono analizzati gli aspetti più propriamente geologici e geotecnici che sono alla base di una corretta scelta della più idonea tipologia di fondazione e di un appropriato dimensionamento dell'opera agli stati limite sia ultimi sia di esercizio, come prescritto dalla nuova normativa europea (Eurocodice 7 e 8).

La corretta scelta della tipologia di fondazione, sia per le piccole sia per le grandi opere, riveste una fondamentale importanza sia sui costi sia sui tempi di realizzazione, come ampiamente illustrato, anche con degli esempi applicativi, nel capitolo 1.

La soluzione di un problema geotecnico, dalla progettazione alla costruzione, non può essere soddisfacente se non è accompagnata da una solida comprensione della composizione, struttura e comportamento meccanico dei terreni e delle rocce ovvero da una corretta caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, come discusso nei capitoli 2 e 3.

Il nuovo approccio indicato dalle normative europee (Eurocodice 7 e 8) basato sull'adozione di coefficienti di sicurezza parziali non solo sulle azioni ma anche sui parametri geotecnici, nonché sulle resistenze, rende ulteriormente importante e delicata la scelta dei parametri geotecnici (definiti valori caratteristici).

Un altro aspetto destinato a diventare sempre più importante nel bagaglio dell'ingegnere civile e geotecnico è una buona conoscenza della dinamica dei terreni e del comportamento delle fondazioni in zona sismica. Tali aspetti sono trattati nel capitolo 11, nel quale sono ripresi i concetti principali della normativa nazionale e dell'Eurocodice 8.

Alla luce della comprensione del comportamento meccanico dei terreni e delle rocce di fondazione e dell'interazione terreno-struttura, una volta stabiliti i cedimenti e le deformazioni ammissibili per la struttura in elevazione, nel capitolo 12 vengono illustrate le principali tipologie di fondazione e discussi i criteri per la scelta della tipologia più appropriata.

Da ultimo un capitolo è dedicato alle dighe in materiale sciolto che oltre all'indubbio interesse applicativo hanno fornito occasione, nello sviluppo dell'ingegneria geotecnica, per l'acquisizione di alcuni dei concetti fondamentali sui quali si basa la moderna geotecnica. Questo si è reso possibile grazie all'osservazione, mediante monitoraggio, del comportamento di tali opere sia durante la costruzione sia in l'esercizio nonché sulla base di numerose casistiche relative al collasso di dighe sia in condizioni statiche, in presenza dell'invaso, sia durante eventi sismici particolarmente intensi.

Le analisi a posteriori di tali rotture hanno, infatti, permesso una migliore comprensione del comportamento meccanico dei materiali da costruzione e dei terreni e delle rocce di fondazione delle dighe e, conseguentemente, è stato possibile migliorare i criteri progettuali ed i metodi costruttivi.

L'ingegneria geotecnica è a questo riguardo una disciplina sperimentale e, come Terzaghi e Peck hanno insegnato con il noto "Metodo Osservazionale", la fase progettuale di un'opera geotecnica non può mai essere disgiunta dalla fase costruttiva durante la quale occorre osservare l'effettivo comportamento dell'opera, verificandone le assunzioni e le previsioni progettuali.

1

Introduzione

1.1. IMPORTANZA DELL'INGEGNERIA GEOTECNICA

Il continuo sviluppo dell'ambiente urbano implica una, sempre più crescente, necessità di acquisire e sviluppare specifiche competenze geotecniche nell'ambito della progettazione delle opere civili e delle infrastrutture, nonché la necessità di usufruire maggiormente del sottosuolo e di siti che in passato erano stati scartati poiché ritenuti non economici per la costruzione di manufatti, ad esempio a causa delle scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni. Le nuove realizzazioni presentano e presenteranno sempre di più notevoli difficoltà in termini di pianificazione, progettazione e costruzione, ad esempio per la protezione ed il mantenimento dell'integrità di edifici e manufatti esistenti. La reale comprensione dell'interazione terreno-struttura, e delle conseguenti deformazioni indotte nei terreni interessati dalla costruzione, costituisce un aspetto di fondamentale importanza per la corretta progettazione di un'opera geotecnica, quale per esempio la progettazione di una struttura, un muro di sostegno o una galleria. Ecco quindi che, nel sempre più interdisciplinare campo della progettazione delle opere civili, le competenze geotecniche di tutti gli ingegneri progettisti nonché la presenza di ingegneri con una forte competenza specialistica nel campo dell'ingegneria geotecnica assumono fondamentale rilevanza per l'elaborazione di un progetto effettivamente fattibile, al riparo da imprevisti in corso d'opera ed in grado di minimizzare ogni potenziale danno su strutture adiacenti, in modo particolare per le opere storiche e monumentali, particolarmente sensibili al riguardo.

A questo proposito un'importanza fondamentale assume l'interazione tra l'ingegnere strutturista e l'ingegnere geotecnico. Infatti, fin dalle prime fasi della progettazione, molti sono i benefici raggiungibili tenendo in conto correttamente l'interazione fra terreno e struttura nello sviluppo del processo progettuale.

L'ingegneria geotecnica si è sviluppata in una serie sempre più numerosa di competenze specialistiche. Consideriamo ad esempio la progettazione di un semplice muro di sostegno:

- un geologo deve fornire le indicazioni sulla geologia locale;
- è necessaria la definizione dei parametri geotecnici di progetto dei terreni: questi possono essere forniti dall'ingegnere geotecnico specializzato nell'interpretazione delle indagini geotecniche in sito e di laboratorio;
- il programma lavori necessita la definizione delle diverse fasi costruttive;
- occorre definire il tipo di opera di sostegno più idonea anche dal punto di vista dei problemi esecutivi e delle tecnologie effettivamente disponibili da parte delle imprese specializzate presenti sul mercato;
- il muro di sostegno è analizzato utilizzando un programma di interazione terreno-struttura. Possibilmente viene utilizzato un programma agli elementi finiti da un'analista-specialista in modelli matematici;
- i momenti flettenti e le forze di taglio ricavate dall'analisi vengono inviate all'ingegnere strutturista per confermare o meno le dimensioni della struttura e dimensionare le necessarie armature.

Ovviamente, una sola persona può portare a compimento l'intero processo, ma l'esempio serve per mostrare il potenziale coinvolgimento di molti differenti specialisti persino nel caso della progettazione di un semplice muro di sostegno.

Un altro aspetto di particolare importanza nella progettazione geotecnica è quello dell'effettiva conoscenza sia delle tecnologie disponibili sia delle capacità delle imprese specializzate nella costruzione di opere geotecniche. Molte imprese inevitabilmente sono in grado di offrire un limitato campo di tecnologie a causa dell'elevato costo in termini di investimenti che comporterebbe la

disponibilità di macchinari e di personale specializzato in grado di coprire una vasta gamma di metodologie, per cui sono portate a vendere le sole tecnologie disponibili, a prescindere dal fatto che esse siano effettivamente le più idonee per il progetto in questione.

La progettazione di un'opera civile richiede le conoscenze generali per essere in grado di valutare le criticità di tutti i differenti aspetti in un ambito che richiede sempre più spesso competenze interdisciplinari. Una buona e competente progettazione necessita del raggiungimento di una sufficiente comunicazione e collaborazione fra i diversi specialisti coinvolti, per assicurare la coerenza e la congruenza fra le problematiche specifiche, le richieste progettuali e le scelte e le soluzioni adottate. Prendendo ancora una volta l'esempio del progetto di un muro di sostegno, un corretto sviluppo della progettazione dovrebbe permettere, per esempio, il raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- le problematiche geologiche rilevanti per il progetto in oggetto devono essere messe correttamente in evidenza da parte del geologo;
- i parametri geotecnici per la progettazione dell'opera devono essere congruenti con i livelli deformativi indotti nel terreno dalla costruzione della stessa tenendo conto del tipico comportamento non lineare dei terreni;
- il programma lavori e le fasi costruttive devono essere compatibili con la tipologia dell'opera di sostegno scelta;
- il metodo di installazione deve essere idoneo al sito e alle condizioni dei terreni presenti;
- il costo dell'opera e la complessità dell'analisi effettuata deve essere adeguata al progetto;
- il progetto strutturale dell'opera deve essere compatibile con i metodi di costruzione che le imprese specializzate sono effettivamente in grado di adottare.

Sulla base di quanto sopra assumono, pertanto, un'importanza fondamentale una buona competenza di tutti gli ingegneri coinvolti nella progettazione nei riguardi delle problematiche geotecniche, e la necessità di un costante aggiornamento professionale che permetta di essere al corrente dello sviluppo teorico, tecnico-scientifico e tecnologico nel settore geotecnico.

Tale competenza e aggiornamento permettono all'ingegnere civile di essere in grado di affrontare direttamente, in prima persona, le problematiche geotecniche meno complesse e, per quanto riguarda gli aspetti particolarmente complessi, di ottenere i migliori risultati dalla collaborazione con gli ingegneri geotecnici. Nel frattempo, gli stessi specialisti in geotecnica devono allargare il quadro delle loro competenze per essere in grado di collaborare sempre più efficacemente con gli altri specialisti e progettisti. A questo riguardo, occorre acquisire con umiltà la consapevolezza che la continua evoluzione del settore e quella delle conoscenze ed esperienze fanno sì che nessuno possa oggi pretendere di conoscere completamente lo stato dell'arte.

Si riporta di seguito un esempio particolarmente significativo delle problematiche geotecniche connesse con realizzazioni in ambito urbano di opere civili, relativamente alla costruzione, nel centro di Londra, di quattro grandi palazzi ad otto piani dopo la demolizione di vecchi edifici, capannoni e una centrale termica. Prima della costruzione dei nuovi edifici, è stata determinata l'adeguatezza delle fondazioni esistenti; ed è stata valutata l'interazione delle nuove fondazioni su pali con i manufatti preesistenti.

L'area interessata dalla costruzione dei nuovi edifici delle dimensioni di 90 m per 80 m è caratterizzata, infatti, dalla presenza sul lato ovest di una galleria ferroviaria situata ad una profondità di circa 10 m rispetto alla quota di imposta delle fondazioni dei nuovi edifici e a 12 metri di profondità da una strada importante indicata, in figura 1.1, come *New North Road*.

I tecnici delle ferrovie indicarono i seguenti criteri per garantire la salvaguardia e l'integrità della galleria (vedi figura): (1) mantenere una distanza minima di 5 m tra le fondazioni dei nuovi edifici e la galleria; (2) definire una zona di transizione nella quale i carichi applicati dalle fondazioni al terreno dovessero essere limitati. Tale zona di transizione è stata definita tracciando una linea, da 2 m al di sotto della galleria, inclinata di 45° rispetto all'orizzontale. L'indagine geotecnica ha evidenziato la presenza di materiali di riporto per uno spessore variabile fra i 2 ed i 4 m, al di sotto dei quali si ha la presenza di ghiaie e dell'argilla di Londra con intercalazioni sabbiose e argille appartenenti al *Lambeth Group*, fino ad una profondità di circa 24 m. Per le nuove fondazioni sono stati scelti dei pali trivella-

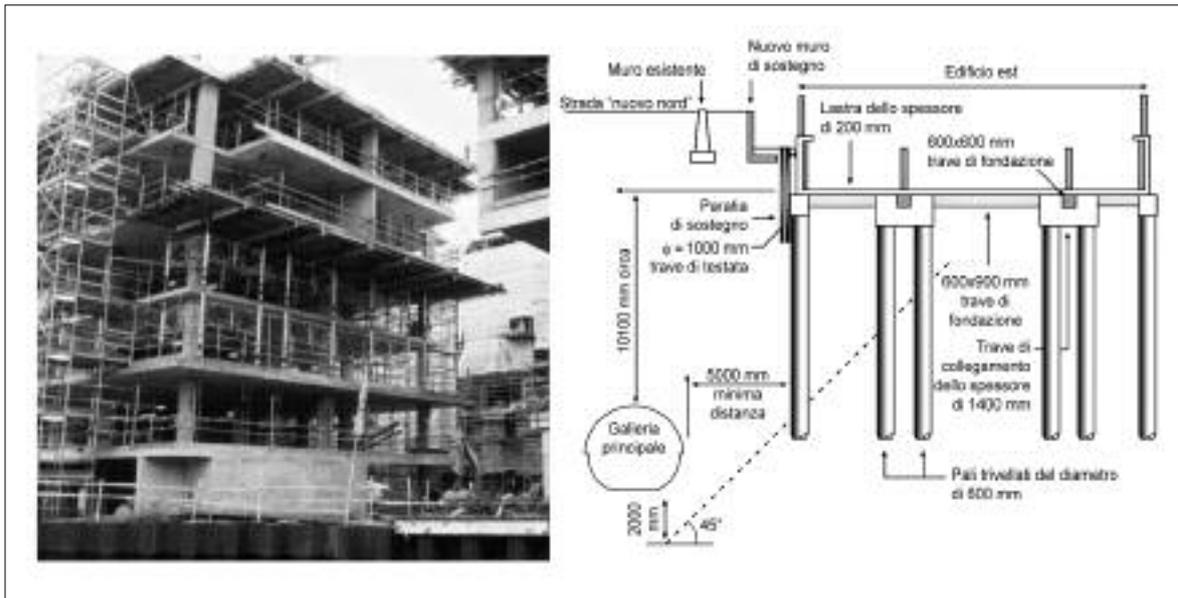


Figura 1.1. Sezione schematica relativa all'esecuzione delle fondazioni per la costruzione dei nuovi edifici ubicati nel centro di Londra

ti di diametro variabile da 450 mm a 750 mm e della lunghezza di 24 m, intestati nelle argille di Londra e nei terreni del *Lambeth Group*, con portate ammissibili comprese fra i 600 kN ed i 2500 kN. Nelle zone in cui i pali risultano ubicati in corrispondenza della zona di influenza della galleria ferroviaria, è stato messo in opera un rivestimento metallico dello spessore di 8 mm per lunghezze comprese fra 4.5 e 8.2 m, installato mediante tecniche di perforazione a rotazione, al fine di evitare che, in tali tratti, i pali trasferissero al terreno dei carichi tali da indurre sollecitazioni sul rivestimento della galleria. La problematica principale legata alla costruzione degli edifici era di non causare incrementi tensionali e conseguenti deformazioni al rivestimento della galleria ferroviaria, durante l'intera esecuzione dei lavori della durata di due anni. Uno speciale gruppo di esperti in ingegneria geotecnica è stato coinvolto per studiare l'impatto della costruzione sulla galleria. A questo riguardo è stato usato un programma agli elementi finiti che costituisce il più recente stato dell'arte nel campo delle analisi numeriche di opere geotecniche. Il programma, sviluppato all'Imperial College dal professore David Potts al fine di modellare la complessa interazione terreno-struttura, è stato utilizzato dallo stesso professore Potts e dal professore Burland per analizzare la Torre di Pisa e mettere a punto gli interventi che sono risultati risolutivi per ridurre la pendenza e garantirne il necessario grado di sicurezza; inoltre con il medesimo modello di calcolo sono stati valutati i cedimenti indotti sulle fondazioni del Big Ben di Londra durante gli scavi profondi necessari per la costruzione della nuova linea metropolitana di Londra (*Jubilee Line Extension*). Il problema della galleria ferroviaria da studiare e modellare era particolarmente complesso poiché il rivestimento della galleria era costituito da mattoni con alcune zone rinforzate mediante blindature in acciaio. Le analisi numeriche sono state eseguite assumendo un comportamento non lineare sia per il terreno sia per il rivestimento. Il gruppo di esperti, dopo avere rivisto tutti i dati geotecnici disponibili, ha chiesto l'esecuzione di sei sondaggi aggiuntivi spinti maggiormente in profondità al fine di avere un quadro geologico e geotecnico più accurato. Vennero inoltre effettuate apposite prove di laboratorio per valutare il potenziale di rigonfiamento delle argille a seguito sia della demolizione della centrale termica preesistente sia degli scavi profondi previsti per l'esecuzione di un parcheggio sotterraneo, e vennero prelevati in galleria campioni dei mattoni costituenti il rivestimento che sono stati sottoposti a prove di laboratorio per valutarne la resistenza. Durante l'intero periodo di costruzione, per valutare se le previsioni progettuali erano corrette, la galleria è stata opportunamente strumentata per controllare i movimenti in corrispondenza di alcune sezioni trasversali e longitudinali alla galleria. L'esecuzione dei lavori ha pienamente confermato le previsioni progettuali e la correttezza delle misure preventive adottate.

1.2. PROGRESSI NEL CAMPO DELLE PREVISIONI PROGETTUALI DI GRANDI OPERE DI FONDAZIONE

Reul e Randolph (*Géotechnique* 53, No. 3, 301-315, 2003) hanno presentato un interessante studio relativamente ai risultati di una dettagliata analisi a ritroso (*back-analysis*) di alcune piastre con pali su terreni costituiti da argille sovraconsolidate, per le fondazioni di grandi edifici e grattacieli realizzati a Francoforte nei primi anni '90. In particolare, rimandando per un maggiore approfondimento al citato articolo, riprendiamo i dati salienti relativamente al primo caso presentato che si riferisce al complesso per uffici Westend 1 delle dimensioni di 90 m · 100 m, costruito fra il 1990 ed il 1993, comprendente una torre dell'altezza di 208 m e un complesso contiguo dell'altezza di 60 m (vedi figura 1.2). I due elementi (la torre e l'edificio) sono stati fondati su due piastre separate. Con riferimento alla fondazione più delicata e complessa relativa alla torre, la fondazione adottata era costituita da una piastra delle dimensioni di 47 m · 62 m e di spessore variabile fra 3 e 4.65 m fondata su 40 pali trivellati della lunghezza di 30 m e del diametro di 1.3 m. La quota di imposta della fondazione era situata a 14.5 m dal piano campagna. In corrispondenza della fondazione la falda era situata a circa 7 m dal p.c. mentre i terreni di fondazione erano costituiti fino a 68 m di profondità dalle argille di Francoforte, dure e fortemente sovraconsolidate, caratterizzate da valori del limite liquido, dell'indice di plasticità e del contenuto naturale d'acqua molto simili a quelli dell'argilla di Londra. Al di sotto dell'argilla di Francoforte si ha invece la formazione dei calcari di Francoforte caratterizzati da un'alternanza di calcari massivi con strati di dolomie, sabbie e limi calcareo-marnosi e argille marnose la cui compressibilità poteva essere trascurabile in confronto a quella della sovrastante argilla di Francoforte. La progettazione della piastra su pali è stata effettuata con la finalità di contenere i cedimenti entro valori accettabili tenendo anche conto dell'interazione diretta fra la piastra ed il terreno. Con tale approccio progettuale, il carico trasmesso dall'edificio viene ripar-

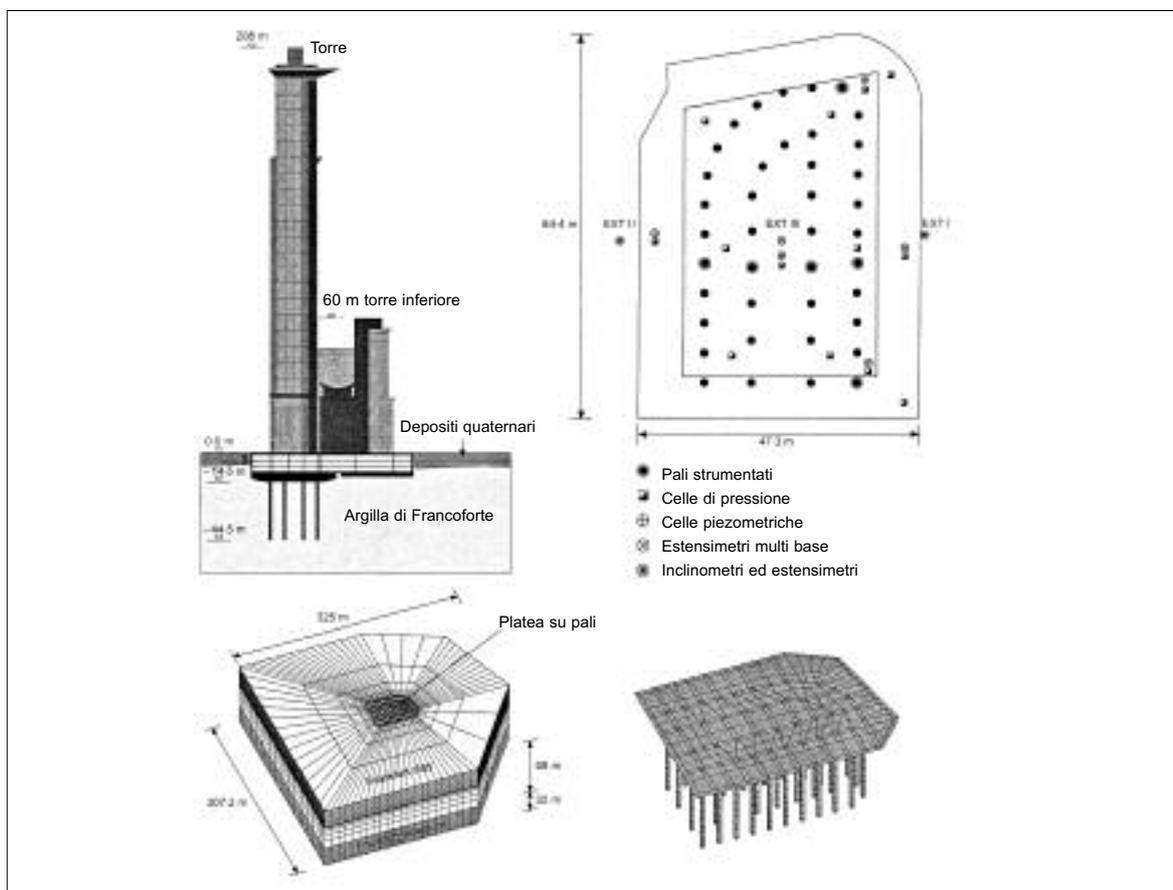


Figura 1.2. Complesso di Westend 1: (a) sezione trasversale; (b) pianta della piastra di fondazione della torre con l'indicazione della strumentazione di controllo; (c) reticolo di elementi finiti per l'analisi numerica con programma agli elementi finiti; (d) discretizzazione con gli elementi finiti della piastra di fondazione e dei pali

tito tra i pali e il terreno sul quale è impostata la piastra di fondazione, diversamente dal metodo tradizionale di progettazione nel quale i pali vengono dimensionati affidando loro tutto il carico della struttura in elevazione. Sempre con riferimento alla figura 1.2, per osservare il reale comportamento della fondazione su pali della torre erano stati strumentati sei pali ed installate tredici celle di pressione, cinque celle per misurare le sovrappressioni interstiziali, un estensimetro multibase e due sistemi combinati costituiti da inclinometro ed estensimetri multibase. È stato possibile, pertanto, sia valutare le effettive sollecitazioni sui pali scelti come rappresentativi sia misurare durante la costruzione ed in esercizio gli assestamenti dell'intera piastra di fondazione. Sulla base delle osservazioni effettuate, si è avuta una buona concordanza fra i valori misurati e quelli ricavati dall'analisi effettuata con un apposito programma agli elementi finiti. Ad esempio, il cedimento misurato nel baricentro della fondazione è risultato, dopo due anni e mezzo dal termine dei lavori, pari a 120 mm mentre quello ottenuto dall'analisi numerica era pari a 109 mm. Inoltre, le analisi agli elementi finiti hanno mostrato come, grazie all'installazione dei pali, i massimi cedimenti della fondazione possono essere ridotti del 51-63% rispetto a quelli di un'identica piastra senza pali di fondazione.

1.3. ASPETTI GEOTECNICI NELLA GESTIONE DEI PROGETTI DI GRANDI INFRASTRUTTURE

Negli ultimi venti anni si è assistito ad una notevole evoluzione nell'approccio alla gestione dei progetti di grandi infrastrutture. Le forme di contratto ed i rapporti fra il committente, le società di progettazione e l'impresa sono diventate sempre più sofisticate e, a detta di molti, soprattutto più complicate. Inoltre, si assiste ad una sempre maggiore tendenza verso la definizione di tempi, sia per la progettazione sia per la costruzione, sempre più stretti sulla base, soprattutto, della spinta dei committenti, una volta esclusivamente pubblici o quasi pubblici e ora, dopo le privatizzazioni, di fatto quasi privati. L'effetto della privatizzazione o della trasformazione di molti enti in società per azioni ha inoltre causato, sulla progettazione di molte infrastrutture, l'affermazione del concetto di perseguire, a tutti i costi, la soluzione caratterizzata dal minore costo.

Tuttavia, non è difficile comprendere che si può facilmente ottenere il paradosso che una dottrina pienamente comprensibile dal punto di vista commerciale (quella di perseguire il minore costo) se applicata in maniera non appropriata ad un campo essenzialmente di tipo professionale, come l'ingegneria, può comportare, di fatto, un colpo mortale proprio agli interessi commerciali che si vorrebbero difendere, causando, inevitabilmente, una divisione spesso insanabile fra “*management*” ed “*engineering*”.

Senza entrare nel merito di tale problematica, molti sono gli esempi in Italia e all'estero delle conseguenze negative di tale impostazione che spesso sortisce l'effetto esattamente contrario di realizzare le opere con un aggravio, a consuntivo, di costi e di tempi.

Per quanto riguarda le problematiche relative alla gestione dei progetti delle grandi infrastrutture, occorre rivalutare il ruolo assegnato all'ingegneria geotecnica con particolare enfasi all'intera durata del progetto, dai primi studi di fattibilità fino alla costruzione.

Molto spesso si nota che il ruolo dell'ingegnere geotecnico è percepito come quello di un semplice specialista, fra i tanti che costituiscono il gruppo di progettazione, e il suo contributo è opportunamente limitato ad alcuni compiti specifici come, ad esempio, l'indagine geotecnica.

A questo riguardo, molti *project manager* hanno spesso una concezione assai riduttiva dell'importanza degli aspetti geotecnici legati alla costruzione dell'opera e a questa opinione contribuisce anche la stessa comunità geotecnica che non è in grado di evidenziare le proprie capacità ed esperienze, in modo particolare per quanto concerne le grandi infrastrutture.

Di seguito s'illustreranno alcuni esempi che mostrano come possa essere migliorata la comunicazione fra i *project manager* e gli specialisti geotecnici, e quali vantaggi possono derivare, nella progettazione e costruzione di un'infrastruttura, da un maggiore coinvolgimento dello specialista geotecnico e da una maggiore presa di coscienza dell'importanza della stessa ingegneria geotecnica.

Nel corrente clima economico e professionale, la gestione di progetti relativi alle maggiori infra-

strutture ha progressivamente incontrato sempre maggiori difficoltà negli ultimi vent'anni e, conseguentemente, la corretta identificazione e la successiva gestione del rischio connesso alla realizzazione dell'opera ha assunto un sempre maggiore impatto sul programma e sul controllo del budget disponibile per l'investimento.

Normalmente nelle maggiori infrastrutture i lavori di tipo geotecnico possono impegnare un terzo o anche metà dell'intero programma di costruzione dell'opera e qualcosa come il 20% o anche il 30% sui costi complessivi di costruzione. La maggior parte delle riserve che si accumulano durante i lavori si riferiscono a dispute che sono, in qualche modo, riconducibili alle condizioni geologiche e geotecniche. Appare chiaro che la realizzazione di un'opera nel rispetto dei tempi e dei costi è un successo che può essere possibile grazie ad una corretta definizione ed identificazione dei rischi connessi con le condizioni geotecniche, durante l'intero sviluppo del progetto e fino al termine della costruzione e al collaudo dell'opera.

Spesso si assiste, a questo riguardo, ad una preoccupante tendenza, da parte del committente, a dare più importanza alle condizioni contrattuali che agli aspetti di gestione tecnica, tendendo ad assegnare, di fatto, l'intera responsabilità del rischio geologico-geotecnico all'impresa.

La ragione di tale approccio è quella di ritenere che una limitata esposizione al rischio contrattuale rappresenta una garanzia per il raggiungimento di un minore costo dell'opera da realizzare. In realtà ciò si verifica raramente dato che, per tale approccio, il committente di fatto paga sia inizialmente, in fase di definizione contrattuale, in quanto l'impresa è obbligata a includere nei suoi oneri anche il rischio geologico e geotecnico, sia durante la costruzione, in quanto tale metodo inevitabilmente porta ad un clima contrattuale tra le parti poco costruttivo, con il costante accumularsi di riserve di ogni tipo da parte dell'impresa. La risoluzione di queste riserve comporta spesso notevoli costi aggiuntivi che non erano stati, inizialmente, previsti e che, pertanto, non facevano parte del budget. Questa situazione si manifesta a causa delle incertezze legate alla natura dei terreni e del modo nel quale gli imprevisti sono gestiti durante la costruzione dell'opera. L'approccio sopra descritto, che limita la normale gestione dei rischi associati alle condizioni dei terreni, crea un clima nel quale è molto difficile gestire le effettive condizioni geotecniche che, inevitabilmente, si manifestano durante la costruzione dell'opera. Tuttavia, è quasi inevitabile che, durante la costruzione, le informazioni acquisite possano portare ad un diverso quadro geotecnico: in molti casi la realtà può essere più favorevole di quella sulla quale si è basata la progettazione dell'opera, ma, adottando una politica contrattuale che è guidata dall'avversione al rischio, il committente concorre alla creazione di un ambiente per la gestione del contratto che non è in grado di sfruttare tale opportunità. In tal modo, le variazioni che possono avvantaggiare la costruzione in termini sia di costi sia di tempi diventano difficili da introdurre, non a causa della loro complessità tecnica ma per problemi legati alle responsabilità contrattuali.

In realtà, il committente di un'infrastruttura sarebbe nella migliore posizione per gestire e controllare i rischi e le opportunità associate con le condizioni geotecniche dei terreni se solamente si avvallesse dell'indispensabile contributo di uno specialista geotecnico, durante l'intero svolgimento del progetto. Le modalità di questo coinvolgimento possono essere assai diverse; lo specialista geotecnico può fare parte direttamente del gruppo di progettazione, può essere un consulente esterno o può far parte di un gruppo di consulenti indipendenti molto qualificati che agiscono nel ruolo di comitato d'esperti nei confronti del committente.

È di fondamentale importanza che ci sia continuità nei dati forniti e che tutte le informazioni aggiornate siano rese subito disponibili durante l'intero sviluppo del progetto e della costruzione dell'opera. A questo riguardo, occorre che gli specialisti geotecnici possano essere in costante comunicazione e dialogo con tutti coloro ai quali sono assegnate le decisioni gestionali più critiche. Questo dovrebbe permettere al committente di essere tempestivamente informato di tutte le problematiche geotecniche e delle relative implicazioni sia sul programma sia sul budget dell'opera.

L'esperienza e la casistica disponibile mostrano che non è solamente una fortuita coincidenza che le infrastrutture dove il rischio e le opportunità sono state gestite con autorità ed efficacia siano quelle dove il committente è stato capace di utilizzare al meglio le capacità e le competenze di un qualifi-



Figura 1.3. Vista dall'alto del nuovo aeroporto internazionale di Hong Kong che è considerato una delle dieci costruzioni civili più imponenti costruite nel ventesimo secolo

cato gruppo di esperti, anche geotecnici, durante l'intero sviluppo del progetto, a partire dai primi studi di prefattibilità fino alla fine della costruzione.

Fra gli esempi positivi documentati si può citare quello dell'Autorità Aeroportuale di Hong Kong, durante la costruzione del nuovo aeroporto internazionale di Hong Kong su un'area interamente recuperata al mare nel periodo dal 1992 al 1998. L'entità e l'andamento nel tempo dei cedimenti dell'intera area sulla quale doveva essere costruito l'aeroporto era uno dei maggiori rischi connessi con la costruzione. Se ai progettisti fosse stato richiesto di sostenere in esclusiva tutti i rischi connessi con la previsione dei cedimenti e con l'esecuzione degli interventi geotecnici di consolidamento necessari per renderli compatibili con l'opera da realizzare, ciò avrebbe necessariamente comportato l'adozione di interventi di consolidamento dei terreni di fondazione molto cautelativi, ovverosia eccessivi.

Era inoltre virtualmente impossibile suddividere il rischio connesso con il cedimento dell'intera area fra tutte le numerose imprese coinvolte nella costruzione dell'aeroporto. L'Autorità Aeroportuale ha perciò gestito in prima persona la valutazione del rischio connesso con i cedimenti dell'area, incoraggiando l'ottimizzazione dei consolidamenti del terreno e permettendo alle imprese che partecipavano alla gara d'appalto di non accollarsi il rischio connesso con eventuali cedimenti eccessivi, e pertanto non ammissibili per la funzionalità delle opere.

Il successo di tale approccio può essere valutato dal fatto che il consolidamento del terreno fu limitato solamente al 15% dell'intera area guadagnata al mare, mentre progetti d'infrastrutture simili, realizzati anch'essi ad Hong Kong, avevano previsto e realizzato il consolidamento del terreno sul 100% dell'area interessata dalla costruzione. Alla data attuale sono passati circa otto anni dall'inaugurazione del nuovo aeroporto e non si sono verificati problemi legati a cedimenti anomali o eccessivi.

Il possibile e importante contributo degli ingegneri geotecnici nell'ambito di un gruppo interdisciplinare di specialisti coinvolti nella pianificazione e nello sviluppo di aree urbane è mostrato dal seguente esempio, relativo alla città di Helsinki (Finlandia). Nell'ambito dell'espansione della capitale finlandese, le aree periferiche della città sono diventate oggetto di progetti per la realizzazione di centri residenziali. Pikku-Huopalahti è un'area che era stata recuperata al mare a partire dal 1940. L'area è attualmente in sviluppo con la costruzione di centri residenziali per 8.000 persone. Le condizioni dei terreni di fondazione costituivano un aspetto particolarmente critico per lo sviluppo dell'area, a causa della presenza di argille tenere che avevano manifestato cedimenti dell'ordine dei 2 m durante un periodo di circa cinquanta anni. Per rendere possibile l'utilizzo dell'area si è reso necessario pianificare dei lavori con la doppia finalità di: (a) aumentare la stabilità globale dei terreni e (b) ridurre i cedimenti a livelli accettabili sia prima che ad insediamento avvenuto. La quota di imposta per la costruzione dell'opera è stata così sollevata di 1-3 m al fine di raggiungere la quota finale di progetto delle unità abitative una volta esauriti i cedimenti. I sottostanti terreni argillosi hanno richiesto un incremento delle caratteristiche di resistenza al taglio, al fine di essere in grado di sostenere il peso dei materiali di riporto. A questo scopo sono state impiegate diverse tecniche comprendenti: trattamenti colonnari in calce e cemento, fondazioni su pali, precarichi con dreni verticali per accelerare i cedimenti dovuti alla consolidazione. Tali interventi hanno permesso di limitare i cedimenti a lungo termine entro predefinite soglie progettuali pari a 100 mm per le strade, 300 mm per gli appezzamenti e 600 mm per i parchi.

Il processo di miglioramento dei terreni a Pikku-Huopalahti ebbe inizio nel 1986 ed è durato ben dieci anni. Le responsabilità della pianificazione e del miglioramento delle condizioni dei terreni nell'area furono affidate al Dipartimento dei lavori pubblici del Comune di Helsinki, in cooperazione con il Dipartimento di Geotecnica dell'Università. La pianificazione dell'intervento ha costituito parte integrante del piano di sviluppo dell'intera città ed è stato pertanto incorporato nel piano urbanistico. L'area interessata si estende su 26 ettari, con un costo, per quanto concerne il consolidamento dei terreni, pari a 27 milioni di euro. Tale costo fu preso in carico direttamente dal committente dei centri residenziali. I costi delle diverse tipologie di interventi adottati sono riportati, per un confronto, nella seguente tabella:

Tabella 1.1. Costo dei lavori preparatori

Metodo di miglioramento delle proprietà geotecniche dei terreni	Costo per metro quadrato	Costo relativo
Prearichi e dreni verticali	40 euro	1.00
Trattamenti colonnari	90 euro	2.25
Palificazioni	160 euro	4.00

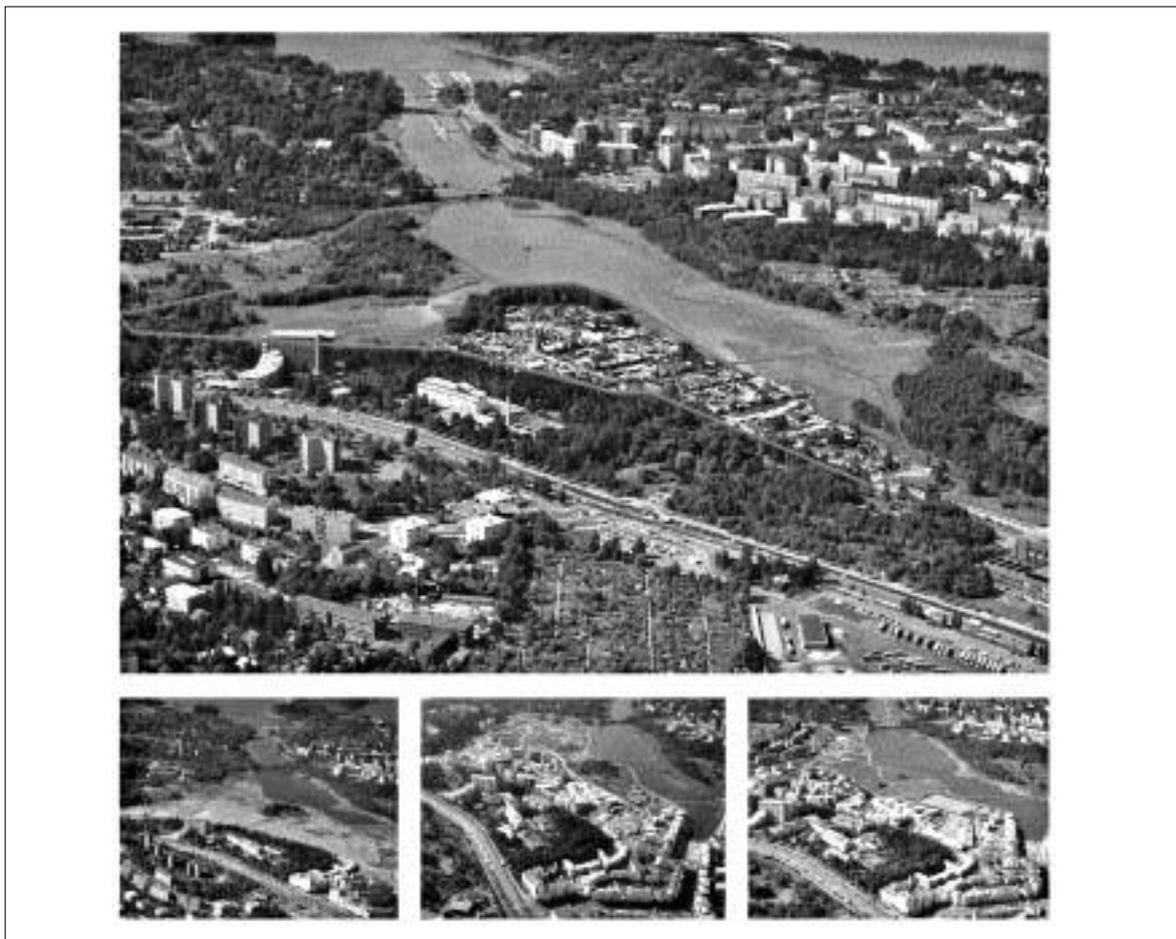


Figura 1.4. Foto aeree dell'area di Pikku-Huopalahti. La prima foto, più grande in alto, si riferisce al 1984 prima dell'inizio dei lavori di consolidamento, quando l'area indicata con una linea continua era sede di piccoli insediamenti industriali che erano sorti senza le risorse economiche necessarie per uno sviluppo appropriato del sito. La successiva fotografia si riferisce invece all'anno 1991 durante il quale erano in corso gli interventi di consolidamento e accelerazione dei cedimenti mediante prearichi e dreni. La terza è relativa all'anno 1996 quando, una volta terminati gli interventi di consolidamento, era in corso la costruzione dei diversi complessi residenziali ed, infine, la quarta fotografia è relativa all'anno 2000, una volta terminata la costruzione del centro residenziale

La soluzione più economica, comprendente precarichi e dreni, come si può notare dalla tabella, ha un costo pari ad un quarto di quello relativo alle palificate, tuttavia il suo impiego ha richiesto dei periodi lunghi, di alcuni anni, per precomprimere e consolidare le argille di fondazione. Questa opzione è diventata fattibile grazie alla pianificazione anticipata e ad alcune economie generali. Se gli ingegneri geotecnici fossero stati coinvolti tardivamente, non si avrebbe avuto il tempo sufficiente per l'adozione della soluzione basata sui precarichi e dreni, con il conseguente aumento, considerevole, dei costi. La stessa tecnica del precarico non sarebbe stata economicamente fattibile per la sola fondazione di un edificio.

In conclusione, il complesso progetto è stato portato a termine con successo avendo stabilizzato adeguatamente i terreni di fondazione con costi accettabili e, soprattutto, non superiori alle previsioni iniziali. Le foto aeree, riportate nella seguente figura 1.4, mostrano le diverse fasi dello sviluppo dell'area.

1.4. L'IMPORTANZA DEL MONITORAGGIO NELLA COSTRUZIONE DELLE OPERE GEOTECNICHE

L'impiego del metodo osservazionale nei progetti dove è prevista la realizzazione di scavi per strutture sotto quota profonde, mediante opportune opere di sostegno, ha raggiunto oggi un livello d'efficienza tale da permettere l'effettivo controllo del grado di sicurezza dell'opera, durante la sua realizzazione, e di verificare le assunzioni progettuali permettendo nel contempo l'ottimizzazione dello stesso progetto in corso d'opera.

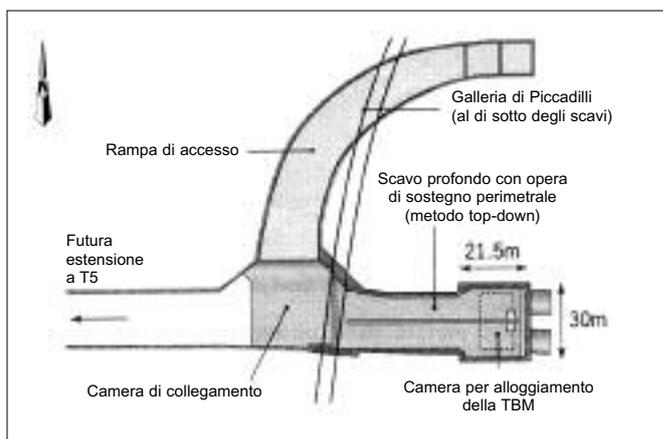


Figura 1.5. Ubicazione del pozzo indicato TBM chamber delle dimensioni in pianta di 21.5 m per 30 m

In tutti i casi di scavo confinato, l'opera di sostegno delle pareti perimetrali è costruita, almeno nella sua parte più profonda, prima che si esegua il corrispondente scavo. Com'è noto, le tipologie costruttive impiegate per la costruzione preventiva dell'opera di sostegno possono essere diverse: paratie di pali o di micropali, diaframmi continui, palancolate metalliche, strutture composte da jet grouting colonnari armati e non, combinazione di più tipi diversi.

Tutte le diverse tipologie delle opere di sostegno per scavi di notevole altezza sono abbinata ad ordini di tiranti o di puntoni in grado di contrastare le spinte del terreno e di limitare le deformazioni ed i cedimenti indotti a tergo dello scavo. Di seguito, si riporta un'interessante descrizione di un importante lavoro relativo ad uno scavo profondo realizzato in prossimità dell'aeroporto di Heathrow a Londra, nel quale l'impiego di un

scavo profondo realizzato in prossimità dell'aeroporto di Heathrow a Londra, nel quale l'impiego di un

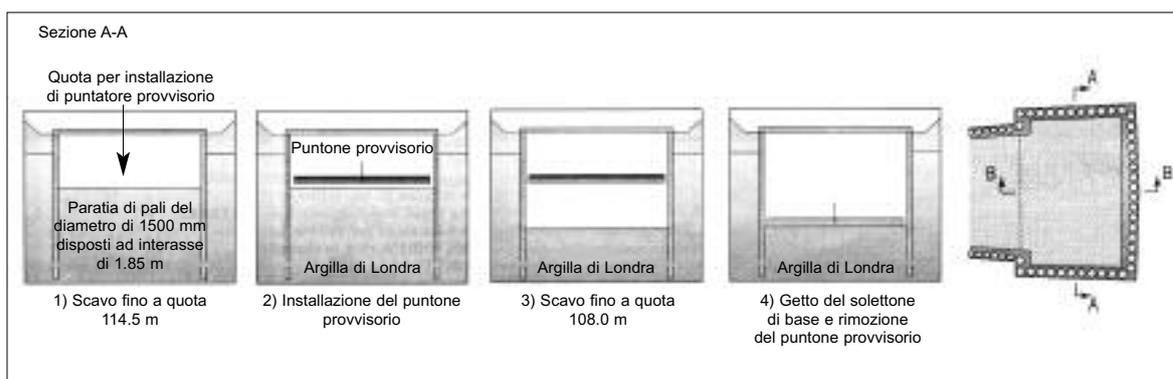


Figura 1.6. Fasi costruttive dell'opera

apposito sistema di monitoraggio durante lo scavo ha reso possibile l'eliminazione dei puntoni, previsti ad una profondità intermedia di scavo, del peso di ben 60 tonnellate guadagnando del tempo prezioso nell'esecuzione dei lavori.

L'opera in questione consiste in uno scavo profondo 15 m e delle dimensioni in pianta di 21.5 m per 30 m, necessario per la partenza dello scavo di due gallerie realizzate mediante fresa (scavo meccanizzato). La figura 1.5 mostra l'ubicazione di tale pozzo indicato come *TMB chamber*.

Le condizioni geotecniche in corrispondenza dell'opera comprendono uno strato superficiale, dello spessore di 50 cm, relativo alla pavimentazione di una strada e di un parcheggio per i taxi esistente prima dell'esecuzione dei lavori, e uno strato sottostante dello spessore di 5 m appartenente alla formazione "Terrace Gravel", costituita da ghiaie sabbiose da dense a molto dense con alcune intercalazioni di limo argilloso o sabbia fine. Al di sotto di tale strato sono presenti le argille di Londra con una potenza di ben 50 m situate, a loro volta, al di sopra di uno strato di ghiaie di base. Le argille di Londra sono dure e sovraconsolidate con inclusioni di conchiglie e frammenti fossili. La falda freatica è risultata localizzata all'interno dello strato superficiale ghiaioso della formazione "Terrace Gravel".

La progettazione delle opere di sostegno si è basata su parametri geotecnici moderatamente conservativi, ricavati sulla base di un'estesa indagine geotecnica, sia in sito sia effettuata in laboratorio. L'opera di sostegno adottata consiste in pali del diametro di 1.5 m disposti ad interasse di 1.85 m. Il metodo di scavo adottato è definito *bottom-up* (vedi figura 1.6), secondo il quale si procede ad eseguire le opere di sostegno perimetrali e quindi allo scavo al loro interno, fino alla quota d'imposta finale.

Con riferimento alla figura 1.6 le fasi costruttive comprendevano la realizzazione dei pali e della trave di coronamento, lo scavo fino alla quota 114.5 m, la messa in opera di puntoni pesanti del peso di 60 t, lo scavo fino alla quota di fondo scavo, il getto di una soletta-piastra di base e la successiva rimozione dei puntoni.

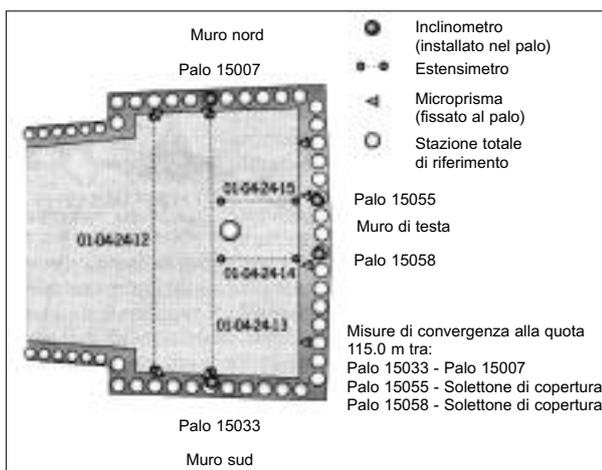


Figura 1.7. Ubicazione della strumentazione di controllo comprendente: (1) estensimetri a nastro (*Tape extensometer*), (2) microprismi (*Mini prism*) ancorati ai pali con relativa stazione di acquisizione automatica delle misure ancorata alla trave di sommità (*Total Station*), (3) inclinometri installati in 4 pali (*Inclinometer in pile*)



Figura 1.8. Esempio di microprisma ancorato ad un palo e stazione TCa 1800 della Leica per l'acquisizione automatica delle misure dei microprismi

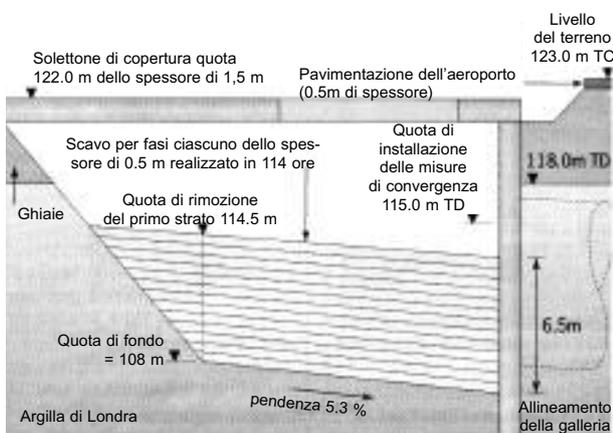


Figura 1.9. Sezione con l'indicazione degli scavi di ribasso per strati dello spessore di 50 cm.

In fase costruttiva fu tuttavia deciso di non mettere in opera i puntoni provvisionali previsti a metà dello scavo, evitando le difficoltose operazioni di posa in opera con relativi notevoli problemi di sicurezza e guadagnando, inoltre, più di un mese sul programma dei lavori.

Tuttavia, allo scopo di mantenere elevati livelli di sicurezza durante lo scavo, si dovevano monitorare i movimenti della paratia costituita da pali di grosso diametro. Vennero innanzitutto definiti dei livelli di spostamento (convergenza delle paratie) che potessero indicare il comportamento dell'opera ed il relativo grado di sicurezza. Tale sistema si era basato sul convenzionale sistema di colori di un semaforo (rosso, giallo e verde) e l'entità delle soglie di allerta e d'allarme sono state valutate sia sulla base delle analisi e verifiche progettuali dell'opera di sostegno sia sulla base di esperienze precedenti. Nel definire tali soglie di allerta e/o allarme occorre competenza in quanto se la soglia d'allarme, come entità degli spostamenti e delle convergenze, è troppo elevata si ha il rischio di non evidenziare spostamenti che possono già pregiudicare la stabilità dell'opera, al contrario, se i valori di spostamento sono troppo bassi si può avere come conseguenza uno stato di allerta con eccessiva frequenza ed effettivamente non necessario.

Il monitoraggio adottato per il controllo del comportamento dell'opera ha compreso tre differenti tipologie: estensimetri a nastro, microprismi e inclinometri.

La figura 1.7 mostra l'ubicazione della strumentazione. Con riferimento a tale figura si ha che il sistema manuale d'estensimetri a nastro ha costituito il monitoraggio primario sulla base del quale si è deciso o meno di procedere nello scavo senza la messa in opera dei puntoni. Le misure sono state eseguite fra quattro punti situati sui lati opposti delle paratie alle quote sommitali delle stesse. Un considerevole numero di microprismi sono stati inoltre installati su alcuni pali. Le misure sui microprismi sono state effettuate mediante una stazione TCa 1800 della Leica installata al di sotto della trave di sommità, come mostrato anche in figura 1.8. Le misure degli spostamenti dei microprismi sono state eseguite ad intervalli regolari e trasmesse direttamente ad un computer di cantiere. Infine, sono stati installati, in quattro pali, gli inclinometri, le cui letture sono state eseguite manualmente e hanno permesso di monitorare le deformate dei pali durante l'intero processo costruttivo. Lo scavo è stato eseguito per fasi di 50 cm, come mostrato in figura 1.9. Si era inoltre deciso di adottare, come massima velocità di scavo, la rimozione di due strati di 50 cm di spessore ciascuno nell'arco delle

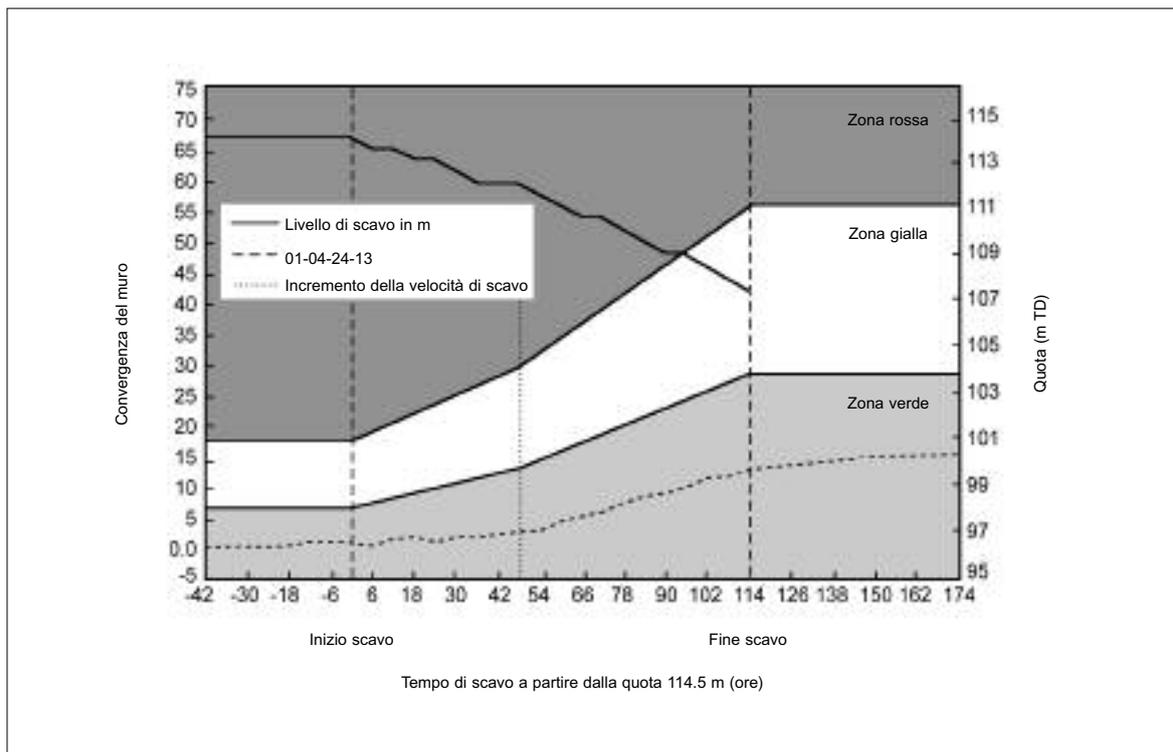


Figura 1.10. Esempio di misure delle convergenze dell'opera di sostegno ottenute mediante estensimetro a nastro

24 ore, al fine di poter valutare, sulla base dei dati del monitoraggio, il comportamento dell'opera di sostegno ed eventuali azioni correttive. Le figure 1.10 e 1.11 mostrano, rispettivamente per gli estensimetri a nastro e gli inclinometri, i dati acquisiti dal monitoraggio. In figura 1.10 sono inoltre riportate le tre zone per quanto riguarda l'entità delle convergenze: la zona (verde) indicata come *Green Zone* si riferisce alla zona senza pericolo in quanto l'entità degli spostamenti è ritenuta accettabile, la zona (gialla) indicata come *Amber Zone* si riferisce a dei valori da ritenersi di allerta ed, infine, la zona (rossa) indicata come *Red Zone* è la zona di allarme nella quale gli spostamenti sono da ritenersi inaccettabili. Come si può vedere nella stessa figura la linea tratteggiata che indica gli spostamenti della paratia in millimetri in funzione, sulle ascisse, del tempo, è situata all'interno della *Green Zone* con un valore massimo di circa 15 mm.

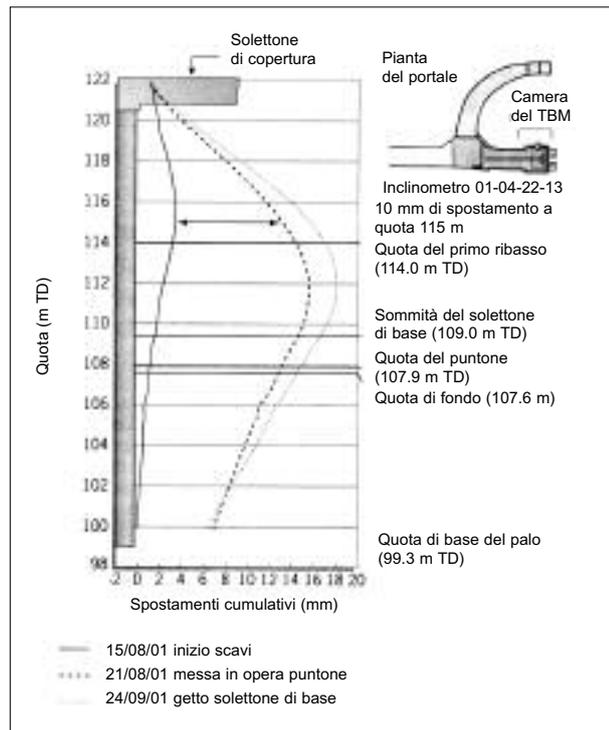


Figura 1.11. Esempio di misure degli spostamenti orizzontali dei pali della paratia ottenute dagli inclinometri installati

1.5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Burland J.B., Standing J.R., Jardine F.M. (2001), *Building response to tunneling – case studies from construction of Jubilee Line Extension*, London, CIRIA report SP 2000, Construction Industry Research and Information Association, London, 2001
- Henderson T.O., Pickles A.R. (2004), *Geotechnical management on major infrastructure project*, Proceedings of the Institution of Civil Engineering 157, ottobre 2004, pp. 165-171
- Potts D.M. (2003), *Numerical analysis: a virtual dream or a practical reality?*, 42nd Rankine Lecture. Géotechnique, 56, No. 6, pp. 533-575
- Reul O., Randolph M.F. (2003), *Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurement and numerical analyses*, Géotechnique 53, No. 3, pp. 301-315.